

MATERIAIS PARA CONCRETO

Cláudio Oliveira Silva

1 AGREGADOS

Antes relegados à categoria de coadjuvantes, os agregados passam a ocupar papel de grande importância técnica e econômica no concreto a partir dos anos 50 ganhando especial destaque ainda nos anos 90 (SBRIGHI, 2005).

A escassez de jazidas minerais e a conseqüente elevação dos preços, o estudo de reações deletérias ao concreto, provenientes dos agregados, e a evolução das técnicas de dosagem e utilização do concreto; compõem os fatores que elevaram a importância econômica e técnica dos agregados.

1.1 Classificação quanto a origem

A maior parte dos agregados para concreto são derivados de rochas de diversos tipos e estas rochas podem ser formadas por diferentes minerais. As diferentes características das rochas utilizadas na produção de concreto, como: resistência, módulo, massa específica e absorção são influenciadas por sua origem.

Os agregados naturais podem ser classificados, quanto à origem, em três diferentes tipos:

- **rochas ígneas**

As rochas ígneas (do latim *ignis*, fogo) são formadas pelo resfriamento do magma proveniente do interior da Terra. O tamanho dos cristais depende da velocidade de resfriamento do magma, quanto maior o tempo de resfriamento maior será o tamanho do cristal formado. Quando o magma se cristaliza abaixo da crosta terrestre, o resfriamento é lento e são formados cristais visíveis a olho nu (grão > 5mm). Estas rochas são denominadas plutônicas (ex. granito) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

O resfriamento rápido do magma ocorre quando este entra em contato com a temperatura ambiente, sendo cristalizado na superfície. É o que ocorre nas erupções vulcânicas. Neste caso os cristais formados são muito pequenos (grão < 1 mm), sendo denominadas de rochas vulcânicas (ex. basalto).

Uma condição intermediária ocorre quando o magma se cristaliza pouco abaixo da superfície, no interior da crosta. Neste caso, o resfriamento é um pouco mais lento que o das rochas vulcânicas, permitindo que os cristais sejam visíveis a olho nu, embora ainda de tamanho pequeno (grão de 1 a 5 mm). Estas rochas são denominadas rochas hipoabissais (ex. diabásio) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

- **rochas sedimentares**

As rochas sedimentares são formadas por um ciclo que envolve: o intemperismo, a erosão, o transporte e a deposição. Os fragmentos da rocha são depositados em depressões da crosta terrestre (bacias sedimentares) e a transformação em rocha ocorre sob condições de baixa pressão e

temperatura e pode ocorrer por meio de processos químicos (dissolução, precipitação, cristalização, oxidação, redução, outros) e físicos, denominados diagênese. As rochas sedimentares podem ser classificadas em clásticas (ex. arenito) e não-clásticas (ex. calcários e dolomitos) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

Os calcários são rochas formadas a partir do mineral calcita, cuja composição química é o carbonato de cálcio. Pode ser formado pela deposição de carbonato oriundo de fósseis de carapaças e esqueletos dissolvidos em meio aquoso em ambiente marinho ou por precipitação química, quando o carbonato dissolvido na água se cristaliza.

- **rochas metamórficas**

As rochas metamórficas são derivadas de rochas preexistentes que sofreram modificações nas condições físicas (temperatura e pressão) e químicas no decorrer dos processos geológicos. A rocha resultante depende da composição da rocha original e das condições de temperatura e pressão. Deste modo são formadas rochas com diferentes tipos de estrutura (Ex. ardósias, gnaisses, mármore e quartzitos) (FRASCÁ & SARTORI, 1998).

1.2 Classificação quanto a obtenção

Os agregados de origem natural podem ser classificados em função da maneira como são obtidos:

- **agregados naturais sem britagem**

São agregados cujo formato e tamanho foram obtidos através da ação de agentes naturais. Para serem utilizados em concreto não necessita de nenhum outro beneficiamento a não ser passarem por processos de lavagem e peneiramento. (Ex. areia de rio, areia de cava, seixo rolado).

- **agregados naturais britados**

Os agregados naturais britados são obtidos através da fragmentação intencional das rochas por meio de processo industrial que envolve as fases de desmonte, britagem e beneficiamento (lavagem e peneiramento). Por este motivo esse tipo de agregado é chamado de brita.

Antes reservado à produção de agregado graúdo, o processo de britagem tem buscado a obtenção de agregados com granulometria parecida com as areias de rio ou de cava. As técnicas para obtenção de areias de brita têm evoluído, com melhora na obtenção da forma dos grãos e já é possível a substituição, de modo satisfatório, das areias de rio ou de cava na produção de concreto. (Ex. pedra britada ou brita, areia de brita ou areia industrial).

- **agregados reciclados**

Os agregados reciclados são obtidos pelo beneficiamento de resíduos de construção ou demolição (RCD), contendo principalmente argamassa, concreto e cerâmica vermelha.

A necessidade eminente de regulamentar a deposição do RCD levou o CONAMA editar a resolução 307, que trata das responsabilidades em relação à geração de resíduos.

A NBR 15116 especifica os requisitos para os agregados reciclados, que na normatização brasileira até o momento está limitada na utilização de concretos sem função estrutural. Portanto, para a produção de tubos e aduelas é ainda necessário aguardar a normatização do uso estrutural de agregados reciclados de RCD. Entretanto, já existem diversos trabalhos mostrando a viabilidade deste tipo de utilização.

- **agregados artificiais**

São fabricados a partir de materiais naturais, utilizando-se processos de calcinação em forno rotativo a temperaturas de 1000°C a 1200°C. O grande diferencial desses agregados é a menor massa específica, obtida pela expansão de gases aprisionados na massa e liberados durante a calcinação. (Ex. argila expandida, vermiculita expandida, ardósia expandida, folhelho expandido).

Utilizados no concreto com o objetivo de obter menor massa específica, normalmente sacrificam a resistência mecânica. Esse tipo de agregado não é utilizado na produção de tubos e aduelas de concreto.

Também são classificados como agregados artificiais os rejeitos de processos industriais, constituídos de material granular com características para uso como agregado. (Ex. escória siderúrgica).

1.3 Composição granulométrica

Os agregados para concreto são classificados na norma NBR 7211 quanto a dimensão dos grãos como: agregados graúdos – grãos passante na peneira com abertura de malha 152 mm e retidos na peneira com abertura de malha 4,75 mm e agregados miúdos – grãos passante na peneira com abertura de malha 4,75 mm e retidos na peneira com abertura de malha 0,075 mm.

A classificação dos agregados e sua composição granulométrica são obtidas através do ensaio estabelecido na NBR 7217. No ensaio também são obtidos os valores de dimensão máxima - ($d_{m\acute{a}x}$)¹ e módulo de finura - (MF)².

A composição granulométrica do agregado é muito importante na definição da dosagem do concreto, seja no concreto seco (tubos) e no concreto plástico (aduelas). As tabelas 5.1 e 5.2 apresentam exemplos de ensaio de composição granulométrica efetuados em amostras de agregado miúdo e agregado graúdo respectivamente. Os limites estabelecidos na NBR 7211 e os valores de $d_{m\acute{a}x}$ e MF de cada agregado também estão apresentados.

TABELA 5.1 – Composição granulométrica de uma amostra de agregado miúdo

| Peneira com abertura de malha (mm) | Porcentagem, em massa, retida e acumulada | | | | | |
|-------------------------------------|---|-----------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | Amostra | | Limites inferiores | | Limites superiores | |
| | Individual | Acumulada | Zona utilizável ² | Zona ótima ¹ | Zona ótima ¹ | Zona utilizável ³ |
| 6,3 mm | 2 | 2 | 0 | 0 | 0 | 7 |
| 4,75 mm | 2 | 4 | 0 | 0 | 5 | 10 |
| 2,36 mm | 5 | 9 | 0 | 10 | 20 | 25 |
| 1,18 mm | 10 | 19 | 5 | 20 | 30 | 50 |
| 600 µm | 25 | 44 | 15 | 35 | 55 | 70 |
| 300 µm | 29 | 73 | 50 | 65 | 85 | 95 |
| 150 µm | 17 | 90 | 85 | 90 | 95 | 100 |
| <0,15 | 10 | 100 | - | - | - | - |
| Total | 100 | 239 | - | - | - | - |
| Dimensão máxima característica (mm) | | | | | | 4,75 |
| Módulo de finura | | | | | | 2,39 |

Notas: ¹O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90.

²O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20.

³O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.

Dimensão máxima do agregado ($d_{m\acute{a}x}$)¹: é a abertura nominal de peneira, em mm, na qual fica retida acumulada uma porcentagem igual ou imediatamente inferior a 5% da massa do agregado ensaiado. NBR 7211 (ABNT, 2004).
Módulo de finura (MF)²: soma das porcentagens acumuladas retidas nas peneiras da série normal dividido por cem. O valor do módulo de finura é tanto maior quando mais grosso for o agregado (NEVILLE, 1997).

TABELA 5.2 – Composição granulométrica de uma amostra de agregado graúdo

| Peneira com abertura de malha (mm) | Porcentagem, em massa, retida e acumulada | | | |
|-------------------------------------|---|-----------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | Amostra | | Zonas granulométrica d/D ¹ | |
| | Individual | Acumulada | 4,75/12,5 | 9,5/25 |
| 25 mm | 0 | 0 | - | 0 - 5 |
| 19 mm | 0 | 0 | - | 2 - 15 ² |
| 12,5 mm | 0 | 0 | 0 - 5 | 40 ² - 65 ² |
| 9,5 mm | 1 | 1 | 2 - 15 ² | 80 ² - 100 |
| 6,3 mm | 37 | 38 | 40 ² - 65 ² | 92 - 100 |
| 4,75 mm | 43 | 81 | 80 ² - 100 | 95 - 100 |
| 2,36 mm | 18 | 99 | 95 - 100 | - |
| 1,18 mm | 0 | 99 | - | - |
| 600 µm | 0 | 99 | - | - |
| 300 µm | 0 | 99 | - | - |
| 150 µm | 0 | 99 | - | - |
| <0,15 | 1 | 100 | - | - |
| Total | 100 | 686 | - | - |
| Dimensão máxima característica (mm) | | | | 9,5 |
| Módulo de finura | | | | 5,77 |

Notas: ¹ d/D = relação entre a menor dimensão do agregado e a maior dimensão do agregado.

² Em cada zona granulométrica a NBR 7211 (ABNT, 2004) permite em apenas um dos limites marcados uma variação de, no máximo, cinco unidades percentuais. Esta variação pode ser distribuída entre os limites marcados.

Os agregados para concreto, além de atender às especificações da NBR 7211 quanto aos limites granulométricos, deve atender também a NBR 8890 quanto aos requisitos de dimensão máxima (dm_{ax}) dos grãos.

A dm_{ax} deve ser limitada ao menor valor entre um terço da espessura da parede do tubo e cobertura mínima da armadura. Para tubos de até 600 mm de diâmetro nominal, o cobertura da parede externa deve ser no mínimo de 15 mm. Para os tubos de diâmetro nominal maior que 600 mm o cobertura da parede externa deve ser de mínimo de 20 mm.

Para aduelas, o dm_{ax} do agregado deve ser menor que 20% da espessura nominal do cobertura, que é estabelecido pela NBR 15396 em 30 mm. Para ambientes com agressividade forte ou muito forte é necessário verificar os valores especificados na NBR 6118.

1.4 Forma e textura superficial

Normalmente se considera que, quanto mais arredondado o formato do grão, mais favoravelmente o agregado irá influenciar o concreto no estado fresco. O formato arredondado facilita a movimentação dos grãos, melhorando a plasticidade do concreto.

Agregados com grãos lamelares, onde a relação entre o comprimento e espessura do grão é maior que três, necessitarão de maior consumo de pasta de cimento para lubrificar os grãos e diminuir o atrito entre eles, aumentando o custo do concreto.

Os grãos de formato arredondados são característicos dos agregados de origem natural que não necessitam de britagem para seu uso em concreto. A forma arredondada é resultado da ação natural de transporte através do vento ou da água, ao longo de muitos anos. A figura 5.1 apresenta a relação entre grau de esfericidade e grau de arredondamento de grãos de agregados.

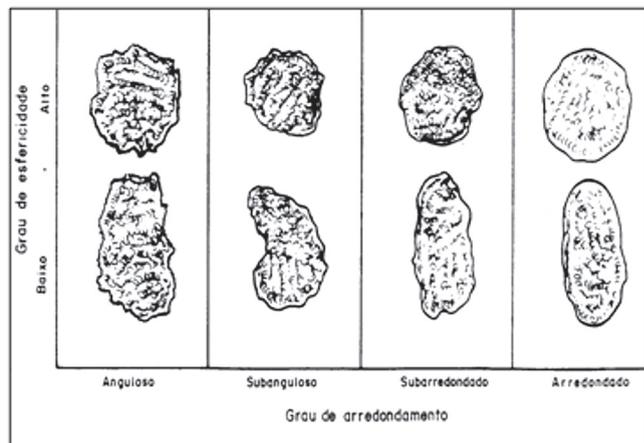


FIGURA 5.1 - Relação entre grau de esfericidade e grau de arredondamento

Para a maioria dos agregados naturais britados, a obtenção de formas mais próximas do arredondado, é dificultada pela natureza da rocha e pelo tipo de equipamento utilizado.

O formato arredondado, normalmente, está associado a uma textura lisa e texturas muito lisas prejudicam a aderência entre a pasta de cimento e o agregado, podendo contribuir para menores resistências do concreto. Ao contrário, as texturas mais ásperas, por sua vez, favorecem a aderência entre pasta e agregado, contribuindo para o aumento da resistência do concreto.

Deste modo, pode-se dizer que o agregado ideal é o com maior grau de esfericidade e grau de arredondamento que mantenha uma superfície áspera o suficiente para garantir boa aderência à pasta de cimento.

A forma do grão de agregados graúdos pode ser determinada através do ensaio de índice de forma estabelecido na NBR 7809. No ensaio determina-se a relação média de valores obtidos em determinado número de grãos, entre a maior dimensão do grão (comprimento) e a menor dimensão do grão (espessura). A NBR 7211 estabelece que a relação média entre comprimento e espessura não deve ser maior que três.

1.5 Absorção de água e umidade superficial

A absorção de água e a umidade superficial dos agregados são fatores importantes que devem ser considerados durante o controle de produção do concreto para fabricação de tubos e aduelas. Variação na quantidade de água total do agregado durante a produção altera a dosagem do concreto, resultando em maior dificuldade na obtenção e manutenção da qualidade do produto final.

Quando todos os poros permeáveis de um grão estão preenchidos e não há filme de água na superfície, o agregado estará na condição saturada superfície seca (SSS), quando o agregado está saturado e também há umidade livre na superfície, o agregado está na condição úmida ou saturada. Na condição completamente seca, toda a água evaporável do agregado foi eliminada durante permanência em estufa a 100°C (METHA & MONTEIRO, 1994).

A absorção de água do agregado pode ser definida como sendo a diferença entre a massa do agregado na condição saturado superfície seca (SSS) e sua massa seca, expressa em porcentagem. Já a umidade superficial ou simplesmente umidade é definida pela porcentagem de massa do agregado que excede a condição SSS.

Os vários estados de umidade que podem estar presentes em um grão de agregado são apresentados na figura 5.2.

A absorção de água do agregado miúdo pode ser medida através do ensaio estabelecido pela NBR NM 30 e a absorção do agregado graúdo através do ensaio da NBR NM 53.

A umidade de um agregado graúdo dificilmente ultrapassa valores acima de 1%, enquanto que as areias naturais podem apresentar valores de até 10% de umidade. A quantidade de água total do agregado é a soma entre a absorção e a umidade. Na fábrica, este valor pode ser verificado através de umidímetros instalados nos silos de agregados ou por meio de ensaios de campo, como o ensaio da frigideira. Nesse último, quando uma amostra de 500 g do agregado é seca em frigideira colocada sob fogo alto, e a quantidade de água do agregado é determinada pela diferença entre a massa úmida e massa seca dividida pela massa seca. (NEVILLE, 1997)

As areias naturais podem sofrer ainda o fenômeno de inchamento, ou seja, o aumento do volume aparente. Isto ocorre devido à tensão superficial da água que mantém as partículas afastadas.



FIGURA 5.2 - Estados de umidade presentes em um grão de agregado (NEVILLE, 1997)

Em areias finas este aumento pode ser de até quarenta por cento do volume no estado seco. Por este motivo que o proporcionamento dos materiais em volume implica maior variação na dosagem do concreto, sendo mais favorável à dosagem em massa (METHA & MONTEIRO, 1994).

O inchamento da areia pode ser verificado através do ensaio descrito na NBR 6467.

1.6 Massa específica e massa unitária

Os agregados contêm poros permeáveis e impermeáveis, os poros permeáveis ou capilares permitem a entrada e saída de água, enquanto que os poros impermeáveis são fechados. Na determinação da massa específica, que caracteriza cada material, a massa específica, relação entre massa e volume, do agregado é considerada eliminando-se o vazio entre os grãos do agregado e o volume dos poros capilares, mas considerando-se o volume dos poros fechados.

A massa específica é utilizada no cálculo do consumo em massa do cimento e dos agregados utilizados em um metro cúbico de concreto, devendo-se descontar o ar incorporado, que é de cerca de 2%.

Para verificações de estoques ou dosagens em volume, é necessário conhecer a massa unitária dos materiais. Na determinação da massa unitária estamos considerando também o volume de vazios entre os grãos. A massa unitária depende da maneira como o agregado é compactado no recipiente e pode ser determinada no estado solto (não adensado) ou compactado (adensado).

Para os agregados miúdos a determinação da massa específica e massa específica aparente é determinada pela norma NBR NM 52 e para os agregados graúdos deve-se utilizar a NBR NM 53.

As normas NBR 7251 e NBR 7810 especificam os procedimentos para a determinação das massas unitárias em estado solto e compactado de agregados miúdos e graúdos, respectivamente. As figuras 5.3 e 5.4 ilustram a execução dos ensaios de massa específica e massa unitária.



FIGURA 5.3 - Determinação da condição saturada superfície seca (lado esquerdo) utilizada para determinar a massa específica em agregado miúdo por meio do picnômetro, NBR NM 52



FIGURA 5.4 - Recipiente utilizado na determinação da massa unitária solta de agregado miúdo, NBR NM 52

A tabela 5.3 apresenta valores de referência para massa específica para alguns dos principais agregados utilizados na produção de concreto.

1.7 Impurezas orgânicas

TABELA 5.3 – Massa específica e massa unitária referenciais de diversos tipos de agregados (NEVILLE, 1997)

| Tipo de agregado | Massa específica (kg/m ³) |
|------------------|---------------------------------------|
| Basalto | 2,80 |
| Granito | 2,69 |
| Arenito | 2,69 |
| Calcário | 2,66 |
| Quartzito | 2,62 |
| Areia | 2,45* |

Valores médios obtidos no laboratório da ABCP

As impurezas orgânicas presentes nos agregados podem interferir nas reações de hidratação do cimento. Estas impurezas são oriundas da decomposição de matéria vegetal e aparecem na forma de húmus e argila orgânica. São encontrados mais comumente em areias naturais (NEVILLE, 1997).

A presença de impureza orgânica em agregados miúdos é verificada através do ensaio especificado na NBR NM 49. A figura 5.5 apresenta o resultado de um ensaio de determinação de impureza orgânica.

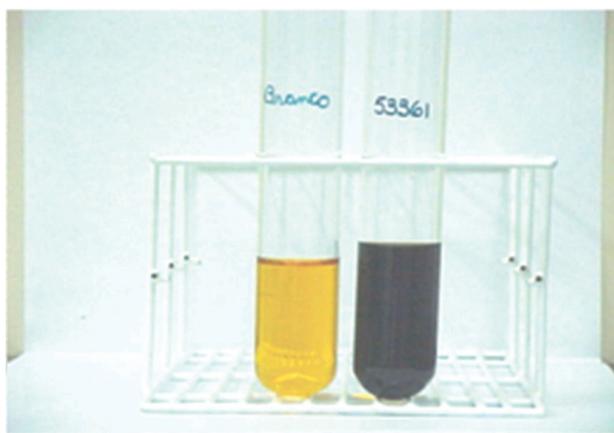


FIGURA 5.5 - Ensaio para determinação da presença de impureza orgânica

No tubo de ensaio à esquerda está a solução padrão e à direita a amostra ensaiada, sendo que, a coloração mais escura confirma a presença de impureza orgânica.

Entretanto, nem toda impureza orgânica é prejudicial ao concreto. Neste caso, a utilização do agregado miúdo com presença de impurezas orgânicas deve ser avaliada através da realização do ensaio de qualidade da areia estabelecido pela NBR 7221.

1.8 Argila e materiais friáveis

A argila pode estar presente no agregado na forma de películas superficiais ou em torrões. A presença de argila, silte e outros materiais friáveis interferem na aderência entre o agregado e a pasta de cimento, causando diminuição da resistência do concreto. (NEVILLE, 1997).

A presença de argila pode ser detectável durante uma análise visual, entretanto é importante realizar o ensaio para determinação do teor de argila e materiais friáveis conforme estabelecido na NBR 7218. A figura 5.6 apresenta um exemplo de contaminação de areia com torrões de argila.



FIGURA 5.6 - Areia natural contaminada por torrões de argila

O teor máximo permitido pela NBR 7211 é de 3% em massa para o agregado miúdo, e de 1% para o agregado graúdo.

1.9 Material pulverulento

O material pulverulento é constituído de partículas com dimensão inferior a 75 μm , inclusive por materiais solúveis em água (SBRIGHI, 2005).

A NBR 7211 especifica para o agregado miúdo valores máximos de 3,0%, em massa, para concretos submetidos a desgaste superficial e de 5,0% para os demais concretos. No agregado graúdo o limite é de 1%. Para o agregado total do concreto o limite é de 6,5%.

Estes limites são bastante importantes quando tratamos de concretos plásticos, como o utilizado na produção de aduelas de concreto. Para os concretos secos, utilizados na produção de tubos, teores maiores de material pulverulento são necessários para proporcionar maior coesão à mistura, visto que a desforma ocorre imediatamente após a moldagem, devendo a peça sustentar seu peso próprio ainda em estado fresco.

Devem ser evitados agregados com material pulverulento constituído por materiais micáceos, ferruginosos e argilo-minerais expansivos (SBRIGHI, 2005).

O teor de material pulverulento é determinado através do ensaio da NBR NM 46. A figura 5.7 ilustra a realização do ensaio que utiliza uma peneira com abertura de malha 75 μm .



FIGURA 5.7 - Determinação do teor de material pulverulento

1.10 Contaminação com açúcar

O açúcar é uma substância que tem como propriedade o retardamento da pega do concreto, provavelmente agindo no cimento retardando a formação de C-S-H (Silicatos de Cálcio Hidratados). Dependendo do tipo de cimento utilizado, da quantidade de açúcar e do instante em que ele entrou em contato com a mistura, a pega do concreto pode ser retardada em várias horas prejudicando também a evolução da resistência à compressão.

A contaminação do agregado com açúcar pode ocorrer em regiões onde é comum o transporte de cana-de-açúcar em caminhões que depois irão transportar agregado, sem o cuidado de lavagem da carroceria. Pequenas quantidades de café adoçado jogado no monte de areia também podem ser suficientes para contaminar o agregado e causarem efeitos deletérios no concreto.

A presença de açúcar no agregado pode ser detectada através do ensaio ABCP procedimento PO-GT-3040 adaptado do método CRD – C 213-48 especificado pelo Corps of Engineers - E.U.A.

O método consiste em colocar o agregado em uma solução com marcador químico, que na presença de açúcar forma um anel de cor roxa. A figura 5.8 ilustra o ensaio de presença de açúcar.

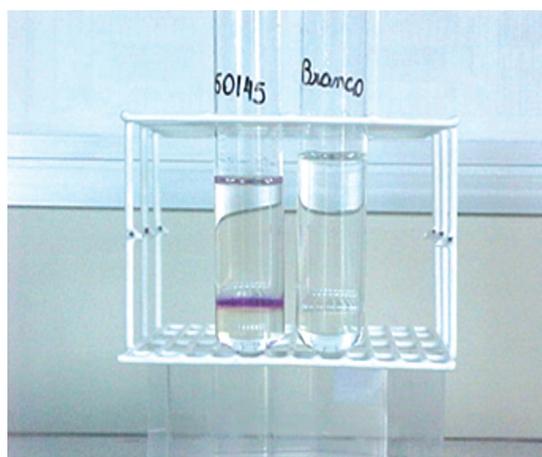


FIGURA 5.8 - Determinação da presença de açúcar. No tubo de ensaio à esquerda observa-se a formação do anel de cor roxa, confirmando a presença de açúcar na amostra de areia

1.11 Contaminação por sais

A presença de cloretos, sulfatos, nitratos e sulfetos no agregado, podem provocar além da corrosão das armaduras ou das fibras metálicas (cloretos), alterações na hidratação do cimento Portland, eflorescências e expansões (sulfatos e sulfeto) (SBRIGHI, 2005).

As areias extraídas de praias ou dragadas do mar não são indicadas para a utilização em concreto, a não ser que sejam beneficiadas (NEVILLE, 1997).

A NBR 9917 estabelece o método para determinação da presença de sais no agregado.

1.12 Reatividade do agregado

Alguns tipos de agregados podem apresentar reação com os hidróxidos alcalinos solubilizados na fase líquida dos poros do concreto. A reação, conhecida como reação álcali-agregado (RAA) ocorre na presença de água e resulta na formação de um gel que, ao se acumular nos vazios e na interface pasta-agregado, se expande e exerce pressão interna no concreto. Ao exceder a sua resistência à tração, a pressão interna pode promover fissurações, podendo levar a desagregação (MUNHOZ, 2007).

A RAA compreende três tipos, em função da composição mineralógica dos agregados e do mecanismo envolvido: reação álcali-sílica, reação álcali-silicato e reação álcali-carbonato (MUNHOZ, 2007). Obras em contato com umidade como: hidráulica, barragem, ponte, pavimento, fundação, entre outras estão mais suscetíveis a RAA (KIHARA; & SCANDIUZZI, 1993). Portanto, redes de drenagem e esgotamento sanitário podem ser vulneráveis quando utilizam agregados reativos.

A única forma de prevenir a ocorrência de RAA é verificar previamente a reatividade do agregado antes de utilizá-lo no concreto que irá produzir os tubos e aduelas. Em função do resultado, deve-se selecionar o cimento Portland mais adequado para inibir a reação.

A reatividade do agregado pode ser determinada pelo método acelerado das barras de argamassa ASTM C 1260. A análise petrográfica permite avaliar a reatividade de agregado com base na identificação das fases reativas presentes no material. (MUNHOZ, 2007).

Quando for constatada a reatividade do agregado, podem-se tomar ações preventivas como: o uso cimentos Portland com baixos teores de álcalis, limitando o teor total de álcalis no concreto a um valor específico, sendo a recomendação mais comum de $3\text{kg/m}^3 \text{Na}_2\text{O}_e$ (FOURNIER & BÉRUBÉ, 2000). O uso de cimento Portland CP IV com teores de cinza volante entre 25% a 35%, cimento Portland CP III com adição de escória de alto-forno em teores acima de 50%, a adição no concreto de: sílica ativa em teores de 10 a 12%, e de metacaulim em teores próximos de 10%, são maneiras eficientes de reduzir a reação (MUNHOZ, 2007).

No ensaio especificado pela norma ASTM C 1260 a expansão média aos 14 dias de cura em solução alcalina é tomada como valor de referência para a estimativa da reatividade potencial do agregado com

os álcalis. Expansões superiores a 0,20% aos 14 dias indicam que o agregado é reativo e que entre 0,10% e 0,20% o agregado é potencialmente reativo, necessitando de ensaios complementares para decisão quanto a seu uso. Expansões abaixo de 0,10% indicam que o agregado é inócua. Esses valores são válidos quando se utiliza no ensaio um cimento comprovadamente não inibidor da reação álcali-agregado.

A figura 5.9 ilustra o resultado de reatividade de duas amostras de agregados ensaiadas conforme a ASTM 1260 e a figura 5.10 apresenta micrografia de concreto com reação álcali-agregado.

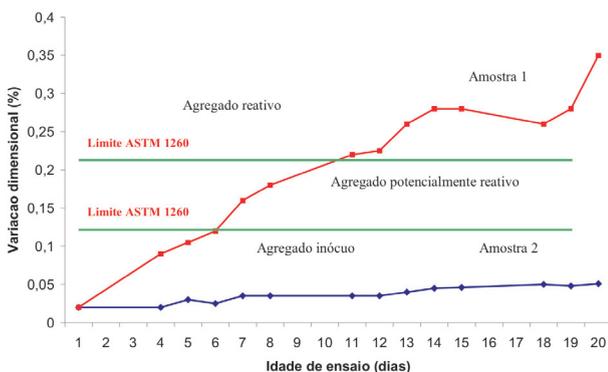


FIGURA 5.9 - Ensaio de reatividade de agregados. ASTM 1260

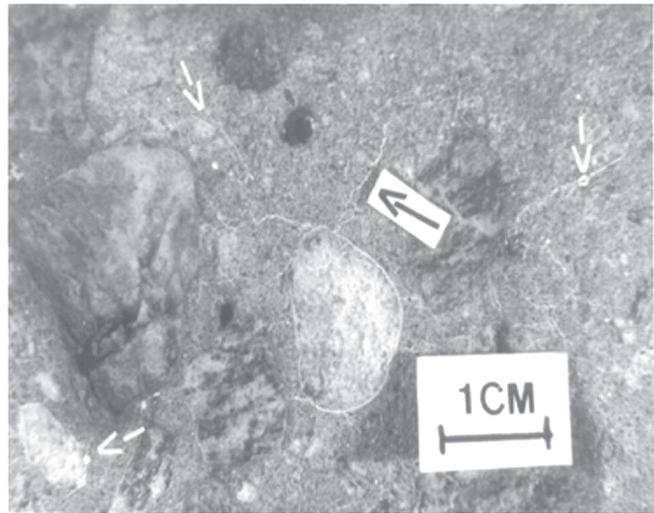


FIGURA 5.10 - Micrografia de concreto com reação álcali-agregado. Observa-se fissuras e o anel de gel no entorno do agregado

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (ASTM). ASTM C-1260/05a. **Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method)**. Philadelphia, 2005. section 4 (Construction), v. 04.02 (Concrete and Aggregates).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. PO-GT-3040. **Determinação do teor de açúcar – Método Qualitativo**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados – Determinação do inchamento de agregado miúdo**. NBR 6467, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados para concreto – Especificação**. NBR 7211, Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados – Determinação da composição granulométrica**. NBR 7217, Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis**. NBR 7218, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Ensaio de qualidade de areia – Método de ensaio**. NBR 7221, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado em estado solto - Determinação da massa unitária**. NBR 7251, Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio**. NBR 7809, Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios**. NBR 8890, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados para concreto – Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis – Método de ensaio.** NBR 9917, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo – Método de ensaio.** NBR 9937, Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos.** NBR 15116, Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubos de concreto, de seção circular, para cravação – Requisitos e método de ensaios.** NBR 15319, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e método de ensaios.** NBR 15396, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado miúdo - Determinação da absorção de água.** NBR NM 30, Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro, por lavagem.** NBR NM 46, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas.** NBR NM 49, Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente.** NBR NM 52, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água – Método de ensaio.** NBR NM 53, Rio de Janeiro, 2003.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE - CONAMA – **Gestão dos resíduos da construção civil - Resolução 307.** Brasília, 2002.

FRASCÁ, M. H. B. O. & SARTORI, P. L. P. **Minerais e rochas.** In: Geologia de engenharia, 1998. São Paulo. Livro. Ed. OLIVEIRA, A. M. S. & BRITO, S. N. A. Associação brasileira de geologia de engenharia, 1998, p 15-55.

METHA, P.K & MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: Pini, 1994.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** Tradução, Salvador Giammusso. São Paulo: Pini, 1997.

SBRIGHI NETO, C. **Agregados para concreto.** In: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações, 2005. São Paulo. Livro. Ed. Geraldo C. Isaia - Instituto Brasileiro do Concreto, 2005 , v1, p 323-343.

2 CIMENTO PORTLAND

Cláudio Oliveira Silva

A história do cimento Portland, como conhecemos hoje, começa em 1756, quando John Smeaton, buscou um material de maior qualidade para realizar a reforma do farol de Eddystone em Cornwall, Inglaterra. Foi Smeaton que primeiro descobriu as propriedades satisfatórias de se adicionar argila à mistura de calcário e pozolana, utilizada desde à época dos romanos. (Neville, 1997).

Provavelmente outros estudos foram realizados na Europa para formular um cimento de maior qualidade que aqueles utilizados pelos romanos, mas coube a Joseph Aspdin, um construtor da cidade de Leeds, na Inglaterra, que 1824 obteve o registro de patente do cimento Portland. (Kihara, Centurione, 2005).

O nome Portland que serve para designar o cimento produzido pela mistura de cal, argila e óxido de ferro, aquecidas em fornos e depois moídas e misturadas ao gesso; deve ter origem na ilha de Portland, também na Inglaterra, localidade onde à época se extraía a Pedra de Portland, um calcário com coloração semelhante ao cimento que utilizamos hoje (Neville, 1997).

No Brasil, a primeira produção regular de cimento Portland iniciou-se em Cachoeiro de Itapemirim no Espírito Santo em 1925, embora a fábrica tenha sido inaugurada em 1912. Em 1926, é inaugurada a fábrica de cimento Perus, na cidade de São Paulo que funcionou até 1984.

Em 1936, quando o Brasil já contava com cerca de cinco grupos cimenteiros, foi fundada, por iniciativa destas empresas a Associação Brasileira de Cimento Portland, entidade técnica que nos seus mais de setenta anos, têm contribuído para o desenvolvimento técnico do cimento Portland no Brasil. Atualmente temos no Brasil dez grupos empresariais com o total de 57 fábricas distribuídas por todo território nacional.

2.1 Fabricação

A fabricação do cimento Portland envolve as etapas de extração de calcário e argila. Estes materiais são britados e colocados em um depósito. Em seguida, é estabelecida a proporção entre o calcário e argila, que dependerá da composição química das jazidas. A mistura de calcário e argila é moída no moinho de cru, nome dado à mistura. O cru ou farinha são homogêneos e então entra no pré-aquecedor, que aproveita calor do forno para realizar descarbonatação do calcário. (Neville, 1997).

No forno rotativo, a mistura é aquecida à temperaturas de até 1450°C. Para aquecer o forno podem ser utilizados óleo ou carvão como combustível. Atualmente a indústria tem voltado seus esforços para o uso de combustíveis alternativos como o coque de petróleo, produto oriundo da última etapa no refino do petróleo. Outra ação importante da indústria de cimento para o ambiente é o co-processamento, quando se combina a incineração de resíduos industriais com geração de calor no forno. No co-processamento podem ser utilizados, pneus, borra de tinta, solventes e outros materiais com poder calorífico e quantidade de emissões compatíveis com a produção do cimento.

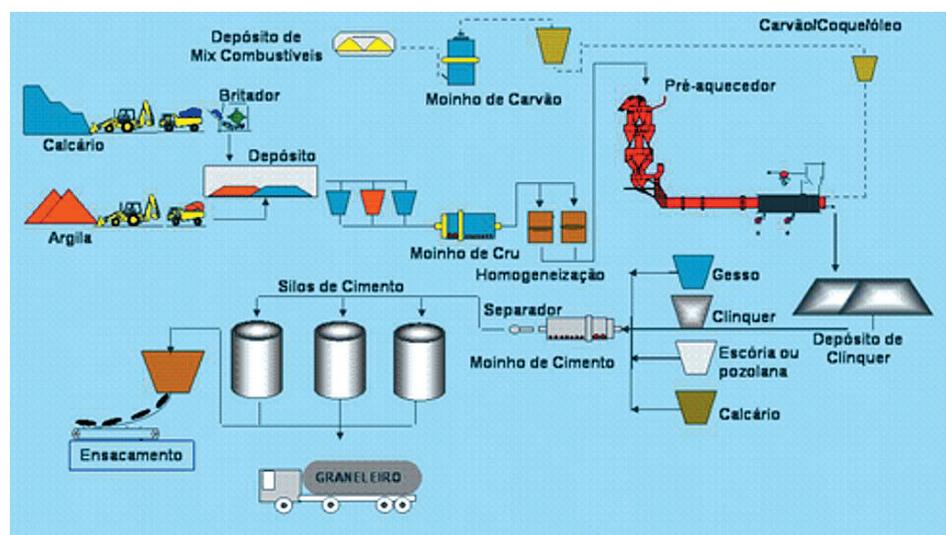


FIGURA 5.11 - Processo de fabricação do cimento Portland

Após o processo de queima, o clínquer é resfriado rapidamente para manter a reatividade dos minerais formados durante o processo de clínquerização. (Kihara, Centurione, 2005).

O clínquer entra no moinho juntamente com o gesso e dependendo do tipo de cimento, com as adições como: escória de alto-forno, pozolana ou filler calcário. No moinho estes materiais são reduzidos a um pó fino, o cimento Portland. O cimento então é ensacado em sacos de 50 kg ou 40 kg ou transportado em caminhões graneleiros com capacidade de 27 t. A figura 5.11 ilustra o processo de fabricação do cimento Portland.

2.2 Composição do Cimento Portland

As principais matérias primas utilizadas na fabricação do cimento Portland são: o calcário, a sílica, alumina e óxido de ferro. (Neville, 1997). Durante o processo de clínquerização são formados os principais componentes minerais sintéticos do clínquer Portland: silicato tricálcico – C_3S (alita), silicato dicálcico – C_2S (belita), aluminato tricálcico – C_3A , ferroaluminato tetracálcico – C_4AF . (Neville, 1997) e (Kihara, Centurione, 2005).

O principal constituinte do clínquer Portland é a alita, com teores entre 40% a 70%, que tem importante participação na evolução da resistência à compressão nas primeiras idades. A belita está presente com teores entre 10% a 20% e participa das resistências mais avançadas (acima de 28 dias de cura). O C_3A e o C_4AF são chamados de fase intersticial, porque preenchem os espaços entre os cristais de alita e a belita e correspondem entre 15% e 20% do clínquer Portland. (Kihara, Centurione, 2005).

O C_3A é o elemento mais reativo do clínquer, sendo responsável pela pega do cimento. O C_4AF tem importante papel na resistência ao ataque por sulfatos ao concreto. Outros componentes formados são o C_aO (cal livre), que não deve estar presente em teores acima de 2%, e o MgO (periclásio). Estes materiais são indesejáveis devido ao risco de expansão quando hidratados. (Kihara, Centurione, 2005).

2.3 Hidratação do Cimento Portland

Os silicatos e aluminatos do cimento Portland na presença de água formam produtos hidratados que com o decorrer do tempo darão origem a uma massa firme e resistente. (Neville, 1997).

A hidratação se processa por meio de uma redução progressiva da partícula de cimento. A velocidade de hidratação decresce continuamente, o que justifica a presença de grãos de cimento não hidratados, em contato com a água, mesmo após 28 dias. (Neville, 1997)

A hidratação forma fases de baixa cristalinidade como o C-S-H (silicatos de cálcio hidratados), etringita ($Ca_3Al_2O_6 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) e portlandita ($Ca(OH)_2$). (Kihara, Centurione, 2005). A figura 5.12 ilustra as fases de hidratação do cimento Portland.

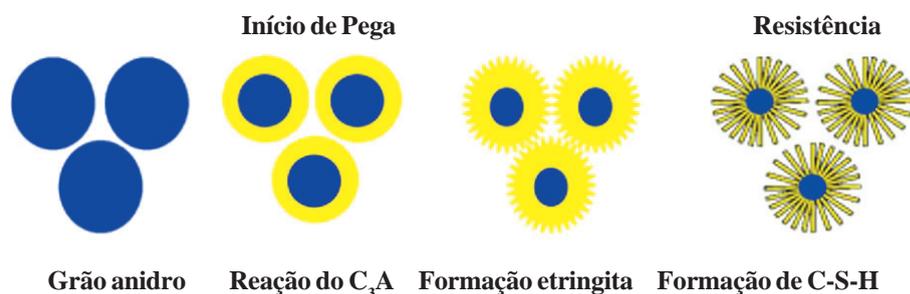


FIGURA 5.12 - Simplificação das fases de hidratação do cimento Portland

2.4 Tipos de cimento

No Brasil estão disponíveis cinco tipos básicos de cimento Portland: cimentos comuns, cimentos compostos, cimento de alta resistência inicial, cimento com adição de escória de alto-forno e cimento com adição de pozolana.

Os cimentos comuns podem ser do tipo CP I sem nenhuma adição a não ser o gesso e CP I-S, que permite até 5% de adição. Os cimentos compostos surgiram no Brasil em 1991 e compreendem três tipos de cimento: CP II - E com adição de escória de alto-forno entre 6% a 34%, CP II - Z com adição de pozolana em teores entre 6% a 14% e CP II - F com adição de filer calcário de 6% a 10%.

O cimento de alto-forno CP III permite adição de escória na faixa de 35% a 70%. O cimento pozolânico admite a adição de pozolana entre 15% a 50%. O cimento de alta resistência inicial permite apenas adição de filer calcário em até 5%. A tabela 5.4 apresenta as características dos cimentos Portland comercializados no Brasil.

TABELA 5.4 – Composição dos principais cimentos Portland no Brasil

| Cimento Portland | Sigla | Classe (MPa) | Clinker+ gesso | Adições | | |
|------------------|---------|--------------|----------------|-------------|--------------|-----------|
| | | | | Escoria (E) | Pozolana (Z) | Filer (F) |
| Comum | CP I | 32 e 40 | 100 % | - | - | - |
| | CP I-S | 32 e 40 | 99-95 | 1-5 | | |
| Composto | CP II-E | 32 e 40 | 94-56 | 6-34 | - | 0-10 |
| | CP II-Z | 32 e 40 | 94-76 | - | 6-14 | 0-10 |
| | CP II-F | 32 e 40 | 94-90 | - | - | 6-10 |
| Alto Forno | CP III | 32 e 40 | 65-25 | 35-70 | - | 0-5 |
| Pozolânico | CP IV | 32 | 85-45 | - | 15-50 | 0-5 |
| Ari | CP V | --- | 100-95 | - | - | 0-5 |

A utilização de cimentos com adições implica em aspectos técnicos e econômicos. O primeiro está relacionado à durabilidade das estruturas e, sob o ponto de vista econômico, preservam as jazidas de calcário e argila, reduzem o consumo energético e ecológicos, pois retiram do meio ambiente rejeitos de outros processos industriais e diminuem a emissão de CO₂ pela menor produção de clínquer.

A disponibilidade dos diversos tipos de cimento nas diferentes regiões do Brasil depende da disponibilidade das adições nestes locais.

As escórias de alto-forno são obtidas durante a produção de ferro-gusa nas indústrias siderúrgicas.

Deste modo, sua oferta é mais abundante na região sudeste, onde estão localizadas grande parte das siderúrgicas brasileiras (ABCP, 1997)

Os materiais pozolânicos, utilizados no cimento Portland, podem ser constituídos de derivados da queima de carvão mineral (cinza volante) nas usinas termelétricas, presentes na região Sul do Brasil ou obtidos pela calcinação de certos tipos de argila, comuns no centro-oeste e nordeste do Brasil. A figura 5.13 ilustra a distribuição dos cimentos com adições nas regiões do Brasil.



FIGURA 5.13 - Distribuição dos cimentos com adições nas regiões do Brasil

Outros tipos de cimento especiais também estão disponíveis no mercado brasileiro, como o cimento Portland branco estrutural – CPB, o cimento Portland de baixo calor de hidratação – BC, os cimentos para poços petrolíferos CPP e o cimento Portland resistente aos sulfatos – RS, que será abordado separadamente por sua importância na fabricação de tubos e aduelas de concreto.

A tabela 5.5 apresenta, de modo simplificado, a influência dos diversos tipos de cimento em argamassas e concretos. Esta influência é relativa, e pode ser reduzida ou aumentada dependendo principalmente da relação *a/c* (ABCP, 1997).

TABELA 5.5 – Influência dos tipos de cimento nas argamassas e concretos (ABCP, 1997)

| Propriedade | Tipo de Cimento | | | | | |
|---|------------------|---|---|--------------------------------|-------------------------|-------------------|
| | Comum e Composto | Alto-Forno | Pozolânico | ARI | Resistente aos Sulfatos | Branco Estrutural |
| Resistência à compressão | Padrão | Menor nos primeiros dias e maior no final da cura | Menor nos primeiros dias e maior no final da cura | Muito maior nos primeiros dias | Padrão | Padrão |
| Calor gerado na reação do cimento com a água | Padrão | Menor | Menor | Maior | Padrão | Maior |
| Impermeabilidade | Padrão | Maior | Maior | Padrão | Padrão | Padrão |
| Resistência aos agentes agressivos (água do mar e de esgotos) | Padrão | Maior | Maior | Menor | Maior | Menor |
| Durabilidade | Padrão | Maior | Maior | Padrão | Maior | Padrão |

2.5 Aplicações do Cimento Portland

Podemos considerar que através de ajustes, os diversos tipos de cimento podem ser utilizados nas diferentes aplicações em concretos e argamassas, entretanto, as diferentes características proporcionadas pelas diferentes composições dos cimentos Portland, mostram que certos tipos são mais apropriados para determinados fins (ABCP, 1997).

Para a produção de tubos e aduelas de concreto, que apresentam necessidade de desforma rápida e também rápida evolução das resistências mecânicas, os cimentos mais indicados são o CP V ARI e os cimentos compostos CP II-F e CP II-E. Para os tubos de esgoto ou outras estruturas em contato com solos contaminados, é necessário à utilização de cimentos resistentes aos sulfatos, sem que se percam as características mecânicas, necessárias para manter adequado o processo de fabricação. Neste caso o cimento indicado é o CP V ARI RS – cimento Portland de alta resistência inicial e resistente ao ataque por sulfatos.

2.6 Especificações normativas

As tabelas 5.6 e 5.7 apresentam as especificações físicas e químicas dos cimentos Portland mais comumente utilizados na fabricação de tubos e aduelas.

TABELA 5.6 – Especificações físicas e mecânicas para os cimentos Portland segundo normas brasileiras (ABCP, 1997)

| Tipo de Cimento | Classe | Resíduo na # 200 (75µm) (%) | Finura Blaine (m ² /g) | Início de pega (h) | Fim de pega (h) | Resistência à compressão (MPa) | | | |
|-----------------|--------|-----------------------------|-----------------------------------|--------------------|-----------------|--------------------------------|--------|--------|---------|
| | | | | | | 1 dia | 3 dias | 7 dias | 28 dias |
| CP II-E | 32 | ≤ 12 | ≥ 260 | ≥ 1,0 | ≤ 10,0 | - | ≥ 10,0 | ≥ 20,0 | ≥ 32,0 |
| | 40 | ≤ 10 | ≥ 280 | | | - | ≥ 15,0 | ≥ 25,0 | ≥ 40,0 |
| CP II-Z | 32 | ≤ 12 | ≥ 260 | ≥ 1,0 | ≤ 10,0 | - | ≥ 10,0 | ≥ 20,0 | ≥ 32,0 |
| | 40 | ≤ 10 | ≥ 280 | | | - | ≥ 15,0 | ≥ 25,0 | ≥ 40,0 |
| CP II-F | 32 | ≤ 12 | ≥ 260 | ≥ 1,0 | ≤ 10,0 | - | ≥ 10,0 | ≥ 20,0 | ≥ 32,0 |
| | 40 | ≤ 10 | ≥ 280 | | | - | ≥ 15,0 | ≥ 25,0 | ≥ 40,0 |
| CP III | 32 | ≤ 8 | - | ≥ 1,0 | ≤ 12,0 | - | ≥ 10,0 | ≥ 20,0 | ≥ 32,0 |
| | 40 | | | | | - | ≥ 12,0 | ≥ 23,0 | ≥ 40,0 |
| CP IV | 32 | ≤ 8 | - | ≥ 1,0 | ≤ 12,0 | - | ≥ 8,0 | ≥ 15,0 | ≥ 25,0 |
| | 40 | | | | | - | ≥ 10,0 | ≥ 20,0 | ≥ 32,0 |
| CP V ARI | - | ≤ 6,0 | ≥ 300 | ≥ 1,0 | ≤ 12,0 | ≥ 14,0 | ≥ 24,0 | ≥ 34,0 | - |
| CP V ARI RS | - | ≤ 6,0 | ≥ 300 | ≥ 1,0 | ≤ 12,0 | ≥ 11,0 | ≥ 24,0 | ≥ 34,0 | - |

TABELA 5.7 – Especificações químicas para os cimentos Portland segundo normas brasileiras

| Tipo de Cimento | Resíduo insolúvel (%) | Perda ao fogo (%) | Teores de óxidos | | |
|-----------------|-----------------------|-------------------|------------------|-----------------|-----------------|
| | | | MgO | SO ₃ | CO ₂ |
| CP II-E | ≤ 2,5 | ≤ 6,5 | ≤ 6,5 | ≤ 4,0 | ≤ 5,0 |
| CP II-Z | ≤ 16,0 | ≤ 6,5 | ≤ 6,5 | ≤ 4,0 | ≤ 5,0 |
| CP II-F | ≤ 2,5 | ≤ 6,5 | ≤ 6,5 | ≤ 4,0 | ≤ 5,0 |
| CP III | ≤ 1,5 | ≤ 4,5 | ≤ 6,5 | ≤ 4,0 | ≤ 3,0 |
| CP IV | - | ≤ 4,5 | ≤ 6,5 | ≤ 4,0 | ≤ 3,0 |
| CP VARI | ≤ 1,0 | ≤ 4,5 | ≤ 6,5 | (*) | ≤ 3,0 |
| CP VARI RS | - | ≤ 4,5 | ≤ 6,5 | (*) | ≤ 3,0 |

Nota: (*) ≤ 3,5% para teor de C3A ≤ 8% e ≤ 4,5 para teor de C3A > 8%

2.7 Resistência ao ataque por sulfatos

Entre os ataques químicos, que o concreto pode sofrer, as reações deletérias causadas por sulfatos é a que mais deve preocupar os fabricantes de tubos e aduelas de concreto.

O ataque do concreto por sulfato pode se manifestar na forma de expansão, causando fissuração. A fissuração facilita a penetração da água agressiva, acelerando o processo de deterioração. O ataque por sulfato também pode se apresentar na forma de uma perda progressiva de resistência e massa, devido à deterioração dos produtos hidratados (METHA & MONTEIRO, 1994).

A maneira de se evitar o ataque por sulfatos, visto que não é tão incomum encontrar ambientes contaminados com concentrações de sulfatos deletérias ao concreto, é a utilização de cimentos resistentes ao ataque por sulfatos.

Um dos métodos mais utilizados para avaliar se um cimento apresenta a propriedade de resistir ao ataque por sulfatos, é o ensaio conhecido pelo nome dos pesquisadores que o desenvolveu - Koch&Stein.

O método consiste no cálculo do índice de resistência química a sulfatos (Rn) do cimento. São moldados oito prismas de 10 mm x 10 mm x 60 mm, traço 1:3, relação água:cimento = 0,6. Após cura de 21 dias em água destilada, quatro dos corpos-de-prova são imersos em solução de sulfato de sódio (Na₂SO₄), e os outros quatro permanecem imersos em água destilada. Aos 21, 35, 49 e 77 dias, contados a partir da moldagem, são efetuados os ensaios de resistência à tração na flexão. O Rn será o quociente entre as resistências à tração na flexão dos prismas curados nas duas soluções (água e sulfato). A figura 5.14 ilustra o ensaio de resistência à tração de um corpo-de-prova prismático.

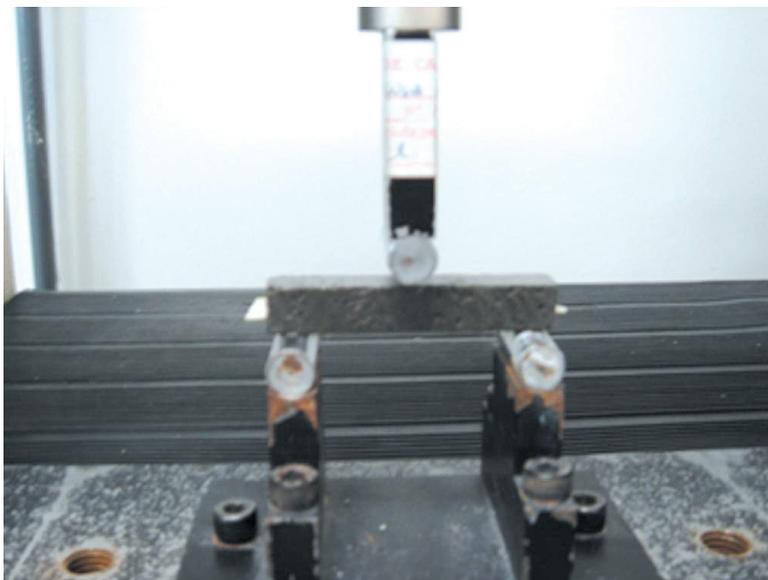


FIGURA 5.14 - Ensaio de tração na flexão em corpo-de-prova prismático com dimensões de 10 mm x 10 mm x 60 mm

A Comissão sobre Resistência do Cimento aos Sulfatos da Associação Alemã da Indústria do Cimento, especifica que um cimento é considerado resistente aos sulfatos quando apresentar, pelo método proposto por Koch & Steinegger, um índice de resistência química igual ou superior a 0,70 aos 77 dias de idade. A figura 5.15 ilustra o resultado de ensaio de três amostras de cimento submetidos ao ensaio de Koch & Steinegger.

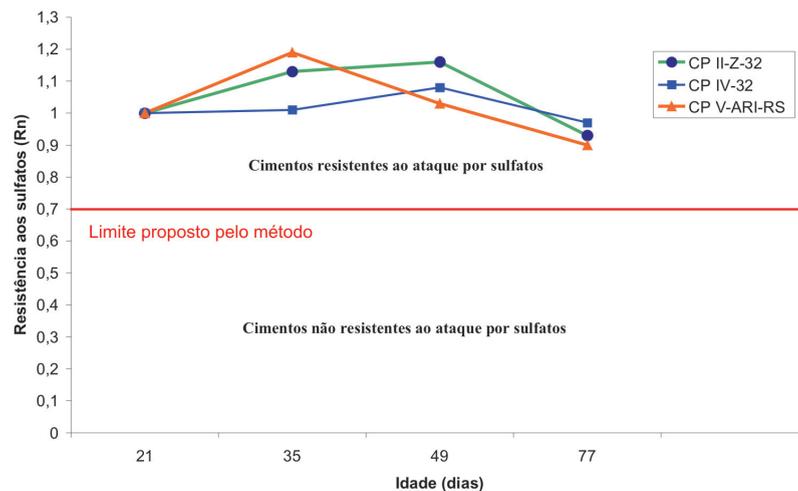


FIGURA 5.15 - Ensaio de resistência ao ataque por sulfatos

O método Koch & Steinegger é bastante rigoroso, devido às dimensões reduzidas do corpo-de-prova e pela concentração de sulfato de sódio utilizado como meio agressivo. A figura 5.16 apresenta a deterioração de uma amostra de cimento não resistente ao ataque por sulfatos, submetida ao ensaio após 35 dias de imersão na solução de sulfato de sódio.



FIGURA 5.16 - Corpo-de-prova de cimento Portland não resistente ao ataque por sulfatos dissolvidos após apenas 35 dias de cura em solução de sulfato de sódio

Outro método que pode ser utilizado para avaliar a capacidade de resistir ao ataque por sulfatos é o estabelecido na NBR 13583 (ABNT, 1996). Este método também utiliza barra de argamassa, mas com dimensões maiores, e mede a variação dimensional ocorrida após 42 dias, que não deve ultrapassar 0,030%¹.

¹ Valor não normatizado. O valor é sugerido como referência pela ABCP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (ASTM). **ASTM C-1260. Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates** (mortar-bar method). Philadelphia, 2005. section 4 (Construction), v. 04.02 (Concrete and Aggregates).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia básico de utilização do cimento Portland**. Boletim técnico. BT 106. 3ed. São Paulo, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios**. NBR 8890, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Cimento Portland – Determinação da Variação Dimensional de Barras de Argamassa de Cimento Portland Expostas à Solução de Sulfato de Sódio**. NBR 13583, Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubos de concreto, de seção circular, para cravação – Requisitos e método de ensaios**. NBR 15319, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e método de ensaios**. NBR 15396, Rio de Janeiro, 2006.

FOURNIER, B., BÉRUBÉ, M. A. **Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications**. Can. J. Civ. Eng. 27 (2000) p.167-191.

KIHARA, Y & CENTURIONE, S. **O cimento Portland**. In: **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**, 2005, São Paulo. Livro. Ed. Instituto Brasileiro do Concreto, 2005, v1, p 295-322.

KIHARA, Y & SCANDIUZZI, L. **Reação álcali-agregado: mecanismo, diagnose e casos brasileiros**. In: 3º CONGRESSO BRASILEIRO DE CIMENTO, 1993, São Paulo. Anais. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1993, v.1, p. 319-338.

METHA, P.K & MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MUNHOZ, Flávio André da Cunha. **Efeito de adições ativas na mitigação das reações álcali-silica e álcali-silicato**, 2007. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. São Paulo, 2007.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução, Salvador Giannusso. São Paulo: Pini, 1997.

3 AÇO PARA COMPONENTES DE CONCRETO

Antonio Domingues de Figueiredo

O aço é um insumo importante para as obras de drenagem e saneamento pelo fato de se necessitar armar uma série de componentes, sejam eles tubos ou aduelas. Ao contrário do concreto, ele é fornecido como insumo acabado na fábrica, mas isto não quer dizer que o engenheiro civil tenha menor responsabilidade na garantia da qualidade mínima desse material. Isto ocorre por dois fatores principais. O primeiro deles é a necessidade do aço estar em conformidade com as prescrições normativas. O segundo fator muito importante é o fato de se poder prejudicar o desempenho do aço por operações inadequadas de armazenamento, dobramento e instalação na fôrma. Tanto quanto o concreto, ele deve atender às exigências especificadas para seu desempenho, pois, tanto sua falha como a do concreto, significarão uma falha do componente. Neste item do capítulo 5, procurar-se-á apresentar as características básicas do aço destinado à produção de barras e fios para concreto armado. Além disso, serão apresentadas as suas propriedades básicas e como a normalização nacional prevê o controle de seu comportamento mecânico.

3.1 O sistema Ferro-Carbono

Como todos os metais, o ferro tem uma série de propriedades bem características que estão ligadas à sua estrutura cristalina e à ligação metálica. Assim, o ferro é um bom condutor de calor e eletricidade dado que a ligação metálica, com seus elétrons livres, possibilita a transferência desses tipos de energia com grande facilidade. Por outro lado, o ferro está sempre sujeito à oxidação eletrolítica, ou seja, à volta ao estado de menor energia na forma de óxido. Além disso, tem um comportamento mecânico típico dos materiais elastoplásticos, com um trecho inicial que obedece à lei de Hooke, seguido de um trecho que apresenta grandes deformações plásticas. Com isto se garante um desempenho mecânico adequado à estrutura e uma ductilização da mesma, evitando-se rupturas frágeis. A capacidade de deformação plástica também contribui para as operações de montagem da armadura, pois possibilita a sua conformação a frio com dobras e outras curvaturas. Assim, é fundamental o atendimento aos requisitos de resistência e de ductilidade previstos no ensaio de tração. Além disso, o aço tem que estar, obrigatoriamente, protegido por uma camada de recobrimento para protegê-lo do ataque de agentes agressivos.

3.2 A fabricação do aço

O aço para concreto é produzido a partir de uma série de matérias primas, como o ferro gusa e a sucata. Esta última é a mais interessante delas, devido à disponibilidade, menor custo financeiro e ambiental. Os grandes produtores de aço para concreto armado do Brasil são grandes consumidores de sucata e contribuem para a reciclagem destes materiais.

A sucata é constituída por uma série de produtos descartados como chapas e aparas metálicas, latarias de carros usados, sobras e cavacos de usinagem, etc. A sucata deve ser qualificada desde a sua recepção onde é separada por tipo (pesada, leve, chaparia, etc.). A transformação da sucata em aço é feita na aciaria, passando inicialmente pelo forno elétrico, na maioria das vezes, e pelo processo de lingotamento contínuo (MORAIS e REGO, 2005). No forno elétrico, a sucata dá origem ao aço líquido em conjunto com as outras matérias primas como o ferro gusa, ferro ligas, o oxigênio e a cal, que atua como escorificante, retendo as impurezas presentes no metal fundido e gerando a escória de aciaria. Do forno elétrico, o aço líquido é vazado num forno panela seguindo para o lingotamento contínuo onde ele é progressivamente solidificado por refrigeração e conformado em tarugos. Do forno de panela são retiradas amostras para caracterização química, normalmente realizada pelo espectrômetro ótico de emissão.

Esta composição é fundamental na qualificação do produto acabado, dado que, o comportamento mecânico depende da composição química do material. Assim, a partir dos resultados da análise química devem ser feitas correções e ajustes para que o produto final atenda aos requisitos especificados.

Os tarugos obtidos no lingotamento do aço líquido são enviados para um forno de reaquecimento, onde sua temperatura é elevada a cerca de 1200°C, que os prepara para o processo de laminação a quente (MORAIS e REGO, 2005). A laminação a quente consiste na transformação dos tarugos em barras com uma progressiva redução de sua seção transversal e conseqüente aumento do comprimento. Inicialmente os tarugos aquecidos entram no desbastador onde são comprimidos diametralmente ao passar por uma série de cilindros com redução progressiva de seu espaçamento. Quando atinge a seção transversal adequada, o tarugo segue para o trem preparador aonde sua forma vai se aproximar da desejada para o produto final que será obtido no trem acabador (MORAIS e REGO, 2005). Quando a barra passa pelo último conjunto de cilindros recebe então as mossas (Figura 5.17) e as gravações do diâmetro nominal e do nome do fabricante. Neste ponto já se obtém um produto acabado denominado aço laminado a quente, correspondente ao aço denominado CA50 que será detalhado adiante, o qual pode ser fornecido em barras ou rolos. No caso específico das barras existe, primeiramente, um endireitamento seguindo posteriormente para o resfriamento ao ar.



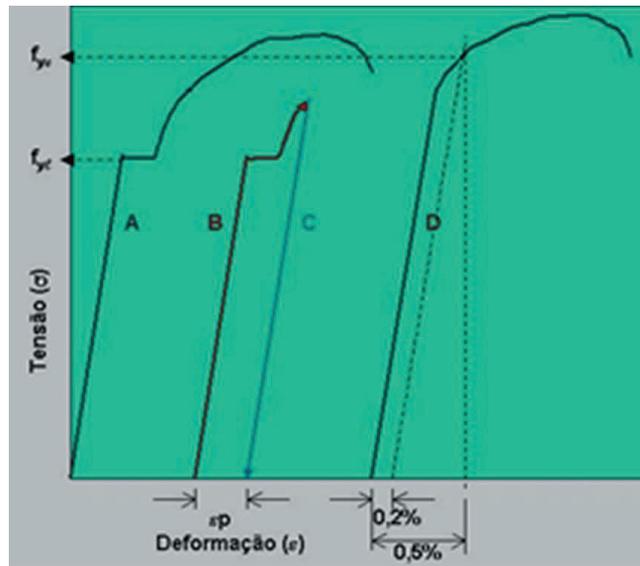
FIGURA 5.17 - Detalhe das mossas em uma barra de aço CA50

Depois do resfriamento o aço é submetido à decapagem que consiste na remoção da carepa de óxidos formados na superfície da barra de aço quando, ainda quente, é exposta ao ar para o resfriamento (MORAIS e REGO, 2005). Outro tratamento possível para o aço para concreto armado é o resfriamento controlado, no lugar do resfriamento natural. Com este resfriamento controlado e mais intenso, realizado através da passagem de água pelas barras que saem do trem de laminação, ocorre uma súbita redução da temperatura superficial, enquanto o núcleo permanece aquecido. Após a remoção da corrente de água, o núcleo da barra que permaneceu aquecido induz ao revenimento da camada superficial através do seu reaquecimento (BELGO, s.d.). Com isto, a camada final terá seu limite elástico aumentado pela redução do número de imperfeições, enquanto o núcleo apresenta elevada ductilidade. Os fabricantes disponibilizam este aço assim tratado como um aço soldável para concreto armado, apesar de todo o aço laminado a quente ser, teoricamente soldável, exigindo apenas um maior controle de temperatura no processo. O aço laminado a quente pode ainda ser submetido a um outro tratamento, o encruamento a frio, para ampliar sua capacidade de trabalho, transformando-o num aço denominado como CA60, que será melhor apresentado posteriormente. O encruamento a frio será discutido no próximo item.

3.3 Conformação a frio

A conformação a frio ou encruamento é um tipo de tratamento que os aços para concreto armado freqüentemente recebem para aumentar sua capacidade de trabalho. Os aços CA60 e as fibras de aço que podem ser utilizadas em tubos de concreto para água pluvial e esgoto são feitos a partir de aços encruados (MORAIS e REGO, 2005).

O encruamento a frio consiste na indução a uma deformação do aço, numa temperatura abaixo da de recristalização, que fica em torno dos 400°C a 500°C. O encruamento aumenta o limite elástico do aço e faz com que ele se torne mais resistente e frágil. Na Figura 5.17, está representada a mudança de comportamento mecânico de um aço laminado quando este é submetido a um encruamento por estiramento.



| |
|--|
| A: comportamento de um aço laminado. |
| B: aço laminado tracionado a um nível de tensão superior ao seu patamar de escoamento. |
| C: remoção do carregamento ao final do encruamento. |
| D: comportamento do aço após o encruamento. |

FIGURA 5.18 - Apresentação esquemática do efeito do encruamento em um aço laminado

Na Figura 5.18, observa-se a apresentação esquemática do efeito do encruamento em um aço laminado (A) apresentando um trecho linear elástico que termina com a tensão de escoamento (f_{y1}) seguido de um patamar de escoamento e um novo ganho de resistência após a ocorrência de uma deformação plástica. Este aço é submetido a uma tração num nível de tensão que ultrapassa a tensão de escoamento (B) tendo depois esta tensão é removida (C) o aço irá permanecer com uma deformação residual (ϵ_p). Se este aço for tencionado novamente (D), não ocorrerá mais o patamar de escoamento aumentando o limite elástico para uma nova tensão de escoamento convencional (f_{ye}) definida pela normalização brasileira por aquela tensão correspondente a uma deformação plástica de 0,2% ou uma deformação total (elástica e plástica) de 0,5%. Com o encruamento se consegue um ganho de capacidade de trabalho que é representado pelo aumento da tensão de escoamento f_y . Assim, possuirá uma resistência de escoamento maior quando encruado possibilitando o dimensionamento de estruturas com menor consumo de aço. No entanto, este tratamento representa uma redução na deformação plástica total que o material irá apresentar após sua ruptura, ou seja, terá sua ductilidade reduzida. Isto também trará como consequência uma maior dificuldade para se realizar o dobramento do aço sem que o mesmo apresente quebras.

Outra forma de se realizar o encruamento a frio é a trefilação (BELGO, s.d.; MORAIS e REGO, 2005), que consiste na compressão diametral de um fio como o apresentado na Figura 5.19. Esta compressão diametral pode ocorrer quando se puxa o fio forçando sua passagem por fieiras ou quando o mesmo passa por roletes ocorrendo, em ambos os casos, a redução de sua seção transversal. Quando roletes são utilizados para o encruamento a frio o processo também é chamado de laminação a frio. Qualquer que seja o processo utilizado o resultado para o aço é o mesmo em termos de modificação de suas propriedades. Com esta compressão diametral a deformação plástica total do material é reduzida, aumentando-se sua tensão de escoamento e a resistência à tração.

O nível de encruamento por trefilação pode ser expresso pelo percentual de trabalho a frio (%TF) (CALLISTER, 2005) que é dado pela expressão:

$$\%TF = 100 \times (A_0 - A_d) / A_0 \quad (5.1)$$

Onde,

A_0 = área original da seção reta antes da trefilação (Figura 3) e
 A_d = área reduzida da seção reta após a trefilação (Figura 3).

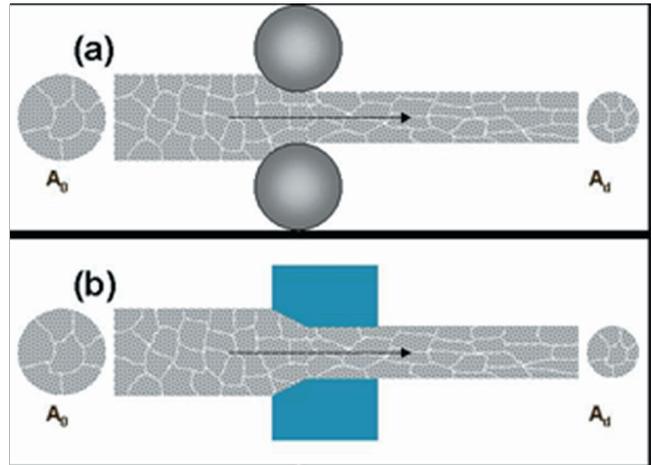


Figura 5.19 - Esquema da laminação a frio (a) e da trefilação (b) com a redução da área de seção transversal de A_0 para A_d

Dependendo do percentual de trabalho a frio ter-se-á um aumento no limite de escoamento e de resistência, como se pode observar na Figura 5.20, bem como uma redução na deformação plástica medida pelo alongamento na ruptura, conforme está apresentado na Figura 5.21. O fato é que o aço encruado será mais resistente e mais frágil e terá a distância entre o limite elástico e a sua resistência última diminuída progressivamente como aumento do percentual de trabalho a frio, como pode ser observado na Figura 5.22.

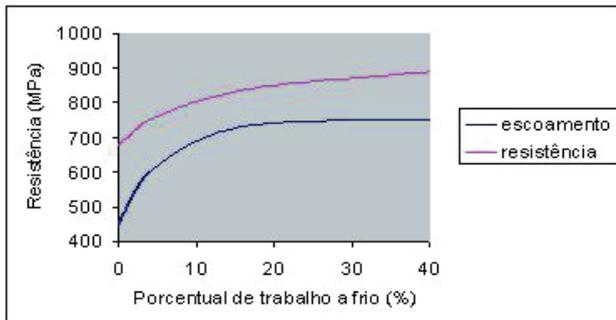


FIGURA 5.20 - Influência do grau de deformação plástica expresso pelo percentual de trabalho a frio no limite de escoamento e de resistência do aço (CALLISTER, 2002)

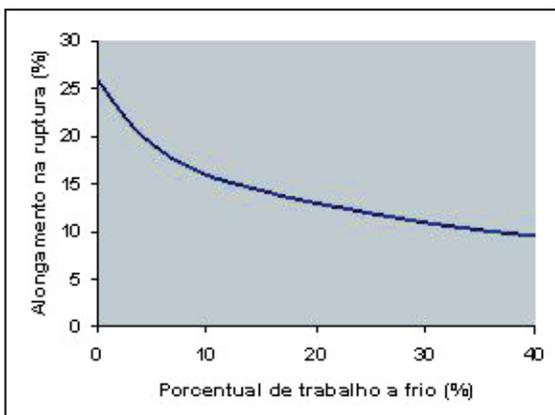


FIGURA 5.21 - Influência do grau de deformação plástica expresso pelo percentual de trabalho a frio no alongamento na ruptura do aço (CALLISTER, 2002)

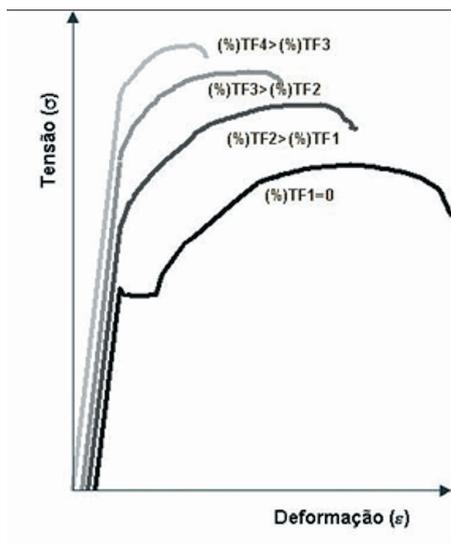


FIGURA 5.22 - Variação das curvas de tensão por deformação de aços submetidos a distintos percentuais de trabalho a frio

3.4 Aços para concreto armado

As barras e fios de aço destinados ao reforço do concreto armado são regulados pela norma NBR 7480 Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado – Especificação, que foi revisada e publicada em 2007. As barras de aço para concreto armado são obtidas por laminação a quente e devem possuir um diâmetro nominal mínimo de 6,3mm. Já os fios de aço para concreto armado são aqueles treilados, ou seja, encruados a frio, e que possuem um diâmetro nominal máximo de 10mm. Esta norma classifica as barras de aço em duas categorias principais: CA25 e CA50. Estas siglas designam que são barras de aço destinadas a produção de concreto armado (CA) com resistência de escoamento característica de 250MPa e 500MPa, respectivamente. Os fios possuem apenas uma categoria: CA60, ou seja, é um aço encruado cuja resistência característica de escoamento é 600MPa. O comportamento normalmente esperado para os aços laminados, expresso pelo gráfico de tensão por deformação da Figura 5.23, é aquele em que a tensão de escoamento (f_y) é identificada pelo aparecimento de um patamar de escoamento típico. Assim, as barras de aço CA25 e CA50 devem apresentar um padrão de comportamento semelhante a este. Já os aços encruados não possuem um patamar de escoamento claro, exibindo um comportamento próximo daquele representado pelo gráfico da Figura 5.24.

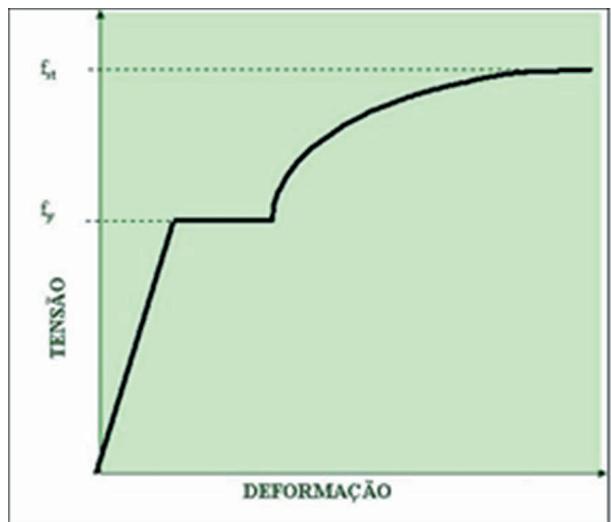


FIGURA 5.23 - Gráfico de tensão por deformação típico de um aço laminado

No caso do aço CA60, o mesmo terá sua tensão de escoamento definida por uma convenção, vinculando-a a um determinado nível de deformação plástica ou total. Pela norma brasileira, define-se a tensão de escoamento convencional como o valor de tensão correspondente a uma deformação específica permanente de 0,2% ou para uma deformação total de 0,5%. Caso haja divergência entre os dois valores, deve-se adotar aquele correspondente à deformação plástica de 0,2%, conforme o apresentado na Figura 5.24. Ou seja, este último valor é o que prevalece, sendo passível de ser desprezada a tensão correspondente à deformação de 0,5%.

Vale ressaltar que a característica principal de definição do desempenho estrutural do aço para concreto armado é a sua tensão de escoamento. Isto ocorre porque os modelos de dimensionamento das estruturas de concreto armado consideram o aço trabalhando no regime elástico. O controle dessa característica básica é feito pelo ensaio prescrito na norma NBR 6152, onde se define o método de ensaio de tração direta que determina, além da resistência de escoamento, a resistência última do material.

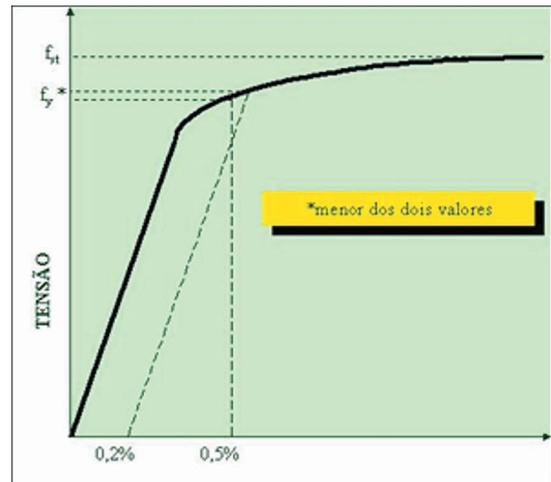


FIGURA 5.24 - Gráfico de tensão por deformação típico de um aço encruado

Além das resistências de escoamento e última do aço, no ensaio de tração se faz uma avaliação da ductilidade do material através da determinação do seu alongamento na ruptura. Como referência, é tomado o comprimento equivalente a dez vezes o diâmetro nominal da barra ou do fio junto ao ponto de ruptura. Este comprimento inicial é determinado através de marcações feitas previamente à execução do ensaio, conforme o apresentado na Figura 5.25. Assim, o alongamento em dez diâmetros na ruptura dos aços para concreto armado é dado por:

$$Al (\%) = 100 \times (L_f - L_0) \div L_0 \quad (5.2)$$

Onde,

Al = alongamento em dez diâmetros (%);

$L_0 = 10 \times \Phi$ = comprimento inicial equivalente a dez vezes o diâmetro nominal da barra (Φ);

L_f = comprimento alongado junto à ruptura tomando por referência a marcação original equivalente a dez vezes o diâmetro nominal da barra (cinco diâmetros para cada lado do ponto de ruptura).

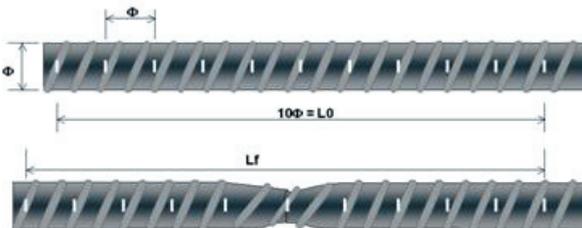


FIGURA 5.25 - Apresentação esquemática para determinação do alongamento em dez diâmetros

Com estas três determinações (alongamento em dez diâmetros, resistências de escoamento e última) pode-se verificar a adequação do aço às exigências da norma que estão apresentadas na Tabela 5.8. Para melhor entendimento do procedimento de ensaio, um exemplo de ensaio real se encontra apresentado no Anexo 1.

TABELA 5.8 – Exigências da normalização brasileira para os aços para concreto armado verificadas pelo ensaio de tração direta.

| Categoria | Resistência de escoamento f_y (MPa) | Resistência última f_{st} (MPa) | Alongamento 10Φ (%) |
|-----------|---------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| CA-25 | 250 | $1,20f_y$ | 18 |
| CA-50 | 500 | $1,10f_y$ | 8 |
| CA-60 | 600 | $1,05f_y$ e >660 | 5 |

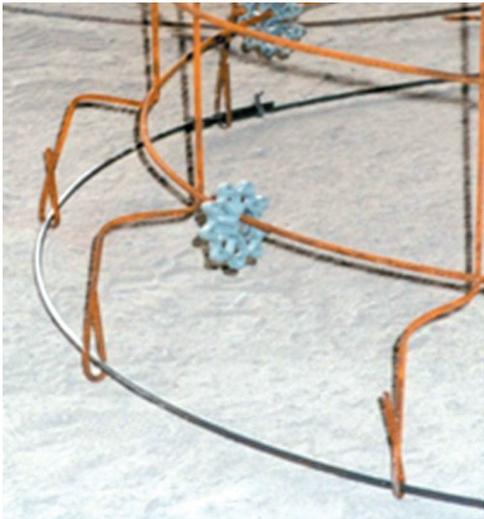


FIGURA 5.26 - Exemplo de dobras na armadura pronta para ser colocada na fôrma

A ductilidade do aço para concreto armado, medida através do alongamento tem grande importância do ponto de vista da segurança das estruturas, pois é responsável por evitar a ruptura frágil do conjunto. A norma brasileira é condescendente com os aços de maiores resistências, pois o CA50 deve apresentar um alongamento mínimo de 8% contra 18% do CA25. Note-se que a exigência quanto ao alongamento para o CA60, um aço encruado, é ainda menor: 5%. Este comportamento dúctil é o que garante também a realização de dobras nas barras para conformá-las à geometria prevista em projeto (Figura 5.26). No entanto, o ensaio específico para avaliação da capacidade do aço resistir aos esforços de montagem da armadura é o de dobramento semiguiado (NBR 6153). Neste ensaio a barra de aço é dobrada a 180° e deve-se verificar a ocorrência de fissuras e quebras, o que corresponderia à reprovação do aço. Neste ensaio deve-se prestar atenção especial ao diâmetro do pino

(ϕ pino) ao redor do qual o aço é dobrado (Figura 5.27). Ele deve obedecer às especificações da norma que prevê um aumento de seu valor quando do aumento da resistência do aço e também do diâmetro da barra (Tabela 5.9). Percebe-se aqui também que, quanto mais encruado ou mais resistente for o aço, tanto maior será o diâmetro do pino reduzindo assim a intensidade da deformação plástica imposta no ensaio de dobramento. Logo, na utilização de aços CA60 em componentes como tubos e aduelas, deve-se tomar o cuidado de não se impor dobras muito acentuadas.

Para que um aço seja considerado soldável ele deve atender às exigências da norma (NBR 8965 - Barras de aço CA42-S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação). Isto implica dizer que a norma especifica o CA 42S como o aço soldável passível de ser utilizado no concreto armado. Este aço deve ser, obrigatoriamente, laminado a quente, para se evitar que as elevadas temperaturas de soldagem provoquem a recristalização do material e reduzam a sua resistência de escoamento. Assim, a soldagem de um aço encruado (CA-60, por exemplo) carece de alguns cuidados especiais para se evitar que a temperatura a que o mesmo é submetido durante o processo não venha a comprometer o seu desempenho.

É comum a utilização de equipamentos de soldagem para a montagem das armaduras de tubos de concreto (Figura 5.28). Neste caso específico e, principalmente, quando se utiliza aço encruado, deve-se evitar o aumento excessivo da temperatura de solda e fazer o controle do processo. Este controle consiste no corte de uma amostra de aço da armadura montada para o tubo, contendo uma barra soldada em sua parte central. Esta amostra deve ser submetida ao ensaio de tração direta para determinação das propriedades mecânicas do aço (NBR 6152) sendo que a mesma deve atender ao exigido pela norma NBR 7480 (Tabela 5.8).



FIGURA 5.27 - Esquema do ensaio de dobramento semiguiado com indicação do diâmetro do pino de dobramento (ϕ pino)

TABELA 5.9 – Especificação do diâmetro do pino (ϕ pino) destinado à realização do ensaio de dobramento semiguiado segundo a resistência do aço e o diâmetro da barra ou fio.

| Categoria do aço | Diâmetro da barra | |
|------------------|----------------------|-------------------------|
| | $\phi < 20\text{mm}$ | $\phi \geq 20\text{mm}$ |
| CA 25 | 2 ϕ da barra | 4 ϕ da barra |
| CA 50 | 4 ϕ da barra | 6 ϕ da barra |
| CA 60 | 5 ϕ do fio | - |



FIGURA 5.28 - Produção de armadura para tubos de concreto através de equipamento específico de soldagem

Outros ensaios destinados à caracterização das barras de aço para concreto armado são a determinação do coeficiente de conformação superficial (NBR7477) e a determinação da resistência à fadiga em barras de aço para concreto armado (NBR7478). Estes ensaios são muito pouco utilizados ou mesmo ignorados no meio técnico, apesar de enfocarem aspectos importantes do comportamento estrutural do material. O primeiro ensaio verifica a condição de aderência da barra de aço embutida em um prisma de argamassa. A verificação é feita comparando-se barras com moedas com o desempenho obtido pelas barras lisas que é constante. Invariavelmente as barras de aço são aprovadas neste tipo de ensaio, o que faz com que o mesmo não seja especificado para o controle corriqueiro do mesmo. Este é um ensaio utilizado também para verificação da alteração da aderência provocada por revestimentos protetores contra a corrosão, como o epóxi, por exemplo. Nestes casos, procura-se garantir, por avaliações comparativas de desempenho, que o revestimento não vá prejudicar as condições de aderência entre a barra e o concreto que o envolve. O ensaio de fadiga, cuja importância é indiscutível quando a estrutura estará submetida a esforços cíclicos, é um ensaio destinado à avaliação do comportamento do material e a especificação brasileira não prevê sua utilização no controle de aceitação do produto.

A especificação de barras e fios de aço para concreto armado também prescreve outras exigências muito importantes e, muitas vezes ignoradas pelos engenheiros no momento da realização do controle de recebimento do aço. Uma dessas importantes exigências são as tolerâncias dimensionais, tanto para o diâmetro como quanto para o comprimento das barras que são fornecidas na obra. No caso do comprimento, especifica-se uma tolerância de 9% para as barras de 11m e que barras curtas com comprimentos maiores que 6m não ultrapassem 2% do total recebido. No entanto, é mais freqüente ocorrer problemas com variações dimensionais no diâmetro das barras e fios de aço e, por contradição, este parâmetro não é frequentemente avaliado. O controle da variação do diâmetro das barras é feito de forma indireta, verificando-se a variação de massa linear da barra ou fio. A norma exige que as barras com diâmetros nominais inferior a 10mm não apresentem variações de massa linear superiores a 10%. As barras cujo diâmetro nominal seja maior que esse valor não devem apresentar variação superior a 6%.

No caso dos fios a exigência é única, sua massa linear não pode variar em mais de 6% (Tabela 5.9). O que normalmente ocorre é que os fios e barras fornecidos na obra apresentam diâmetros reais normalmente maiores que os diâmetros nominais especificados para a mesma. Isto ocorre pelo simples fato do aço ser vendido em massa e não em comprimento linear. Com isto, o fornecimento de barras com maiores diâmetros irá representar uma maior produtividade do fabricante, além de minorar a necessidade que o mesmo tenha de substituir os equipamentos utilizados para a produção, cujo desgaste irá provocar um aumento no diâmetro real das barras e fios. Vale ressaltar que o controle da variação dimensional do diâmetro das barras que chegam à obra é muito simples de ser realizado, bastando coletar uma amostra de barra ou fio com um metro de comprimento e determinas sua massa (Tabela 5.9).

TABELA 5.9 – Características geométricas e de massa linear de fios e barras estabelecidos pela norma NBR 7480.

| Diâmetro nominal ^(A) mm | | Massa e tolerância por unidade de comprimento kg/m | | | | | Valores nominais | |
|---------------------------------------|--------|---|---------------------|------------------------------|---------------------|----------------------|-------------------------------------|-----------------|
| Fios | Barras | Massa mínima -10% | Massa mínima -6% | Massa nominal ^(B) | Massa máxima +6% | Massa máxima +10% | Área da seção (mm ²) | Perímetro mm |
| 2,4 | - | - | 0,034 | 0,036 | 0,038 | - | 4,5 | 7,5 |
| 3,4 | - | - | 0,067 | 0,071 | 0,075 | - | 9,1 | 10,7 |
| 3,8 | - | - | 0,084 | 0,089 | 0,094 | - | 11,3 | 11,9 |
| 4,2 | - | - | 0,102 | 0,109 | 0,115 | - | 13,9 | 13,2 |
| 4,6 | - | - | 0,123 | 0,130 | 0,137 | - | 16,6 | 14,5 |
| 5,0 | 5,0 | 0,139 | 0,145 | 0,154 | 0,163 | 0,169 | 19,6 | 17,5 |
| 5,5 | - | - | 0,175 | 0,187 | 0,198 | - | 23,8 | 17,3 |
| 6,0 | - | - | 0,209 | 0,222 | 0,235 | - | 28,3 | 18,8 |
| - | 6,3 | 0,220 | 0,230 | 0,245 | 0,259 | 0,269 | 31,2 | 19,8 |
| 6,4 | - | - | 0,238 | 0,253 | 0,268 | - | 32,2 | 20,1 |
| 7,0 | - | - | 0,284 | 0,302 | 0,320 | - | 38,5 | 22,0 |
| 8,0 | 8,0 | 0,355 | 0,371 | 0,395 | 0,418 | 0,434 | 50,03 | 25,1 |
| 9,5 | - | - | 0,523 | 0,558 | 0,589 | - | 70,9 | 29,8 |
| 10,0 | 10,0 | - | 0,580 | 0,617 | 0,654 | - | 78,5 | 31,4 |
| - | 12,5 | - | 0,906 | 0,963 | 1,021 | - | 122,7 | 39,3 |
| - | 16,0 | - | 1,484 | 1,578 | 1,673 | - | 201,1 | 50,3 |
| - | 20,0 | - | 2,318 | 2,466 | 2,614 | - | 314,2 | 62,8 |
| - | 22,0 | - | 2,805 | 2,984 | 3,163 | - | 380,1 | 69,1 |
| - | 25,0 | - | 3,622 | 3,853 | 4,084 | - | 490,9 | 78,5 |
| - | 32,0 | - | 5,935 | 6,313 | 6,692 | - | 804,2 | 100,5 |
| - | 40,0 | - | 9,273 | 9,865 | 10,456 | - | 1256,6 | 125,7 |

^(A) Outros diâmetros nominais podem ser produzidos a pedido do consumidor, mantendo-se as faixas de tolerâncias.

^(B) A densidade linear de massa (em kg/m) é obtida pelo produto da área da seção nominal em m² por 7850 kg/m³.

Além da verificação da adequação dimensional das barras que chegam à obra e da realização dos ensaios de tração direta e de dobramento, a especificação brasileira para aços para concreto armado especifica que as mesmas devem estar isentas de defeitos prejudiciais. Entre estes defeitos, a norma especifica as esfoliações (escamas), corrosão superficial, manchas de óleo, redução de seção transversal e fissuras. A norma admite certa oxidação superficial do produto, desde que, não haja comprometimento de suas características geométricas. Além disso, a norma define que o grau de oxidação aceitável é aquele no qual, sua remoção dos óxidos da superfície com um tecido grosseiro ou escova qualquer, não fiquem evidências de corrosão. Em caso de dúvida quanto à gravidade dos defeitos observados, a norma prevê que o material deve ser submetido a novos ensaios para a verificação de suas propriedades.

Naturalmente, deve-se ter o bom senso de não se rejeitar o lote inteiro em função de pequenos pontos de oxidação como os que aparecem na Figura 5.29, pois isto não implicará em redução de desempenho estrutural do material nem mesmo apresenta riscos para durabilidade da estrutura. No caso de rejeição devido aos resultados de ensaio, a verificação da conformidade com as exigências deverá ser feita através de uma única contraprova com nova amostra.



FIGURA 5.29 - Oxidação leve em barras de aço para concreto armado

3.5 Tela soldada

Além dos fios e vergalhões, que podem ser fornecidos em barras ou rolos, uma outra forma possível de se obter aço no mercado é a tela soldada. As telas soldadas foram desenvolvidas inicialmente para facilitar a aplicação do aço em estruturas superficiais, como as lajes em edifícios. Outras aplicações freqüentes são os pavimentos e os revestimentos de talude e túneis onde se utilizam barras ou fios de um determinado diâmetro espaçados por uma distância fixa em uma ou duas direções. Como este tipo de configuração de armadura corresponde ao normalmente utilizado em tubos de concreto para água pluvial e esgoto, naturalmente se previu a utilização das telas neste tipo de aplicação. A grande vantagem da tela soldada é a economia de mão de obra na montagem da armadura, pois a mesma já vem com fios de diâmetros definidos e com espaçamentos garantidos. As telas soldadas são produzidas com fios de aço nervurado CA-60, que são soldados por corrente elétrica (caldeamento) em todos os pontos de cruzamento entre fios, sem que haja a adição de outro material. Com isto, formam-se malhas quadradas ou retangulares, como as apresentadas na Figura 5.30. O controle de produção tem que ser muito cuidado dado que o aço CA-60 é encruado e pode ter suas propriedades mecânicas prejudicadas quando submetidos a elevadas temperaturas. Assim, o controle da qualidade de produção do material é essencial, recomendando-se fortemente a implantação de um programa de controle de recebimento na fábrica. Caso a tela tenha garantidas as características exigidas para o aço, que deve atender aos requisitos da norma NBR 7480, obtém-se uma melhor condição de aderência entre o aço e o concreto. As telas têm que atender à norma específica (NBR 7481 Tela soldada de aço - Armadura para concreto) e o único ensaio específico previsto é o da verificação de junta (NBR 5916 Junta de tela de aço soldada para armadura de concreto - Ensaio de resistência ao cisalhamento).

As telas soldadas podem ser fornecidas em painéis ou rolos com dimensões pré-estabelecidas pelos fabricantes. Existe uma grande variedade de bitolas de fios e valores de espaçamentos para os mesmos que devem ser escolhidos em função do dimensionamento da peça. Com estes diâmetros e espaçamentos definidos, acaba-se por definir uma densidade superficial de aço para a tela, cujo controle é facilmente executado no recebimento com o auxílio de uma balança calibrada e com a definição da massa da peça. Neste controle, deve-se também verificar as dimensões (bitolas, espaçamentos, largura e comprimento do painel) do produto, o que é feito de maneira rápida e com baixo custo.

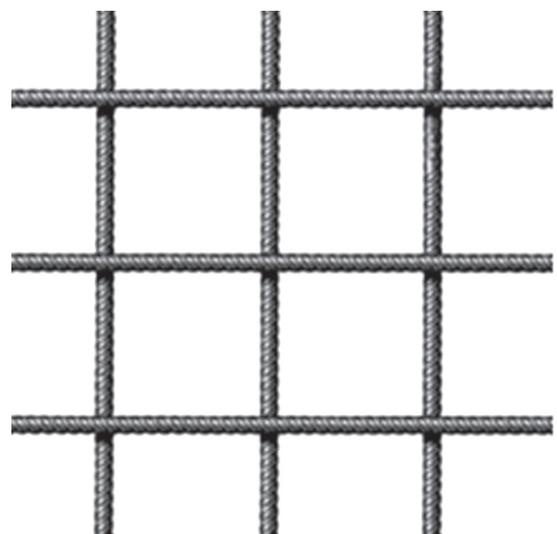


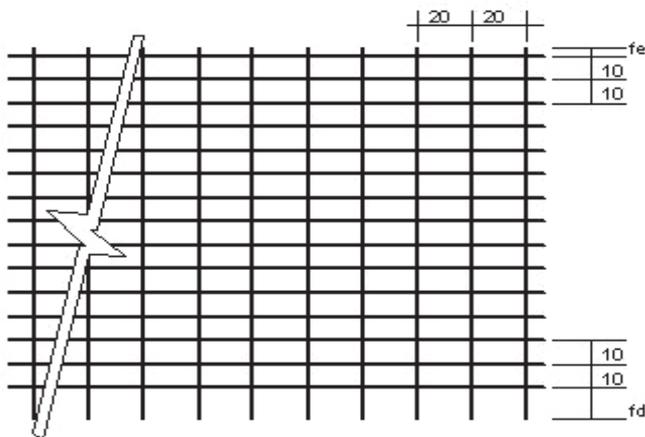
FIGURA 5.30 - Tela soldada para concreto armado (www.gerdau.com.br/port/produtoseservicos/catalogo.asp)

Já existem disponíveis no mercado brasileiro telas soldadas fabricadas especificamente para o reforço de tubos de concreto (Figura 5.31). Estas telas têm invariavelmente malha retangular, de 10cm por 20cm, pois a armadura principal do tubo é aquela que se posiciona ao longo da seção transversal do componente. São fornecidos em rolos e são produzidas com fios cujo diâmetro varia de 3,4mm (apenas para a armadura secundária) a 7,1mm. A dimensão mínima utilizada para a armadura principal é de 3,8mm.



FIGURA 5.31 - Tela de aço utilizada em tubos de concreto para esgoto

As telas soldadas produzidas especificamente para tubos de concreto são feitas com fios de aço CA 60 com diâmetro variando de 3,4mm até 7,1mm. Elas possuem configuração específica para os tubos do tipo ponta e bolsa ou macho e fêmea. Na Figura 5.32 é apresentada a configuração da tela produzida especificamente para o tubo com ponta e bolsa, enquanto na Figura 5.33 se encontra apresentada a tela para tubos do tipo macho e fêmea.

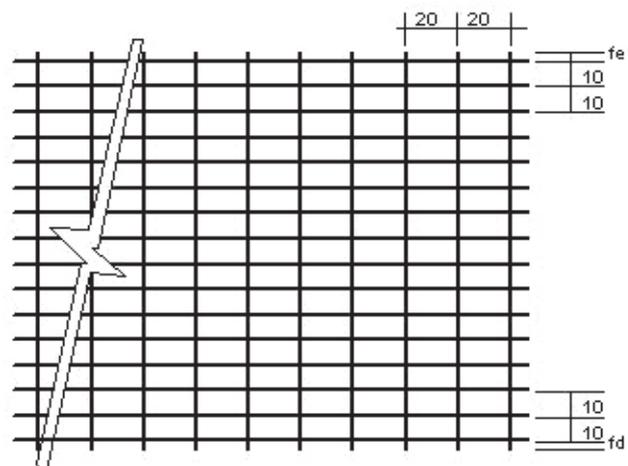


fe = franja transversal esquerda
fd = franja transversal direita

FIGURA 5.32 - Elementos da tela soldada para tubos ponta e bolsa

fe = franja transversal esquerda
fd = franja transversal direita

Figura 5.33 - Elementos da tela soldada para tubos macho e fêmea



Deve-se ter um cuidado especial no posicionamento das telas soldadas nos tubos de concreto. Além de garantir o recobrimento, deve-se verificar se as emendas são feitas na extensão adequada e que toda a extensão do tubo seja reforçada, ou seja, da ponta à bolsa e do encaixe macho até o encaixe fêmea. As Figuras 5.34 e 5.35 mostram esquematicamente como as emendas e o posicionamento das telas devem ser realizados em um tubo com ponta e bolsa com armadura simples e dupla respectivamente. O mesmo é feito para o tubo macho e fêmea nas Figuras 5.36 e 5.37. Na Tabela 5.10 se encontra apresentada a relação entre o comprimento desenvolvido da emenda e o diâmetro do fio da tela metálica.

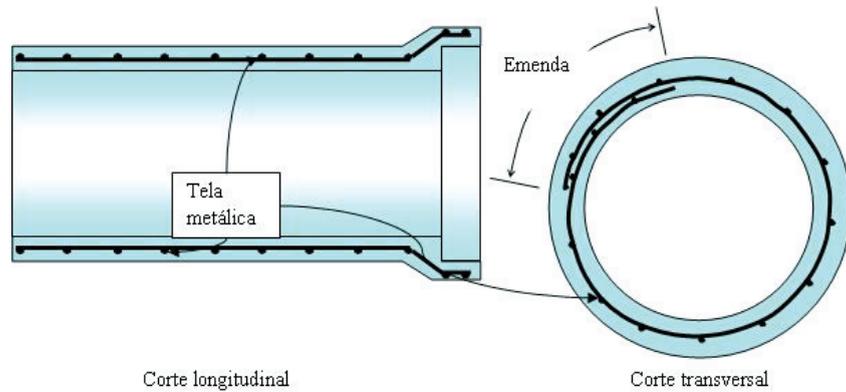


FIGURA 5.34 - Posicionamento de armadura simples com tela soldada em um tubo com ponta e bolsa

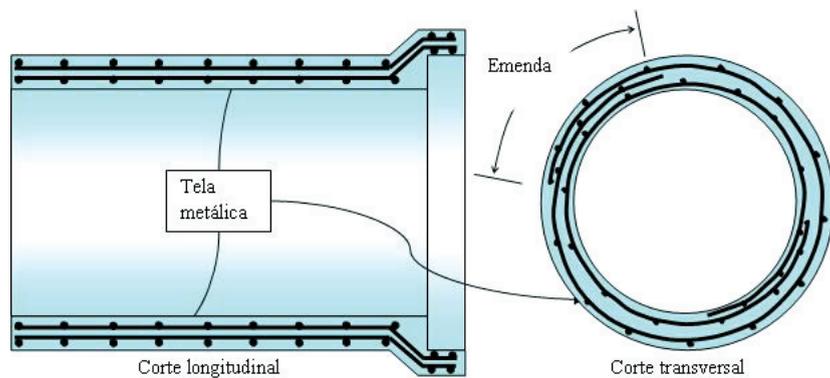


FIGURA 5.35 - Posicionamento de armadura dupla com tela soldada em um tubo com ponta e bolsa

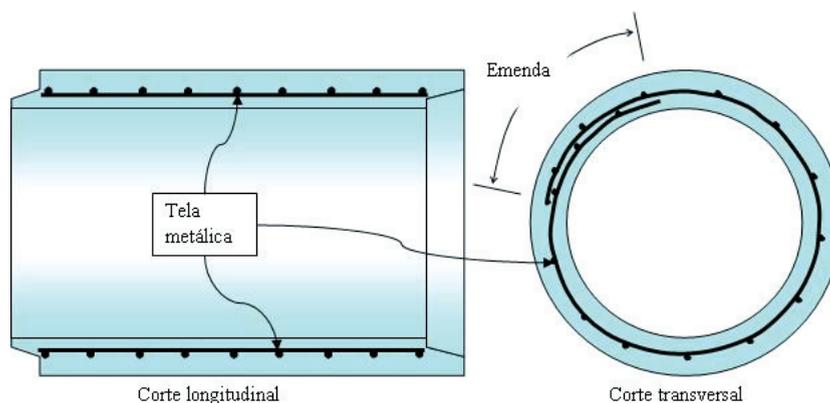


FIGURA 5.36 - Posicionamento de armadura simples com tela soldada em um tubo macho e fêmea

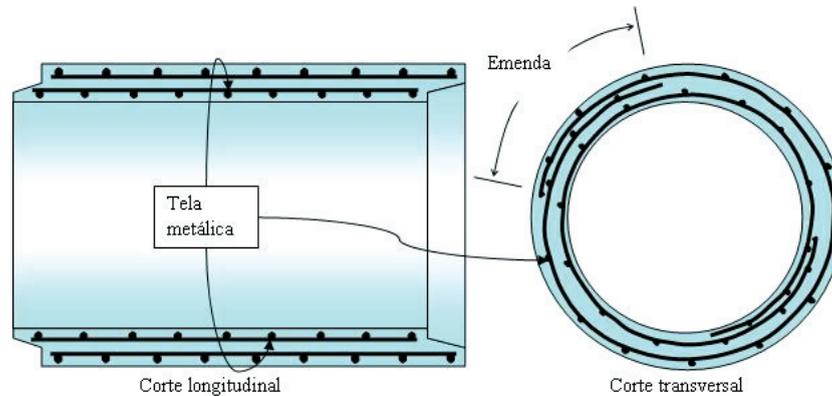


FIGURA 5.37 - Posicionamento de armadura dupla com tela soldada em um tubo com macho e fêmea

TABELA 5.10 – Comprimento de emenda a ser produzida na armadura dos tubos em função do diâmetro do fio da tela.

| Diâmetro do fio da tela (mm) | 3,8 | 4,2 | 4,5 | 5,0 | 5,6 | 6,0 | 7,1 |
|------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Comprimento da emenda (cm) | 21 | 24 | 25 | 28 | 31 | 34 | 40 |

3.6 Durabilidade do aço no concreto armado

O ferro é obtido a partir do minério de ferro sendo reduzido nos alto-fornos das siderúrgicas a elevadas temperaturas (aproximadamente 1500°C). Em outras palavras, o ferro é removido do seu estado de menor nível energético (o óxido) através do fornecimento de uma grande quantidade de energia que possibilita a sua redução. Assim, o ferro no seu estado metálico, se encontra num nível maior de energia e, conseqüentemente, menos estável que o estado natural tendo a tendência de regressar ao seu estado original de óxido. Por isso, o aço se oxidará totalmente se nada é feito para protegê-lo. No entanto, o pH elevado do concreto (acima de 12) é capaz de apassar a armadura e, com isto, evitar que a mesma sofra oxidação. Para que o aço volte a sofrer oxidação dentro do concreto a proteção que o mesmo oferece deve ser rompida. Isto pode acontecer, basicamente, pela ação de dois agentes agressivos principais: o dióxido de carbono (CO₂) e os íons cloreto (Cl⁻). O CO₂ é capaz de despassivar o aço pela redução da alcalinidade típica do concreto, reagindo com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂). O Ca(OH)₂ é um dos produtos da reação de hidratação do cimento e, quando entra em contato com o CO₂ acaba por sofrer o processo da carbonatação, que se encontra apresentada de maneira simplificada na equação 5.3, o que reduz o pH do meio para um nível abaixo do necessário para manter o aço passivado.



A carbonatação ocorre de fora para dentro do concreto, uma vez que o CO₂ se encontra disponível na atmosfera. Ela será capaz de despassivar a armadura quando conseguir ultrapassar toda a espessura do recobrimento de concreto. A profundidade de carbonatação pode ser calculada pela equação (5.4).

$$P = k\sqrt{t} \quad (5.4)$$

onde

- P = profundidade de carbonatação (mm);
- k = constante que depende das características do concreto e
- t = tempo (anos).

Com a equação (3) é possível estimar a vida útil esperada para uma estrutura de concreto armado, bastando para isso realizar a determinação da profundidade de carbonatação. Esta determinação pode ser realizada através da utilização de indicadores como a fenolftaleína (Figura 5.38). Com a quebra do recobrimento do concreto e a aspersão da solução de fenolftaleína ocorrerá uma alteração de cor nas regiões que ainda permanecerem com pH elevado. As regiões que permanecerem sem alteração de cor (normalmente aquelas mais próximas à superfície da estrutura) podem ser consideradas já carbonatadas e sua espessura média pode então ser determinada. Com este valor e , sabendo-se a idade do concreto, pode-se determinar o valor de k da equação (3). De posse do valor de k e sabendo-se a espessura do recobrimento, pode-se então determinar o valor do tempo necessário para que a carbonatação atinja a armadura, o que corresponde ao final de sua vida útil de projeto. Seguindo este modelo Helene (1993) propôs os modelos de previsão de vida útil, segundo o valor da resistência do concreto, o que se encontram apresentado graficamente na Figura 5.39. Modelo semelhante foi proposto por Helene (1993) para o ataque de cloretos, cuja penetração no concreto acontece por difusão e, conseqüentemente, exigiu outra modelagem para seu estabelecimento, quais sejam as leis de Fick (Figura 5.40).

Conclui-se, a partir da observação destes gráficos que, o concreto armado terá uma maior vida útil caso se utilize de maiores valores de f_{ck} e/ou maiores valores de recobrimento. No caso dos concretos para a produção de aduelas para canalizações, a definição do f_{ck} e do recobrimento deve vir antes do dimensionamento para garantia da estabilidade da estrutura, pois o meio agressivo pode ser o fator preponderante a ser observado. Neste caso, a norma brasileira para estruturas de concreto (NBR 6118) prevê um cobrimento nominal mínimo de 40 mm em conjunto com um f_{ck} mínimo de 40MPa e uma relação água/cimento máxima de 0,45. Para o caso dos tubos de concreto, não se aplicam estas mesmas condições, dado que os componentes são produzidos por concretos secos. No entanto, o princípio de compacidade do material e da necessidade de um recobrimento se mantém. Por isto, a norma específica de tubos de concreto (NBR 8890) determina que a absorção de água máxima seja de 6%, em tubos para esgoto, e 8%, em tubos para águas pluviais. Esta determinação deve ser feita através de ensaio feito pela norma NBR 9778 Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica - Método de ensaio.



FIGURA 5.38 - Determinação da profundidade de carbonatação em um pavimento com auxílio de fenolftaleína

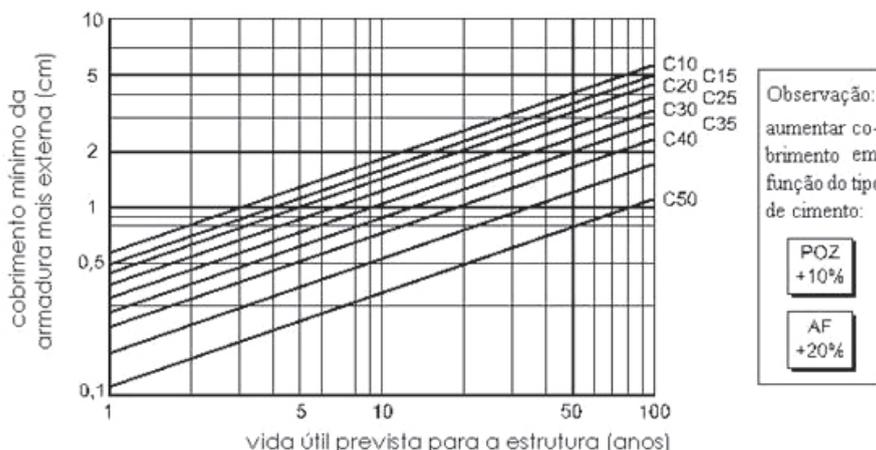


FIGURA 5.39 - Modelo de Helene (1993) para previsão de vida útil de uma estrutura de concreto armado tomando-se como referência a corrosão do aço induzida por carbonatação

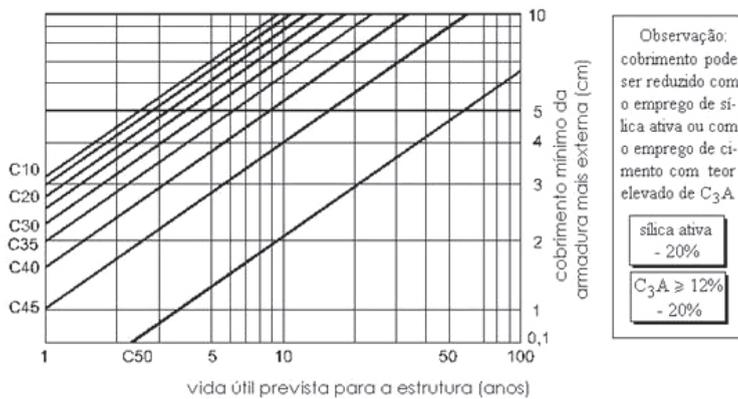


FIGURA 5.40 - Modelo de Helene (1993) para previsão de vida útil de uma estrutura de concreto armado tomando-se como referência a corrosão do aço induzida por cloretos

Estas medidas procuram retardar o momento em que a armadura, dentro do concreto, se despasse e inicie o processo de oxidação. Com isto está se procurando garantir que um período de tempo grande o suficiente para se atender a expectativa de vida útil da estrutura evitando-se que a carbonatação, ou mesmo os íons cloreto, atinjam a armadura induzindo à corrosão do aço e demandando intervenções muito onerosas. Assim, pode-se afirmar que concretos adequadamente dosados e a utilização de espaçadores adequados (Figura 5.41) são fundamentais para garantia da vida útil de uma peça de concreto destinada a obras de drenagem ou esgoto.



FIGURA 5.41 - Espaçador utilizado em uma armadura destinada para a produção de um tubo de concreto

ANEXO 1

Exemplo de análise de resultados de um ensaio de tração numa barra de aço para concreto armado

TABELA I: resultados obtidos para deslocamento e carga no ensaio de tração do aço.

| Deslocamento (mm) | Carga (kgf) |
|-------------------|-------------|
| 0,05 | 1215 |
| 0,10 | 2375 |
| 0,15 | 3375 |
| 0,20 | 4515 |
| 0,25 | 5630 |
| 0,30 | 6410 |
| 0,35 | 6690 |
| 0,40 | 6710 |
| 0,45 | 6745 |
| 0,50 | 6780 |
| 0,55 | 6920 |
| 0,60 | 6945 |
| 0,65 | 6960 |
| 0,70 | 6980 |

Uma barra de aço de diâmetro nominal de 12mm foi submetida ao ensaio de tração direta e obteve os seguintes resultados:

Massa da barra: 916,6g

Comprimento da barra: 96,9cm

Braço do extensômetro: 100mm

Os valores de deslocamento e carga medidos no ensaio para determinação do gráfico de tensão por deformação específica se encontram apresentados na Tabela I.

Carga de ruptura: 8260kgf
Comprimento alongado: 135mm

O primeiro passo a ser tomado é a construção do gráfico de tensão por deformação específica. Para a obtenção das deformações específicas basta dividir o deslocamento lido no extensômetro (Figura I) por seu braço (100mm), que corresponde ao comprimento inicial:

$$\varepsilon = \Delta L \div L_0$$

onde,

ε = deformação específica
 ΔL = deslocamento medido no extensômetro (mm)
 L_0 = braço do extensômetro

Para a determinação das tensões correspondentes a essas deformações, faz-se necessário a determinação da área média da barra através de sua massa específica:

$$A_s = M \div (\gamma \times L) = 916,6 \div (7,8 \times 96,9) = 1,213 \text{cm}^2$$

onde,

A_s = área do aço (cm^2);
 M = massa da barra ou fio de aço a ser ensaiado (g);
 L = comprimento da barra ou fio de aço a ser ensaiado (cm) e
 γ = massa específica do aço ($7,8 \text{g/cm}^3$).

A partir dos resultados constantes da Tabela I, foi possível obter o gráfico de tensão por deformação constante da Figura II.

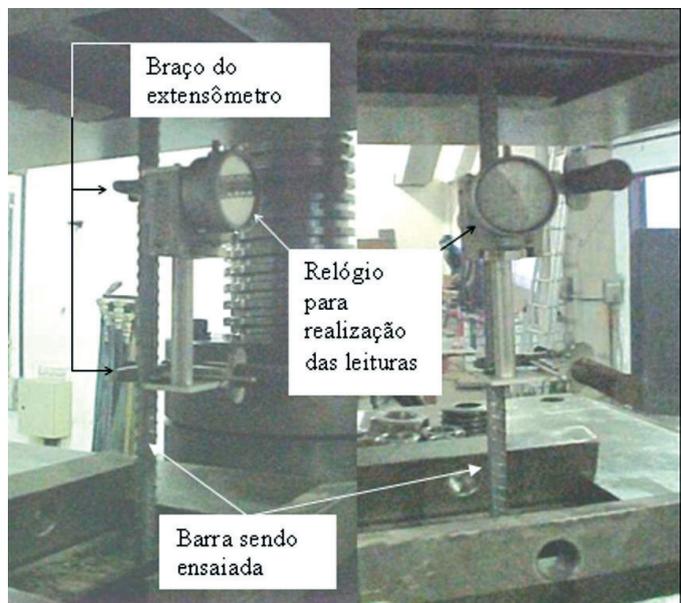


FIGURA I: Extensômetro fixado à barra para determinação dos deslocamentos durante os ensaios

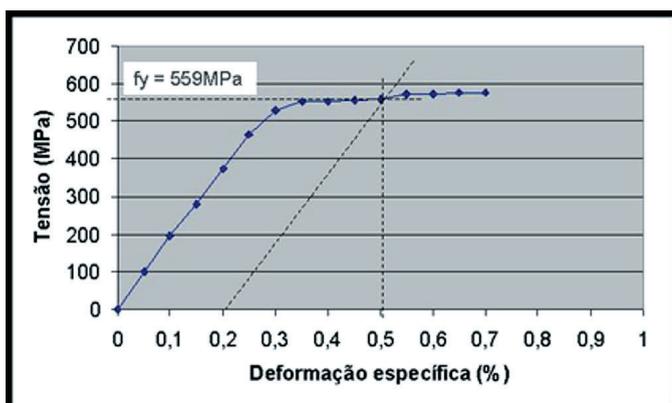


FIGURA II: Gráfico de tensão por deformação específica obtido para no ensaio realizado com a barra de aço

A partir dos resultados obtidos no gráfico da Figura I foi possível realizar a determinação da tensão de escoamento desta barra de aço: 559MPa. Como os demais resultados obtidos nos ensaios anteriores foram 550MPa, 535MPa e 552MPa, 555MPa e 540MPa, pode-se determinar o valor médio (f_{ym}) e o desvio padrão destes resultados (sd) e, com isto, determinar-se o valor da tensão de escoamento característica (f_{yk}):

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,65 \times sd = 548,50 - 1,65 \times 9,18 = 533,35 \text{MPa}$$

Como o valor característico da resistência de escoamento supera os 500MPa exigido pela norma para esta categoria de aço (Tabela II), considera-se o lote aprovado neste requisito.

TABELA II: exigências de norma para os aços para concreto armado.

| Categoria | f_y (MPa) | f_{st} (MPa) | Alongamento 10Φ (%) |
|-----------|-------------|-----------------|--------------------------|
| CA-25 | 250 | $1,20f_y$ | 18 |
| CA-50 | 500 | $1,10f_y$ | 8 |
| CA-60 | 600 | $1,05f_y$ e 660 | 5 |

No entanto, cabe realizar a verificação das outras propriedades do material, quais sejam, a resistência última e o alongamento em 10 diâmetros. A resistência última, segundo a norma, deve guardar uma distância mínima da tensão de escoamento que, para o caso do CA50, corresponde ao valor de $1,10f_y$. No caso deste ensaio obteve-se um valor de carga máxima no ensaio de 8260kgf, obteve-se como tensão última o valor de 681MPa. Como os valores obtidos para as outras barras foram 689MPa, 685MPa e 679MPa, 675MPa e 674MPa, pode-se determinar o valor médio correspondente: 680,5MPa o que equivale a um valor de $1,28f_y$, o lote pode ser considerado aprovado para este requisito também.

O último requisito a ser verificado é o alongamento em 10 diâmetros. Como o valor alongado medido foi de 135mm e o comprimento inicial correspondente a 10 diâmetros era de 120mm ($10 \times 12\text{mm}$) tem-se:

$$AI (\%) = 100 \times (L_f - L_0) / L_0 = 100(135 - 120) / 120 = 12,5\%$$

Como o alongamento medido foi de 12,5% que é maior que a exigência de norma para o requisito (8%), o lote pode ser considerado aprovado como um todo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Junta de tela de aço soldada para armadura de concreto - Ensaio de resistência ao cisalhamento.** NBR 5916, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto e execução de obras de concreto armado - procedimento.** NBR 6118, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente.** NBR 6152, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Produto metálico - determinação da capacidade ao dobramento - Método de ensaio.** NBR 6153, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto – Método de ensaio.** NBR 7477, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Barras de aço para concreto armado - ensaio de fadiga – Método de ensaio**. NBR 7478, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. NBR 7480, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tela de aço soldada - Armadura para concreto - Especificação**. NBR 7481, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Barras de aço CA42-S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação**. NBR 8965, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários**. NBR 8890, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica - Método de ensaio**. NBR 9778, Rio de Janeiro.

BELGO. **Processo de fabricação Belgo 50 e Belgo 60**. Apostila Belgo. Grupo Arcelor. S.D. (www.belgomineira.com.br/pro/belgo5060.pdf). Acessado em agosto de 2007.

CALLISTER, W.D. **Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução**. LTC – Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro, 2002. 5ª. Edição.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras nas estruturas de concreto armado**. São Paulo: USP, 1993. Tese (Livre docência). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1993.

MORAIS, V. R. e REGO, L. R. M. **Aços para Concreto Armado**. Capítulo 8. Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2005. pp. 233-63.

4 FIBRAS DE AÇO PARA TUBOS DE CONCRETO

Antonio Domingues de Figueiredo

O concreto é um material de construção versátil e pode ser aplicado com grande eficiência em tubos de concreto para águas pluviais e esgoto devido a uma série de características que lhe propiciam esta condição. No entanto, este material apresenta uma série de limitações também, como à reduzida resistência aos esforços de tração em relação aos de compressão, o comportamento frágil e a baixa capacidade de deformação do material antes da ruptura quando submetido a este esforço. Assim, é muito freqüente a utilização de algum tipo de reforço em tubos de concreto de maiores dimensões, como as armaduras convencionais com vergalhões ou telas de aço. Uma alternativa técnica interessante para este reforço é a utilização de fibras de aço que, além de reduzir as limitações do material, trazem uma série de vantagens práticas para sua aplicação.

Assim, pode-se encarar o reforço com fibras como uma variante tecnológica para a produção de tubos de concreto. Para a viabilização desta tecnologia foram desenvolvidos estudos específicos nos últimos anos (CHAMA NETO, 2002; RAMOS, 2002; FIGUEIREDO et al, 2007) para possibilitar a inclusão do uso das fibras de aço na revisão da norma NBR 8890 - Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários, publicada em 2007. Apesar da concepção da norma brasileira ser muito similar ao recomendado pela norma européia NBN EN1916 Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced (2002), houve também a introdução de algumas inovações no que se refere à avaliação do componente. Esta norma é a primeira do Brasil a parametrizar o uso do concreto reforçado com fibras de aço, tendo sido desenvolvida em paralelo com a norma de especificação da própria fibra. De certa forma, sua concepção pode ser considerada como conservadora em relação à normalização internacional, dado que apresenta um nível de restrição maior para o uso do material em relação ao que se pratica na Europa (NBN EN1916, 2002). Isto ocorreu porque, apesar de apresentar uma série de vantagens técnicas que podem viabilizar sua utilização, o concreto com fibras, como qualquer outra tecnologia, apresenta limitações que devem ser bem compreendidas para se garantir o bom desempenho final do componente. E é neste sentido que se orienta este capítulo, ou seja, procura-se aqui fornecer uma série de informações técnicas que possibilitem a boa compreensão do material no sentido de se evitar os riscos normalmente associados ao emprego das novas tecnologias.

4.1 Comportamento básico do concreto com fibras

Para o melhor entendimento do concreto com fibras, deve-se tratá-lo como um compósito, ou seja, ele é um material constituído por duas fases distintas principais: as fibras e a matriz de concreto. As fibras de aço são elementos descontínuos, cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal. Ou seja, possuem comprimentos variando de 25mm a 60mm e diâmetros de 0,5mm a 1mm para as fibras curtas (Figura 5.42a) e longas (Figura 5.42b), respectivamente. Elas, normalmente, possuem dobras nas extremidades para aumentar a ancoragem e podem ser fornecidas soltas (Figura 5.42a e 5.42b) ou coladas em pentes (Figura 5.42c), o que facilita o processo de mistura e homogeneização do material. Como será visto adiante, as fibras longas acabam por serem as preferidas para uso em tubos de concreto pelo fato de proporcionarem maior desempenho final ao componente.

Dentre os fatores que afetam o desempenho das fibras pode-se destacar o seu módulo de elasticidade e a resistência mecânica das mesmas. As fibras que possuem módulo de elasticidade inferior ao do concreto endurecido, como as de polipropileno e náilon, são chamadas de fibras de baixo módulo. Já as fibras que possuem módulo de elasticidade superior ao do concreto, como as fibras de aço, são conhecidas como fibras de alto módulo. As fibras aço, por terem elevado módulo de elasticidade e grande capacidade de deformação elástica e plástica, são aquelas que proporcionam melhor condição de reforço para o concreto (FIGUEIREDO, 2005).

Para uma melhor visualização deste comportamento, pode-se observar o esquema apresentado na Figura 5.43. Nele se apresenta uma matriz hipotética reforçada com três tipos de fibras, uma de baixo módulo de elasticidade e duas de alto módulo, sendo uma de baixa e outra de alta resistência mecânica ou limite de deformação. Todas as fases foram consideradas como de comportamento elástico perfeito. A curva de tensão por deformação da matriz está representada pela linha O-A, enquanto as linhas O-B e O-C representam o trabalho elástico das fibras de alto módulo com alta e baixa resistência respectivamente. O comportamento da fibra de baixo módulo se encontra representado pela linha O-D. No momento em que a matriz se rompe (ponto A) e transfere a tensão para a fibra de baixo módulo (ponto D), esta apresenta uma tensão muito baixa nesse nível de deformação (σ fibra de E baixo); logo, essa fibra apresentará uma baixa capacidade de reforço pós-fissuração. Observando-se a linha O-C da Figura 5.43, pode-se constatar que, no momento em que ocorre a ruptura da matriz (ponto A), serão superadas as tensões resistentes das fibras ou ultrapassado seu limite último de deformação. Qualquer que seja a situação, haverá a ruptura das fibras, ou seja, quando a matriz se romper, as fibras já terão sido rompidas e não conferirão nenhum tipo de reforço. Essa preocupação é importante, pois a base do desempenho dos concretos reforçados com fibras está no papel exercido pelas fibras de ponte de transferência de tensão pelas fissuras.

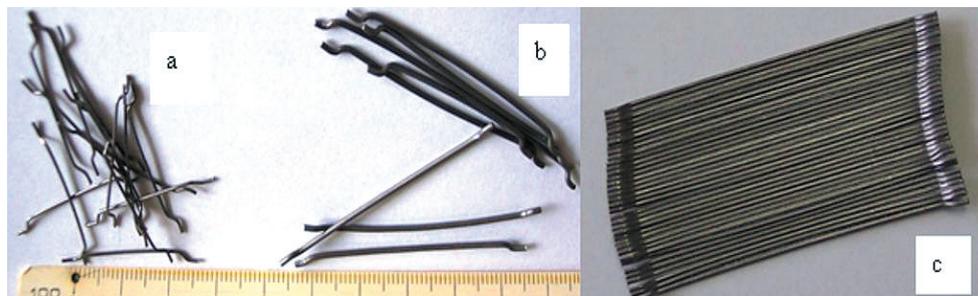


FIGURA 5.42 - Fibras de aço soltas curtas (a) e longas (b) e longas coladas (c)

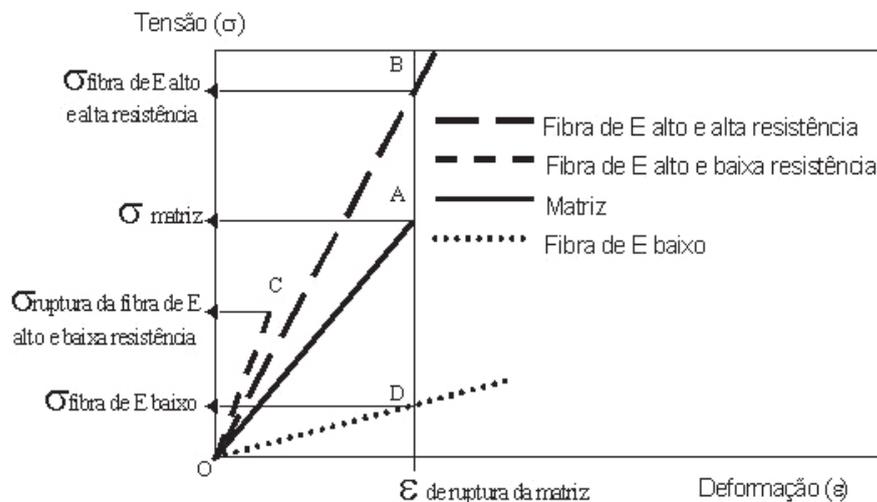


FIGURA 5.43 - Diagrama de tensão por deformação elástica de matriz e fibras de alto e baixo módulo de elasticidade trabalhando em conjunto

Pode-se concluir que fibras de alta resistência e alto módulo de elasticidade, como é o caso das fibras de aço, são as mais indicadas para o reforço de tubos de concreto para águas pluviais e esgoto que, pela elevada exigência de durabilidade, devem apresentar elevada capacidade e, conseqüentemente, elevada resistência mecânica. Assim, fibras poliméricas só poderiam ser utilizadas para o reforço de tubos caso fossem modificadas no sentido de se elevar tanto o seu módulo de elasticidade como sua resistência mecânica. Já as fibras de aço atuam como um reforço do concreto endurecido, podendo até substituir a armadura convencional com equivalência de desempenho (CHAMA NETO e FIGUEIREDO, 2003).

4.2 A interação fibra-matriz

Pode-se associar a reduzida capacidade de resistência à tração do concreto à sua grande dificuldade de interromper a propagação das fissuras quando é submetido a este tipo de esforço. Isso ocorre pelo fato de a direção de propagação das fissuras ser transversal à direção principal de tensão de tração. Assim que se principia cada nova fissura, a área disponível para suporte de carga é reduzida, causando um aumento das tensões presentes nas extremidades das fissuras. Logo, a ruptura na tração é causada por algumas fissuras que se unem e não por numerosas fissuras, como ocorre quando o concreto é comprimido (MEHTA & MONTEIRO, 1994). As fibras podem contribuir para o melhor comportamento do material reduzindo a velocidade de propagação das fissuras, por atuarem como ponte de transferência de tensão nas mesmas. No caso do concreto simples, uma fissura irá representar uma barreira à transferência de tensões, representadas de modo simplificado por linhas de tensão na Figura 5.44a. Essa impossibilidade de continuidade das linhas de tensão irá provocar um desvio das mesmas, o que irá conduzir a uma concentração de tensões nas extremidades da fissura. No caso de essa tensão superar a resistência da matriz, ocorrerá a ruptura abrupta do material.

Por outro lado, quando se adicionam fibras de resistência e módulo adequado ao concreto num teor apropriado, esse material deixa de ter o caráter marcadamente frágil. Isso ocorre pelo fato de a fibra servir como ponte de transferência de tensões pelas fissuras, cuja concentração de tensões nas extremidades será então minimizada, conforme o ilustrado na Figura 5.44b. Com isso, tem-se uma grande redução da velocidade de propagação das fissuras no material que passa a ter um comportamento pseudo-dúctil ou não frágil, ou seja, apresenta uma certa capacidade resistente após a fissuração. Assim, com a utilização de fibras, será assegurada menor fissuração do concreto. Este fato pode vir a recomendar sua utilização mesmo para tubos convencionalmente armados, como uma armadura complementar para reduzir a fissuração do material.

Uma das vantagens do reforço proporcionado pelas fibras é o fato de estas se distribuírem aleatoriamente no material, reforçando toda a peça, e não uma determinada posição, como ocorre com as armaduras convencionais. Este aspecto é até mais relevante para o caso dos tubos de concreto por possuírem baixa espessura de parede em relação às estruturas convencionais. Pelo fato das armaduras com telas ou vergalhões exigirem um recobrimento mínimo para sua proteção, acaba-se por concentrar o reforço junto ao centro da parede, próximo à linha neutra (Figura 5.45a). Isto reduz a capacidade de reforço da armadura, principalmente para baixos níveis de fissuração e deformação do tubo, que é a condição prática

mais importante para a garantia da vida útil do componente. Quando da utilização das fibras, acaba-se por distribuí-las em todo o conjunto (Figura 5.45b), não sendo necessário se preocupar com um recobrimento mínimo, pois as mesmas são mais resistentes à corrosão. Com isto, as fibras acabam por apresentar um maior nível de desempenho quanto ao reforço dos tubos submetidos a baixos níveis de deformação e/ou fissuração.

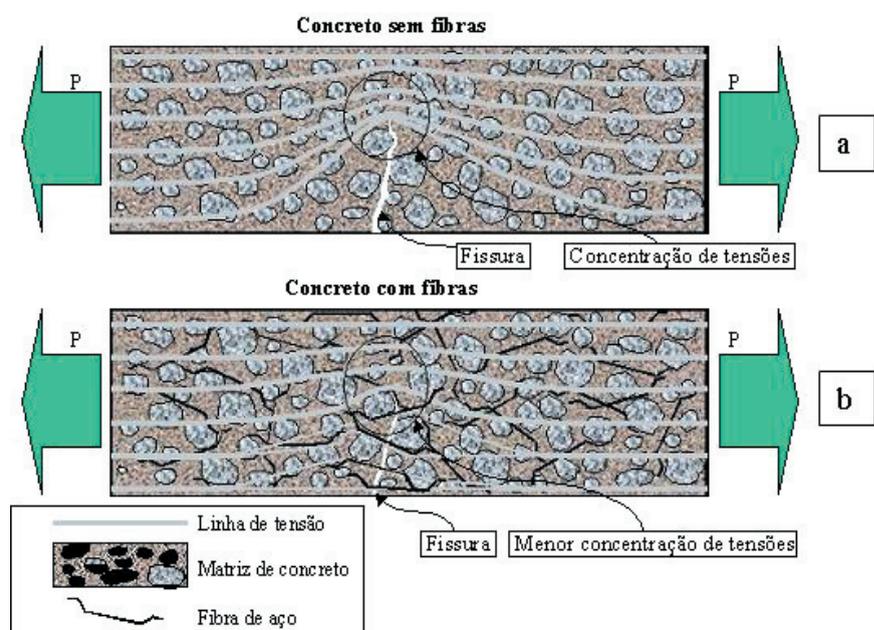


FIGURA 5.44 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras

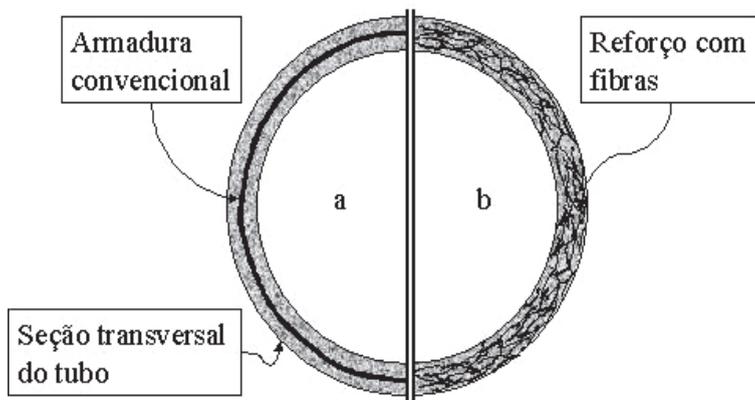


FIGURA 5.45 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras.

4.3 Aspectos tecnológicos fundamentais

Como a eficiência da fibra depende de sua atuação como ponte de transferência de tensão pela fissura que aparece no concreto, pode-se deduzir uma série de aspectos tecnológicos fundamentais. Um dos principais deles é o fato de a capacidade de reforço que as fibras apresentam depender diretamente do teor de fibra utilizado. Ou seja, quanto maior for o teor, maior será o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura, o que aumenta o reforço pós-fissuração do concreto. No gráfico da Figura 5.46, estão apresentadas três curvas representativas de tubos reforçados com três diferentes teores de fibras que foram submetidos ao ensaio de compressão diametral (Figura 5.47). Estes resultados, obtidos a partir de Figueiredo et al. (2007), foram determinados utilizando-se de dispositivos de determinação da deformação diametral do tubo, conforme o apresentado na Figura 5.48a. Este dispositivo permite o posicionamento de um transdutor eletrônico para a medida de deformação diametral do tubo sem que haja influência de deformações externas ao tubo durante a leitura. Como a fissuração pode ocorrer exatamente onde se posiciona a agulha do LVDT, optou-se por utilizar uma folha de acetato para evitar que a mesma entrasse na fissura (Figura 5.48b).

Observa-se, pelos resultados apresentados na Figura 5.46 que, quanto maior o teor de fibras, tanto maior será a capacidade resistente do tubo após a fissuração da matriz, correspondente ao trecho das curvas após o limite elástico das mesmas. Percebe-se nitidamente que o tubo reforçado com 40kg/m³ de fibras proporciona um “patamar de escoamento” mais elevado que aqueles obtidos com os consumos de 20kg/m³ e, principalmente, 10kg/m³. Deve-se atentar para o fato de não haver um ganho diretamente proporcional de desempenho com o aumento do teor de fibra, ou seja, se o teor de 10kg/m³ passar para 20kg/m³ não se obtém o dobro de capacidade resistente pós-fissuração. Da mesma forma, se o consumo de fibra for dobrado de 20kg/m³ para 40kg/m³, também não haverá a duplicação do desempenho pós-fissuração. Assim, as dosagens das fibras de aço não seguem modelos lineares para os tubos, da mesma forma como ocorre para o concreto projetado (FIGUEIREDO, 1997) e convencional (FIGUEIREDO, NUNES e TANESI, 2000).

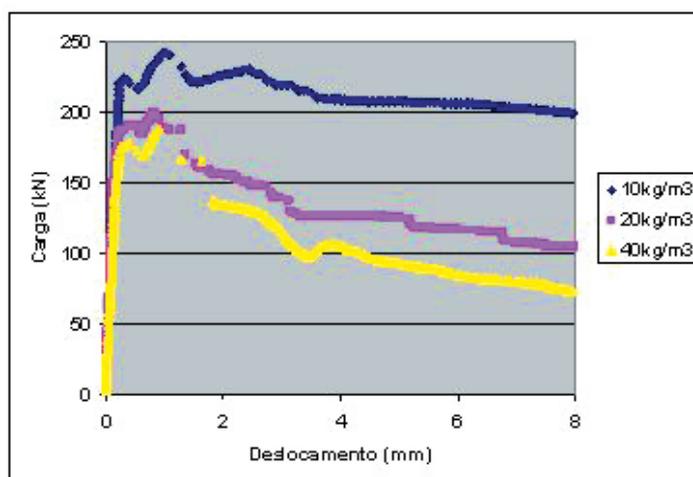


FIGURA 5.46 - Curvas de carga por deformação diametral obtidas no ensaio de compressão diametral de tubos com diferentes consumos de fibra produzidos a partir dos resultados de Figueiredo et al. (2007)



FIGURA 5.47 - Aparato de ensaio de compressão diametral de tubos de concreto para águas pluviais e esgoto

FIGURA 5.48 - Dispositivos utilizados na determinação da curva de carga por deformação vertical dos tubos de concreto reforçados com fibras de aço para o estudo de Figueiredo et al. (2007) (a) e detalhe do apoio da ponta do LVDT para evitar perda de ensaio (b)



Além do teor de fibras, o desempenho após a fissuração do concreto depende muito da geometria da fibra que está sendo utilizada. Para melhor representar essa influência, normalmente se utiliza um parâmetro chamado fator de forma, que consiste no valor obtido da divisão do comprimento da fibra pelo diâmetro do círculo cuja área seja igual à da seção transversal da fibra. Assim, ao se aumentar o comprimento da fibra ou reduzir a sua seção transversal, o valor do fator de forma será maior. Em geral, quanto maior for o fator de forma da fibra, maior será a capacidade resistente após a fissuração do concreto. Como pode ser observado na Figura 5.49, em que se apresentam as curvas médias obtidas de uma série de corpos-de-prova submetidos ao ensaio de tração na flexão, a resistência após a fissuração foi maior para a fibra mais longa. No entanto, se esse comprimento for aumentado muito mais, ou se a resistência da matriz aumentar muito, a fibra deixará de escorregar em relação à matriz com o progressivo aumento da abertura da fissura. Nesse caso, a força de atrito entre fibra e matriz aumentará muito, o que conduzirá à ruptura da fibra e, conseqüentemente, haverá uma baixa ou nula capacidade resistente após a fissuração do material.

Um fator fundamental para o bom desempenho da fibra no tubo de concreto é a resistência do aço que lhe deu origem. No estudo de Chama Neto (2002) ficou comprovada a superioridade de desempenho das fibras de aço trefilado que, naturalmente, apresentam resistências à tração superiores a 1000MPa. No referido estudo, também foram utilizadas fibras de aço de chapas cortadas que não conseguiram proporcionar um nível de reforço comparável ao da tela metálica, principalmente para elevados níveis de fissuração. Por isto, é exigência da norma NBR 8890 (2007) a resistência mínima de 1000MPa para as fibras de aço que venham a ser utilizadas no reforço de tubos de concreto.

Outro fator importante para definição do comportamento do concreto reforçado com fibras é o direcionamento da fibra em relação à superfície de fissuração principal. Já é conhecido o fato de que quanto mais alinhada as fibras estiverem em relação à direção perpendicular à superfície de fratura, tanto maior será o seu desempenho quanto à resistência pós-fissuração (BENTUR & MINDESS, 1990).

No caso dos tubos, este parâmetro se encontra associado ao comprimento da fibra, pois fibras mais longas propiciarão um maior alinhamento das mesmas em relação às paredes do tubo de concreto durante sua moldagem. Este direcionamento ocorre mesmo quando baixos teores de fibras são utilizados, como se pode observar na Figura 5.50 onde apenas 5kg de fibra por metro cúbico foi utilizado como consumo.

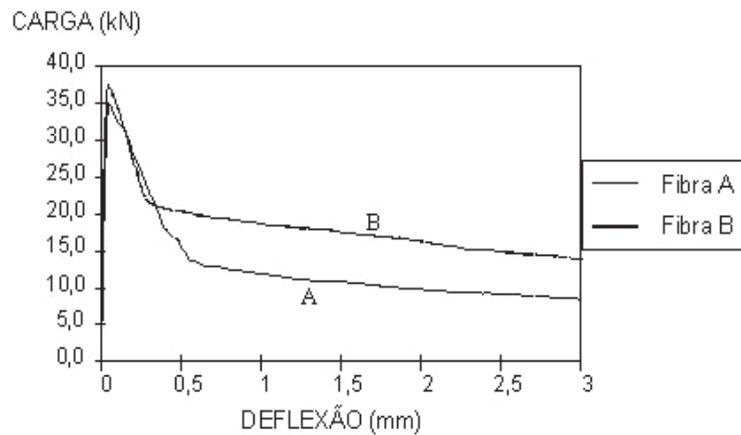


FIGURA 5.49 - Curvas médias de carga por deflexão obtidas no ensaio de tração na flexão de concretos de $f_{ck}=30\text{MPa}$ reforçados com a fibra A (comprimento de 36mm) e fibra B (comprimento de 42mm) que possuem a mesma seção transversal (FIGUEIREDO, CECCATO & TORNERI, 1997)

As fibras frágeis poderão aumentar a perda de eficiência relativa à sua inclinação em relação ao plano de ruptura. Isso ocorre pelo elevado nível de tensão de cisalhamento a que a fibra é submetida nessa situação. Se ela não for capaz de se deformar plasticamente, de modo a se alinhar ao esforço principal, acaba rompendo-se por cisalhamento, como apresentado na situação ilustrada na Figura 5.51.

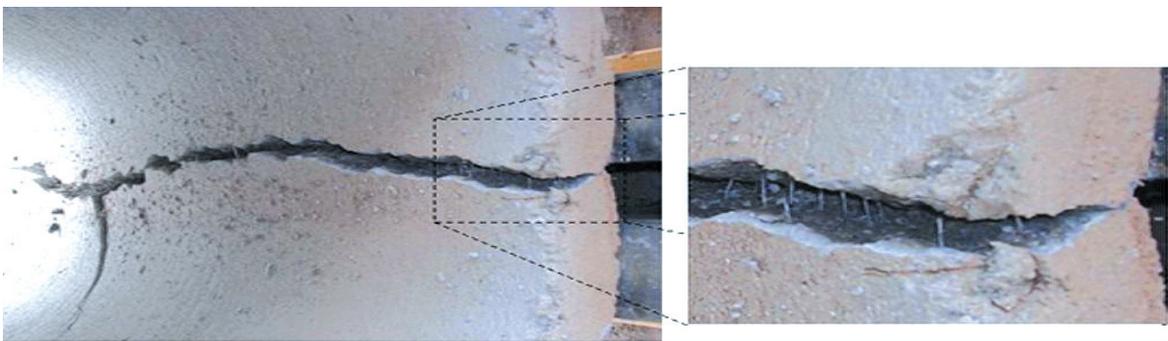


FIGURA 5.50 - Detalhe do alinhamento das fibras junto à parede do tubo de concreto

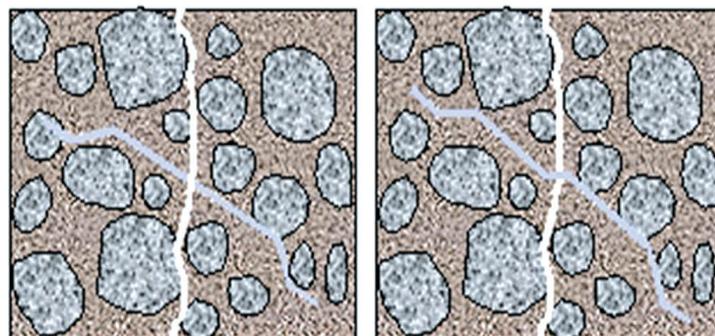


FIGURA 5.51 - Diferença de comportamento entre fibras dúcteis e frágeis quando inclinadas em relação à superfície de ruptura (FIGUEIREDO, 2005)

4.4 O controle específico do tubo de concreto com fibras

A nova norma de tubos de concreto para água pluvial e esgoto (NBR 8890 - Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários de 2007), define que quando os mesmos são produzidos com o uso de fibras de aço sejam considerados como tubos armados. Assim, tubos reforçados com fibras podem ser utilizados nas mesmas condições daqueles armados com vergalhões e telas de aço. No entanto, estes tubos devem ser identificados como reforçados com fibras, não podendo ser utilizados no lugar de tubos convencionalmente armados sem prévia qualificação específica. Cabe ressaltar que depõe fortemente contra a boa prática construtiva utilizar tubos de concreto sem prévia qualificação do componente através do emprego de um sistema de controle de qualidade de aceitação, seja ele convencionalmente armado ou reforçado com fibras. A norma NBR 8890 prevê todo um plano de controle dos tubos que chegam à obra, tanto no que se refere às tolerâncias dimensionais, defeitos e, fundamentalmente, capacidade resistente dos mesmos, a qual é medida através do ensaio de compressão diametral.

Os tubos reforçados com fibras seguem, segundo a norma, a mesma classificação adotada para os tubos de concreto armado convencional. Esta classificação é feita, basicamente, pela carga de fissura, no caso dos tubos armados, ou carga mínima isenta de dano, para o caso dos tubos reforçados com fibras. Estas cargas são determinadas no ensaio de compressão diametral, cujo procedimento é diferente do adotado para o convencionalmente armado. Apesar disto, os procedimentos de ensaio não alteram o comportamento básico do componente (FIGUEIREDO et al. 2007) e, também por isso, tubos com fibras ou vergalhões podem ser considerados como equivalentes. Para melhor entendimento desse procedimento, o mesmo será discutido a seguir.

- **Ensaio de compressão diametral**

O ensaio de compressão diametral de tubos é muito similar ao utilizado para determinação da resistência à tração do concreto em corpos-de-prova cilíndricos. Consiste no apoio do tubo em cutelos de madeira inferiores e o carregamento do componente a partir de um cutelo superior articulado, conforme se observa na Figura 5.52.



FIGURA 5.52 - Tubo de concreto com fibras sendo submetido ao ensaio de compressão diametral

A norma prevê dois procedimentos diferentes para a qualificação dos tubos, sejam eles armados convencionalmente ou com fibras. Apesar de algumas diferenças o princípio básico do ensaio é muito similar e o nível das exigências é praticamente o mesmo, podendo-se afirmar, no entanto, que é um pouco mais exigente quando do uso de fibras. No ensaio para tubo convencionalmente armado submete-se o componente a um carregamento contínuo até a sua ruptura e se exige apenas a determinação da carga de fissura e da carga de ruptura.

A carga de fissura é definida como a carga necessária para o tubo apresentar uma fissura com abertura de 0,25 mm e comprimento de 300 mm ou mais, sendo a abertura da fissura medida através de uma lâmina padrão feita em chapa de aço de 0,2 mm de espessura e largura de 12,7 mm, afinada na ponta para 1,6 mm. Considera-se que a fissura atingiu 0,25 mm de abertura quando a ponta da lâmina padrão penetrar sem dificuldade 1,6 mm em alguns pontos distribuídos na distância de 300 mm. A carga de ruptura é a máxima obtida durante a realização do ensaio.

No ensaio especificado pela norma para qualificar os tubos com fibras de aço o procedimento inicia com o carregamento do tubo de forma contínua até atingir uma carga mínima isenta de dano (equivalente a dois terços da carga de ruptura especificada para a sua classe) sendo que esta carga deve ser mantida por um minuto. Nesta situação, o tubo não poderá apresentar qualquer dano oriundo deste carregamento. Por esta razão, esta carga foi denominada na norma como carga mínima isenta de dano, e guarda uma perfeita correspondência à carga de fissura especificada pela norma para os tubos convencionalmente armados. Caso o tubo passe pela manutenção da carga mínima isenta dano sem apresentar qualquer alteração visível, ele deverá ser carregado até que se atinja a sua carga máxima, sendo esta registrada imediatamente. Após a carga cair a 95% da máxima registrada, deve-se retirar totalmente o carregamento aplicado e recarregar o componente até um nível de carga equivalente à carga mínima isenta de dano e mantê-la por mais um minuto. Neste momento deve-se verificar se o tubo apresenta capacidade de suporte residual pós-fissuração para a carga mantida neste nível. Caso o tubo não consiga atingir ou manter a carga de fissura no recarregamento o mesmo deve ser rejeitado. No caso do tubo suportar este esforço aplicado por um minuto, a norma pede que se dê continuidade ao carregamento do tubo medindo-se a carga máxima atingida nesta etapa de carregamento pós-fissuração, a qual não deve ser inferior a 105% da carga mínima isenta de dano. Esta exigência é algo que só aparece na norma brasileira, pois a norma europeia considera o ensaio encerrado quando o tubo suporta a carga mínima isenta de dano por um minuto durante o recarregamento. Um diagrama ilustrativo do sistema de carregamento previsto para o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço se encontra apresentado na Figura 5.53. Apesar das diferenças no procedimento de ensaio, estudos específicos (FIGUEIREDO et al, 2007) comprovaram que isto não implica numa resposta diferente do componente, podendo-se comparar os resultados diretamente.

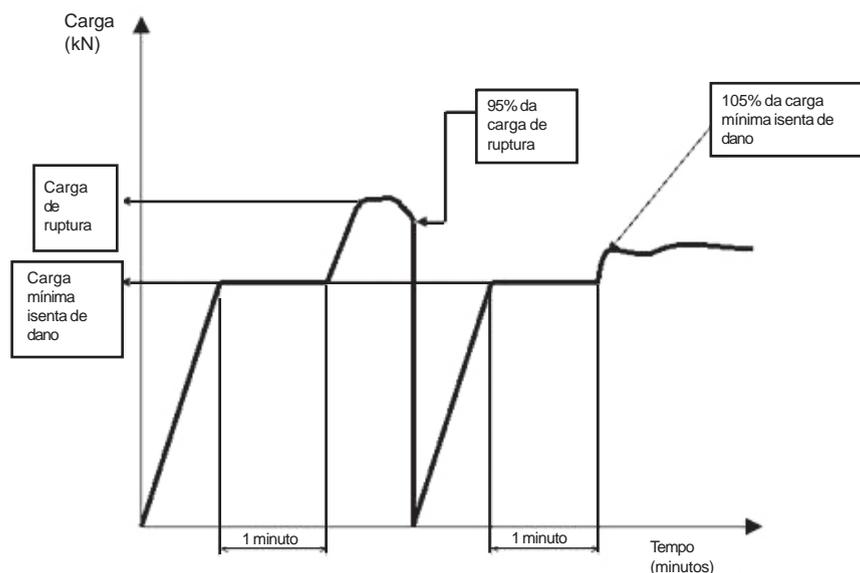


FIGURA 5.53 - Esquema do plano de carregamento a ser seguido durante o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço

Vale ressaltar que a proporção de dois terços entre a carga mínima isenta de dano e a carga de ruptura é a mesma adotada pela norma brasileira para a relação entre carga de fissura e de ruptura para os tubos de concreto com fibras e com armadura convencional, respectivamente. Assim, a norma prevê que a carga de classificação dos tubos seja a mesma, mas os tubos com fibras não poderão apresentar qualquer dano, enquanto os convencionalmente armados poderão apresentar fissuras com aberturas de até 0,25 mm. Ou seja, a norma acabou sendo mais rigorosa para com os tubos reforçados com fibras, o que não deixa de ser interessante pelo fato de se estar introduzindo uma nova tecnologia no mercado, o que demanda certa cautela. Apesar de se prever uma maior durabilidade para os tubos de concretos com fibras do que para os convencionalmente armados devido ao fato das fibras serem mais resistentes à corrosão eletrolítica, esta postura conservadora da norma irá contribuir para uma maior durabilidade dos sistemas executados com esta nova tecnologia.

Como exemplo, tubos classificados como EA2, com um diâmetro nominal de 800mm, deverão apresentar uma carga de ruptura mínima de 72kN/m. Caso os tubos possuam um comprimento de 2m, tem-se uma carga máxima total de 144kN. A carga de fissura corresponde aos dois terços dessa carga máxima ou de ruptura, ou seja, 96kN. Assim, no ensaio dos tubos com fibras, os mesmos terão de suportar 96kN durante um minuto sem apresentar qualquer tipo de dano. Para melhor visualização das classificações é conveniente se observar a Tabela 5.11 reproduzida da norma, onde as classes são definidas para ambos os tipos de tubos.

TABELA 5.11 – Cargas mínimas de compressão diametral de tubos armados e/ou reforçados com fibras de aço segundo o especificado pela norma NBR 8890.

| DN | Água pluvial | | | | Esgoto sanitário | | | | | | | | | |
|--------|--|-----|-----|-----|------------------------------|-----|-----|-----|---|-----|-----|------------------------------|-----|-----|
| | Carga mínima de fissura (tubos armados) ou carga isenta de dano (tubos reforçados com fibras) kN/m | | | | Carga mínima de ruptura kN/m | | | | Carga mínima de fissura (tubos armados) ou carga isenta de danos (tubos reforçados com fibras) kN/m | | | Carga mínima de ruptura kN/m | | |
| Classe | PA1 | PA2 | PA3 | PA4 | PA1 | PA2 | PA3 | PA4 | EA2 | EA3 | EA4 | EA2 | EA3 | EA4 |
| 300 | 12 | 18 | 27 | 36 | 18 | 27 | 41 | 54 | 18 | 27 | 36 | 27 | 41 | 54 |
| 400 | 16 | 24 | 36 | 48 | 24 | 36 | 54 | 72 | 24 | 36 | 48 | 36 | 54 | 72 |
| 500 | 20 | 30 | 45 | 60 | 30 | 45 | 68 | 90 | 30 | 45 | 60 | 45 | 68 | 90 |
| 600 | 24 | 36 | 54 | 72 | 36 | 54 | 81 | 108 | 36 | 54 | 72 | 54 | 81 | 108 |
| 700 | 28 | 42 | 63 | 84 | 42 | 63 | 95 | 126 | 42 | 63 | 84 | 63 | 95 | 126 |
| 800 | 32 | 48 | 72 | 96 | 48 | 72 | 108 | 144 | 48 | 72 | 96 | 72 | 108 | 144 |
| 900 | 36 | 54 | 81 | 108 | 54 | 81 | 122 | 162 | 54 | 81 | 108 | 81 | 122 | 162 |
| 1 000 | 40 | 60 | 90 | 120 | 60 | 90 | 135 | 180 | 60 | 90 | 120 | 90 | 135 | 180 |
| 1 100 | 44 | 66 | 99 | 132 | 66 | 99 | 149 | 198 | 66 | 99 | 132 | 99 | 149 | 198 |
| 1 200 | 48 | 72 | 108 | 144 | 72 | 108 | 162 | 216 | 72 | 108 | 144 | 108 | 162 | 216 |
| 1 500 | 60 | 90 | 135 | 180 | 90 | 135 | 203 | 270 | 90 | 135 | 180 | 135 | 203 | 270 |
| 1 750 | 70 | 105 | 158 | 210 | 105 | 158 | 237 | 315 | 105 | 158 | 210 | 158 | 237 | 315 |
| 2 000 | 80 | 120 | 180 | 240 | 120 | 180 | 270 | 360 | 120 | 180 | 240 | 180 | 270 | 360 |

Um exemplo de tubo de concreto reforçado com fibras de aço em conformidade com os requisitos da norma está apresentado na Figura 5.54, através da curva de carga por deformação diametral obtida como resultado do ensaio de compressão diametral. Percebe-se nitidamente, que o tubo atende ao requisito da carga mínima isenta de dano no trecho linear inicial da curva, onde o concreto responde preponderantemente pelo comportamento do material. Depois de atingida a carga de pico ocorre o descarregamento do componente e, no recarregamento, o ganho de carga não ocorre com o mesmo nível de rigidez do trecho inicial, ou seja, é uma quase reta mais abatida que a primeira.

Nota-se até que se ultrapassa com sobras os requisitos de desempenho da norma, o que pode ser atribuído ao fato de se ter utilizado um elevado consumo (40kg/m^3) de fibras de aço trefilado com ancoragem em gancho com elevado comprimento (60mm) e fator de forma (80).

No entanto, o uso de uma fibra de elevado desempenho como o mostrado no exemplo anterior, não é garantia de conformidade para o tubo. Uma prova disto é o exemplo de ensaio de compressão diametral com controle de deformação apresentado na Figura 5.55. Neste gráfico é fácil observar a não conformidade do tubo de concreto reforçado com apenas 10kg de fibra por metro cúbico de concreto. Na figura 5.55 pode-se observar que o tubo atende ao requisito da carga mínima isenta de dano no trecho linear inicial da curva, onde o concreto responde pelo comportamento do material. No entanto, com o prosseguimento do carregamento inicial, não consegue atingir a carga de ruptura mínima correspondente a 180kN. Da mesma forma, ao se proceder ao recarregamento do mesmo, não se consegue atingir a carga mínima isenta de dano e, muito menos, mantê-la por um minuto conforme é exigência da norma atual. Assim, apesar deste tubo ter uma condição de trabalho razoável se não houver fissuração do mesmo, a norma não permite a sua aprovação pelo fato de não atender ao requisito de resistência e não haver uma ductilidade mínima no comportamento do componente, o que é caracterizado pela resistência do mesmo ao carregamento pós-fissuração. Esta ductilidade é uma condição de segurança para a utilização do tubo para sistemas de coleta de águas pluviais e esgoto. Isto ocorre porque a ruptura frágil do mesmo poderá significar elevados riscos ao pessoal que venha a trabalhar no seu interior, bem como para qualquer que seja a utilização dada à superfície da região onde o mesmo tenha sido enterrado.

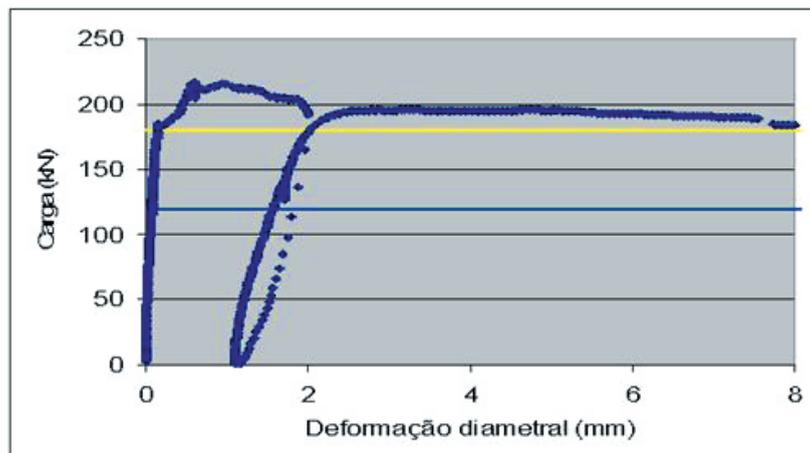


FIGURA 5.54 - Tubo de concreto EA2 de 2,5m de comprimento com um consumo de fibras de 40kg/m^3 ensaiado segundo a norma brasileira apresentando conformidade (exigência de 120kN para carga mínima isenta de dano e 180kN para carga de ruptura)

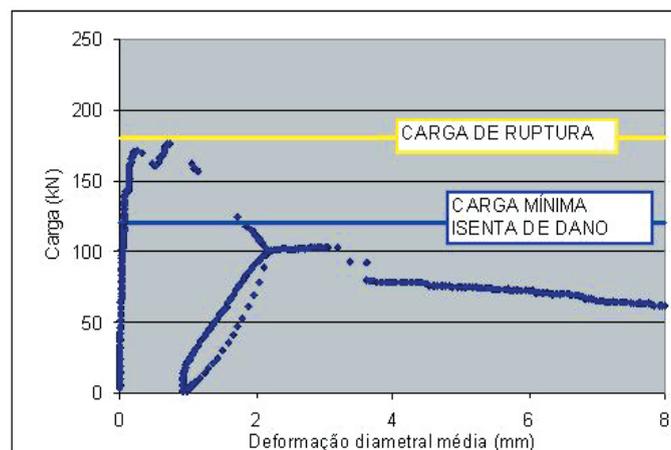


FIGURA 5.55 - Tubo de concreto EA2 de 2,5m de comprimento com um consumo de fibras de 10kg/m^3 ensaiado segundo a norma brasileira e não apresentando conformidade (exigência de 120kN para carga mínima isenta de dano e 180kN para carga de ruptura)

- **Demais exigências**

Na norma NBR 8890 existem outras exigências ligadas à utilização de fibras de aço para reforço dos tubos. Uma dessas exigências é a restrição ao tipo de fibra a ser utilizado no reforço estrutural dos tubos. A norma exige que estas devam ser de aço trefilado, com resistência mínima do aço de 1 000 MPa, com ancoragem em gancho e fator de forma mínimo de 40, obtido pela divisão do comprimento da fibra (medido de um extremo ao outro da mesma) pelo seu diâmetro. Isto garante uma capacidade de reforço mínimo para o tubo dado que a resistência da fibra tem papel preponderante para isto. Já foi comprovado em estudos anteriores (CHAMA NETO, 2002) que fibras trefiladas apresentam muito melhor condição de reforço para tubos do que fibras de chapa cortada que possuem resistência à tração mais baixa. O fator de forma mínimo exigido pela norma é 40 sendo que, no mercado, facilmente se encontram fibras com fator de forma superior a 60 e algumas delas atingem até 80. Quanto maior o fator de forma maior será a capacidade de reforço das fibras se as mesmas foram produzidas com aço trefilado de alta resistência (FIGUEIREDO, 2005).

A norma admite que surjam fibras aparentes na superfície externa do tubo, não definindo isto como causa de rejeição do tubo. No entanto, não se admite fibras aparentes na superfície interna e na ponta do tubo, dado que isto pode comprometer o desempenho do componente. A norma também proíbe a remoção das fibras da superfície do tubo quando o concreto ainda está no estado fresco, pois tal procedimento poderia acarretar danos ao concreto do tubo que dificilmente seriam reparados quando o concreto estivesse endurecido.

Os tubos produzidos com concreto com fibras deverão também atender a todos os requisitos estabelecidos para o concreto como os de permeabilidade, estanqueidade, absorção e de tolerância dimensional.

4.5 Trabalhabilidade

Além do efeito de contenção de fissuração no concreto endurecido, a adição de fibras altera as condições de consistência do concreto e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade. Essa alteração depende, principalmente, da geometria da fibra. Isto ocorre porque, ao se adicionarem fibras ao concreto, está-se adicionando também uma grande área superficial que demanda água de molhagem. Assim, fibras de maior área superficial demandarão maior quantidade de água de molhagem, produzindo aumento de coesão e perda de mobilidade da mistura no estado fresco. Fibras mais longas também contribuem para a redução da perda de mobilidade da mistura por dificultar a movimentação das partículas de maiores dimensões, como é o caso dos agregados. Dessa forma, ter-se-á uma menor quantidade de água disponível para fluidificar a mistura. Por isso, fica claro que, quanto menor for o diâmetro da fibra e maior o seu comprimento, maior será a influência de sua incorporação na perda de fluidez da mistura.

O ganho de coesão que se obtém para a mistura quando se adicionam fibras ao concreto pode ser origem de alguns problemas práticos durante a execução dos tubos. Um exemplo disto foi observado durante um teste prático onde houve o bloqueio da saída de concreto do silo para a correia transportadora que levava a mistura para a fôrma onde o tubo seria moldado (Figura 5.56). Como o concreto não teve qualquer alteração em seu traço a não ser o acréscimo de fibras, houve uma redução da fluidez da mistura constatada pelo fato do concreto ter apresentado uma grande dificuldade para sair do silo travando o sistema. Este tipo de problema poderá ocorrer com maior facilidade para os casos onde se utiliza um elevado consumo de fibras, ou onde o sistema utilizado para a moldagem dos tubos venha a apresentar uma série de singularidades que restrinjam a movimentação da mistura.

Um problema associado à aplicação dos concretos com fibras é o aparecimento dos chamados ouriços. Os ouriços são bolas formadas por fibras aglomeradas, como a apresentada na Figura 5.57.

No caso da ocorrência de "ouriços" no concreto, serão produzidos não só uma redução do teor de fibra homogeneamente distribuído, como também um grande risco de bloqueio do sistema de transporte e alimentação da mistura. Além disso, caso este "ouriço" passe despercebido e venha a ser incorporado no tubo, haverá, inevitavelmente, o surgimento de um defeito grave no componente que representará uma perda de estanqueidade e capacidade resistente do mesmo.

As causas da formação dos "ouriços" estão invariavelmente associadas à mistura inadequada do material. Fibras de maior fator de forma produzem um maior risco de embolamentos. Além disso, se a fibra é adicionada à betoneira de maneira descuidada, virando-se o saco ou caixa de fibras de uma só vez, por exemplo, o risco será muitas vezes maior. Assim, recomenda-se que a fibra seja lançada em taxas controladas junto com os agregados, homogeneizando a mistura antes do lançamento do cimento. Uma alternativa para minimizar esse efeito é a utilização das fibras coladas em pentes (Figura 5.42c), como alguns fornecedores disponibilizam. Quando são misturados ao concreto, os pentes

têm as suas colas dissolvidas, permitindo uma homogeneização facilitada para o composto. Mesmo o concreto dos tubos sendo um material de consistência seca, isto não impede que as fibras coladas sejam utilizadas na sua produção, como se pode observar na foto da Figura 5.58.



FIGURA 5.56 - Situação em que houve bloqueio da movimentação da mistura destinada à moldagem de um tubo de concreto devido a adição de elevado teor de fibras sem ajuste do traço da mistura

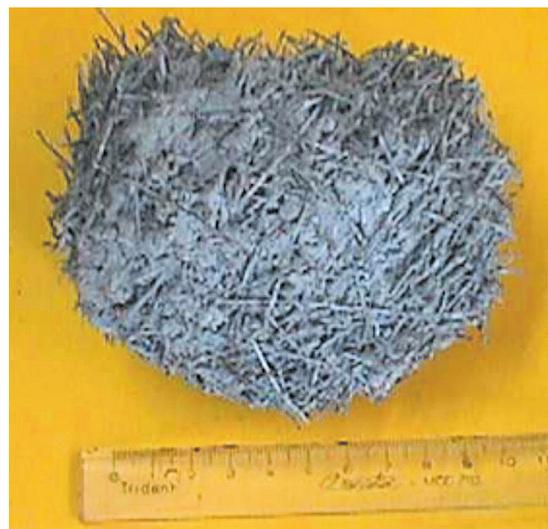


FIGURA 5.57 - "Ouriço" formado por fibras de aço mal misturadas ao concreto

Um outro problema típico que pode ocorrer com a aplicação do concreto com fibras para a produção de tubos é o acúmulo de fibras expostas na ponta do mesmo (Figura 5.59). Isto é particularmente freqüente em máquinas radiais onde há maior dificuldade de submeter esta parte do tubo a uma vibração mais intensa, de modo a embutir a fibra dentro do concreto.

Em equipamentos vibro-prensados, este tipo de problema ocorre com frequência bem menor e, em alguns casos, é praticamente inexistente (Figura 5.60).

Uma solução para este problema é a utilização de uma pequena quantidade de argamassa na parte final da moldagem, de modo a diminuir o teor de fibra presente no concreto nesta parte do tubo. Esta solução traz a desvantagem de diminuir o reforço nesta região do tubo, facilitando a quebra localizada do mesmo. Outra solução é implantar na fábrica um sistema de retífica ou polimento do topo com um esmeril. Esta solução já foi adotada em fábricas no exterior e possibilita a produção de tubos com excelente acabamento final.



FIGURA 5.58 - Lançamento de fibras coladas na correia transportadora de agregados para a betoneira



FIGURA 5.59 - Fibras expostas na ponta de um tubo centrifugado



FIGURA 5.60 - Ponta de um tubo feito com concreto com fibras onde se conseguiu um regular embutimento das fibras



Outro problema típico é o aparecimento de fibras em grande quantidade na superfície do tubo. Este problema pode ocorrer de maneira mais freqüente em tubos centrifugados onde a energia de compactação é menor. Nestes casos, o melhor caminho é se garantir um ajuste de traço que permita o melhor embutimento da fibra na mistura. Com um traço adequado e uma energia mínima de compactação sendo aplicada ao material é possível se conseguir excelente nível de acabamento superficial para o componente (Figura 5.61).

FIGURA 5.61 - Superfície de tubo de concreto com fibras com excelente acabamento sem a presença de fibras na superfície

Vale a pena ressaltar que, em aplicações específicas, como é o caso dos tubos pré-moldados de concreto, o aumento da coesão e perda de mobilidade do concreto pode significar uma melhora na trabalhabilidade do material. Isto ocorre porque pode minimizar riscos de deformações após a desfôrma e proporcionar uma maior estabilidade dimensional para o componente recém-desformado. No entanto, este aumento de coesão poderá vir a atrapalhar a própria desfôrma, dado que poderá significar uma maior tensão aplicada ao material no momento do saque da fôrma metálica. Assim, quando se dá início ao uso de fibras em uma planta industrial, deve-se proceder a uma série de ajustes da mistura e mesmo do equipamento de modo a se minimizar as perdas ocasionadas pelo bloqueio do equipamento ou mesmo quebra do tubo durante as operações de saque da forma. Além disso, o aumento da coesão, sem o devido ajuste do traço da mistura, poderá implicar num maior gasto energético para a compactação do material durante os procedimentos de moldagem. Se o equipamento tiver dificuldades em proporcionar este maior nível de energia de compactação ou se este cuidado for ignorado, poderá haver falhas na compactação do componente, o que também comprometerá sua estanqueidade e capacidade resistente.

4.6 Uso de fibras de aço para redução de perdas

Uma alternativa técnica interessante para a utilização das fibras de aço em tubos de concreto é aquela que objetiva a redução de perdas do material, o que já foi estudado anteriormente (FIGUEIREDO, CHAMA NETO, 2006). No referido estudo, a avaliação da adequação do uso de fibras de aço em baixos consumos para redução das perdas foi feita com a simples adição de fibras num lote de tubos de concreto para águas pluviais, classe PS1, utilizando-se fibras de aço trefilado com 60mm de comprimento e fator de forma de 80. O objetivo foi verificar a capacidade da fibra de reduzir quebras de tubos durante a fabricação, manuseio, transporte e aplicação que, rotineiramente é da ordem de 3% para as condições da fábrica disponibilizada para o estudo. Foram moldados 150 tubos de diâmetro nominal de 600 mm, classe PS1, com consumo de fibra de 5 kg/m³ e 50 tubos de mesmo diâmetro nominal e classe, mas com um consumo de 10 kg/m³ da mesma fibra. Os tubos foram enviados às obras correntes e acompanhou-se a ocorrência de perdas por quebra e rejeição por fissuração ou qualquer outro tipo de dano.

Como a taxa de perdas histórica da fábrica em questão era, historicamente, de 3%, esperava-se que ao menos de três a cinco tubos apresentariam alguma forma de dano dentre os 150 produzidos. Pôde-se concluir que as fibras contribuíram efetivamente para a redução de perdas durante o processo de produção transporte e armazenamento desses tubos, pois não foi verificada nenhuma perda. Dado que o volume produzido foi pequeno, por se tratar de um estudo de elevados custos, não se pode afirmar que a amostragem foi absolutamente significativa para garantir que a utilização das fibras elimina totalmente as perdas durante o manuseio dos tubos. No entanto, é seguro afirmar que a utilização de baixos teores de fibras reduz consideravelmente o numero de perdas, mesmo quando este teor é da ordem de 5 kg/m³.

Este comportamento dos tubos reforçados com fibras pode ser creditado ao fato de as mesmas atuarem como reforço em todo o volume de concreto do tubo, inclusive nas bordas do mesmo. Assim, as mesmas acabam por aumentar a energia absorvida pelo material e, mesmo sendo baixo o seu teor, representam um acréscimo na resistência à fissuração do material. Alguns dos tubos produzidos com consumos de 5 kg/m³ e 10 kg/m³ foram submetidos ao ensaio de compressão diametral, o que confirmou o efeito da fibra na ductilização do componente. Constatou-se uma razoável capacidade de suporte pós-fissuração que praticamente removia o caráter de ruptura frágil do tubo de concreto simples. Pode-se observar pelas Figuras 5.62 e 5.63, que os tubos reforçados com estes baixos teores de fibras foram submetidos a níveis elevados de deslocamento e, conseqüentemente, a elevado nível de fissuração durante o ensaio. No entanto, como se pode observar pela Figura 5.63 os tubos não chegaram a colapsar totalmente. A título de ilustração, encontram-se apresentados nos gráficos das Figuras 5.64 e 5.65, as curvas médias de carga por deformação diametral obtidas nos ensaios com os tubos reforçados com 5 e 10 kg/m³, respectivamente.

Percebe-se que, mesmo com baixo consumo de fibras, houve uma mensurável capacidade resistente pós-fissuração do material.



FIGURA 5.62 - Posicionamento de tubo de CRFA com 5kg/m³ para o ensaio de compressão diametral



FIGURA 5.63 - Tubo de CRFA com 5kg/m³ após ter sido submetido a grandes deformações durante o ensaio de compressão diametral

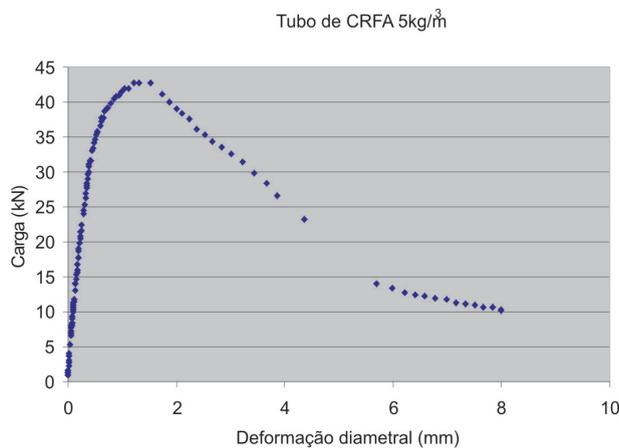
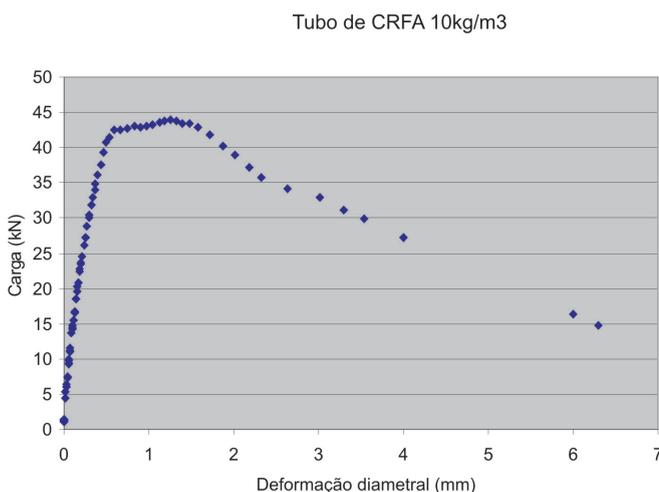


FIGURA 5.64 - Curva média de carga por deformação diametral obtida no ensaio de compressão radial de tubos reforçados com consumo de fibras de 5kg/m³



Como a margem de lucro associada à produção deste tipo de componente é muito reduzida, pode-se concluir pela competitividade da fibra como redutora de custos devido a perdas na produção de tubos de concreto para águas pluviais.

FIGURA 5.65 - Curva média de carga por deformação diametral obtida no ensaio de compressão radial de tubos reforçados com consumo de fibras de 10kg/m³

4.7 Dosagem do concreto com fibras

As fibras de aço têm um papel muito importante na definição do custo do concreto. Mesmo com consumos regulares, inferiores a 40kg/m^3 , o custo unitário por metro cúbico do concreto poderá até dobrar. Assim, para se garantir a sua viabilidade econômica, deve-se lançar mão de metodologias de dosagem que otimizem o seu consumo, isto é, que definam o mínimo consumo necessário para atender às exigências de desempenho. Cabe lembrar que essa viabilidade econômica não está baseada única e exclusivamente no seu custo unitário, mas na economia global que ele pode proporcionar. Na prática, principalmente internacional, não é raro se fixarem traços, independentemente das características da matriz e das fibras (MEHTA & MONTEIRO, 1994; MORGAN, 1995). Isto também é relativamente freqüente no Brasil, onde se costumam especificar as fibras de aço num consumo fixo de 30kg/m^3 , independentemente do tipo utilizado, o que pode comprometer severamente o desempenho do material.

Deve-se ter muito cuidado na dosagem da fibra para os tubos de concreto, dado que o desempenho final depende muito do equipamento utilizado. Assim, uma dosagem adequada para uma fábrica e um determinado equipamento pode não ser adequado para outros tubos produzidos na mesma fábrica só que em um equipamento diferente. Além disto, se houver mudanças na matriz, como uma alteração no tipo de cimento utilizado, nova dosagem específica deve ser realizada. Obviamente, cada diâmetro de tubo produzido numa fábrica deverá ter uma dosagem específica, pois se espera que, quanto maior for este diâmetro, maior será a exigência de trabalho para a fibra e, conseqüentemente, maior será o teor necessário para atender os requisitos de desempenho. Mais do que isto, se houver uma alteração no tipo de fibra utilizado, necessariamente deverá haver a realização de um novo estudo de dosagem.

Os procedimentos recomendados para a dosagem da fibra invariavelmente passam pela realização do ensaio de compressão diametral dos tubos. Sem a realização deste ensaio é praticamente impossível determinar o teor ótimo de fibras para aquele sistema de produção. Isto ocorre porque, o procedimento normal de dosagem consiste em produzir uma série de tubos com diferentes teores de fibras, os quais são posteriormente submetidos ao ensaio de compressão diametral. Recomenda-se que o número mínimo de tubos para cada determinação, ou seja, para cada teor, seja de três componentes. A determinação do teor ótimo de fibras é feita quando se verifica qual é o menor teor que garante o atendimento das exigências da norma NBR 8890. Vale ressaltar que nem todas as exigências da norma são atendidas com a adição das fibras, mas também com a correta dosagem da matriz. Assim, de nada adianta tentar dosar a fibra para um tubo cuja matriz de concreto não atende aos requisitos exigidos para os tubos de concreto simples fixados pela mesma norma.

4.8 Durabilidade

As dúvidas com relação à durabilidade do concreto reforçado com fibras de aço são freqüentes e, em grande parte, não estão tecnicamente embasadas. Isso se deve ao fato natural de se observar fibras oxidadas na superfície de pavimentos, túneis e tubos de concreto. No entanto, a durabilidade das fibras de aço está condicionada ao seu confinamento num meio fortemente alcalino (pH em torno de 12,5) do concreto, em que permanecerá apassivada. Na verdade, a corrosão das fibras na superfície do concreto está associada à carbonatação superficial do concreto. Assim, tubos expostos por longo tempo ao intemperismo no pátio de armazenamento terão muito maior probabilidade de apresentarem oxidação precoce das fibras na sua superfície. No entanto, como a fibra possui um diâmetro reduzido, o volume de óxidos gerados não é suficiente para produzir o lascamento da superfície; conseqüentemente, garante-se a integridade do recobrimento sem fissuras e, dessa maneira, a proteção de seu interior. Além disso, para que haja corrosão da armadura no concreto, deve haver uma diferença de potencial na armadura a qual pode ser originada por diferenças de concentração iônica, umidade, aeração, tensão no aço ou no concreto (HELENE, 1986).

Tanto maior será a dificuldade de se encontrar uma diferença de potencial numa armadura, quanto menores forem suas dimensões. Assim, as fibras são muito menos sujeitas à corrosão eletrolítica que as armaduras convencionais. Bentur & Mindess (1990) relatam uma série de pesquisas em que o desempenho do concreto reforçado com fibras foi superior ao convencional, seja com ataques severos de cloretos, seja por efeito de congelamento. Mesmo com o concreto fissurado, a fibra apresenta uma capacidade resistente à corrosão, como apontou o estudo desenvolvido por Chanvillard, Aitcin & Lupien (1989), que não observaram sinais de corrosão e perda de seção transversal por esse fenômeno quando a abertura de fissuras em pavimentos não ultrapassou 0,2mm.

A retração e a fluência são pouco afetadas pela adição de fibras. Ao menos é isso o que tem apontado uma série de testes (ACI, 1988). Como esses fenômenos estão associados ao movimento de fluídos dentro do concreto, a fibra representa pouca ou nenhuma restrição quando o concreto permanece não fissurado.

Deve-se ressaltar o fato de que as fibras restringem a propagação das fissuras no concreto. Como conseqüência direta disso, tem-se um aumento da resistência à entrada de agentes agressivos com conseqüente aumento da durabilidade da estrutura (CHANVILLARD, AITCIN & LUPIEN, 1989). Assim, é de se esperar que os tubos de concreto reforçado com fibras apresentem um desempenho superior com relação à durabilidade em relação às armaduras contínuas convencionais compostas por vergalhões e telas metálicas.

4.9 Comentários finais

A nova norma de tubos de concreto para água pluvial e esgoto pode ser considerada uma das grandes conquistas brasileiras nesta área da tecnologia do concreto. Afinal, esta é a primeira norma brasileira a regular a aplicação do concreto com fibras, tendo sido desenvolvida de maneira concomitante à norma de especificação das fibras de aço.

Pode-se apontar esta norma como uma grande inovação, pois a mesma foi publicada antes mesmo de se ter uma aplicação regular do produto. Esta situação peculiar ocorreu pelo fato da operação de compra de tubos de concreto ser realizada, principalmente, por parte de órgãos governamentais que devem lançar mão de um edital de concorrência ou licitação. Com isto, apenas tubos regularmente normalizados são passíveis de serem comprados. Por outro lado, o fato de não se ter ainda uma aplicação em larga escala, fez com que a norma apresentasse uma postura que pode ser considerada até como conservadora, dado que o uso do concreto com fibras estará restrito a tubos com diâmetro nominal igual ou inferior a um metro. Isto foi adotado no sentido de se minimizar riscos de aplicação, os quais são maiores para as redes coletoras de maiores dimensões. Além disso, a norma foi bem mais exigente para os tubos de concreto com fibras, os quais devem suportar a carga de fissura do tubo convencionalmente armado sem apresentar qualquer tipo de dano. Isto, além de estar a favor da segurança do ponto de vista de resistência mecânica, também é extremamente conservador do ponto de vista de durabilidade, dado que se espera uma menor susceptibilidade da fibra à corrosão eletrolítica. Assim, espera-se que a vida útil dos tubos de concreto reforçado com fibras seja ainda maior. Vale ressaltar também que a norma introduziu algumas novidades, mesmo para a normalização internacional, como a necessidade de se controlar a carga máxima pós-fissuração, o que poderá ser utilizado em condições práticas para a otimização do teor de fibra para cada condição de produção. No entanto, em nenhum momento a norma aboliu a necessidade de execução de um programa de controle da qualidade baseado no ensaio de compressão diametral para o recebimento de tubos de concreto. É fundamental para esta tecnologia que esta boa prática seja mantida e, acima de tudo, valorizada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários**. NBR 8890, Rio de Janeiro.

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 506.1R: Manual of concrete practice: part 5. State-of-the-art report on fiber reinforced shotcrete.** Detroit, USA, 1984.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdom. Elsevier, 1990.
- CHAMA NETO, P. J. **Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.** São Paulo: USP, 2002. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 2002.
- CHAMA NETO, P. J.; FIGUEIREDO, A. D. **Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45, 2003, Vitória-ES. **Anais.** IBRACON, São Paulo, 2003.
- CHANVILLARD, G.; AITCIN, P.-C.; LUPIEN, C. Field evaluation of steel fiber reinforced concrete overlay with various bonding mechanisms. **Transportation Research Board**, n.1226, 1989.
- FIGUEIREDO, A. D. **Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço.** São Paulo: USP, 1997. Tese (Doutorado em engenharia civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1997.
- FIGUEIREDO, A.D. **Concreto com Fibras.** Capítulo 39. Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2005. pp. 1195-25
- FIGUEIREDO, A. D.; CECCATO, M. R.; TORNERI, P. **Influência do comprimento da fibra no desempenho do concreto reforçado com fibras de aço.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 39, 1997, São Paulo-SP. **Anais.** IBRACON, São Paulo, 1997.
- FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J. **Estudo da utilização de tubos de concreto com baixos teores de fibras** In: IV SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2006. **Anais.** São Paulo, 2006.
- FIGUEIREDO, A.D.; CHAMA NETO, P. J.; QUINTA, M. T.; GIMENEZ, A. B. **Avaliação de metodologia de ensaio de tubos de concreto reforçado com fibras para esgoto.** Revista Concreto & Construções do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2007. Aceito para publicação.
- FIGUEIREDO, A. D.; NUNES, N. L.; TANESI, J. **Mix design analysis on steel fiber reinforced concrete.** In: FIFTH INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON FIBRE-REINFORCED CONCRETES (FRC), 2000, Lyon. Fibre-Reinforced Concretes (FRC) – BEFIB'2000. **Proceedings.** RILEM Publications S.A.R.L., Lyon, 2000.
- HELENE, P. R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado.** São Paulo: PINI, 1986.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: PINI, 1994.
- MORGAN, D. R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed concrete: properties, design and application.** Scotland: McGraw-Hill, 1995.
- NBN EN1916 **Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced.** Belgisch Instituut voor normalisatie (BIN), Brussel, December 2002.
- RAMOS, M. F. **Análise Experimental de Tubos de Concreto Reforçado com Fibras de Aço.** Campinas, UNICAMP. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Campinas, 2002.
-

5 ADITIVOS PARA CONCRETO

Regina Bannoki

A incorporação de aditivos no concreto contribui para uma significativa melhoria de determinadas propriedades, tanto no concreto fresco como no concreto de consistência seca.

No caso do concreto fresco, normalmente identificado com o concreto usinado, a incorporação de aditivos contribui para melhoria de propriedades importantes, como a trabalhabilidade e bombeabilidade. Neste tipo de concreto o emprego de aditivos é imprescindível, já que garantem uma elevada trabalhabilidade mantendo uma relação água/cimento baixa, contribuindo assim, para melhoria das propriedades mecânicas e da durabilidade do concreto.

No caso do concreto de consistência seca, normalmente utilizado na Indústria de artefatos de concreto, a incorporação de aditivos torna-se imprescindível, não para melhorar a trabalhabilidade ou reduzir a relação água/cimento, mas sim, para melhorar a hidratação do cimento, o enchimento dos moldes e o aspecto final das peças. Os aditivos podem proporcionar também ganhos com relação às propriedades mecânicas, produtividade das máquinas e estanqueidade das peças acabadas.

5.1 Classificação, fundamentos e mecanismos

Para uso em concretos de consistência seca e no âmbito da indústria podem co-existir diversos tipos de aditivos:

- plastificantes,
- aceleradores de endurecimento,
- incorporadores de ar e
- desmoldantes.

Do ponto de vista químico, todos estes aditivos pertencem a famílias diferentes. A escolha de um deles está diretamente relacionada aos objetivos a alcançar, sendo recomendável sempre consultar o fabricante dos aditivos.

Apesar de pertencerem a famílias diferentes, é possível, e por vezes recomendável, como explicaremos mais a frente, fazer interagir diferentes aditivos. Adicionalmente, recomenda-se sempre que antes do uso de aditivos, se executem ensaios prévios específicos, supervisionados pelo fabricante dos mesmos.

5.1.1 Classificação

5.1.1.2 Plastificantes

Os plastificantes incorporam-se ao concreto, no caso específico do concreto de consistência seca, com o objetivo primordial de melhorar a hidratação do cimento. Normalmente quando de sua aplicação, tenta-se manter, ou mesmo aumentar a relação água/cimento, precisamente o oposto dos plastificantes formulados para o concreto fresco. Este aumento da relação a/c, conjuntamente com as características físico-químicas dos plastificantes irá conduzir à procurada melhoria da hidratação do concreto de consistência seca.

Os plastificantes para concreto de consistência seca podem-se subdividir em três classes (nem sempre disponíveis em todos os fabricantes de aditivos): plastificantes normais, plastificantes aceleradores e plastificantes de nova geração. A diferença entre os mesmos advém de suas formulações e conseqüentes propriedades químicas e desempenho.

5.1.2 Aplicações, fundamentos e mecanismos de ação

Os aditivos plastificantes têm aplicação recomendada em toda a indústria de pré-moldados e artefatos de concreto. Essa recomendação deriva do potencial que os mesmos têm em impactar positivamente em:

- na hidratação do cimento,
- nas resistências iniciais,
- nas resistências finais,
- no ciclo de produção,
- na estanqueidade das peças,
- no aspeto final das peças,
- na redução das perdas por quebra.

Os ganhos acima descritos derivam dos mecanismos da ação dos plastificantes, conforme descrito:

- As partículas de cimento, num concreto sem a presença de plastificantes, apresentam uma forte tendência a agruparem-se devido as interações eletrostáticas e forças de Van der Waals, dando lugar a flóculos ou agrupamentos como os exemplificados na Figura 1(a). Estes flóculos bloqueiam a água no seu interior e, como consequência, a plasticidade da mistura é menor, assim como a quantidade de água disponível para a hidratação. Agravando ainda mais a situação, a água não poderá entrar em contato com a superfície das partículas de cimento que estão em contacto entre si, diminuindo assim a hidratação destas superfícies.

- Por outro lado, na presença de um aditivo plastificante no concreto, o grau de agrupamento (floculação) das partículas de cimento diminui, dando lugar a um sistema em que as partículas se encontram dispersas na solução aquosa, libertando a água inicialmente bloqueada dentro dos aglomerados, o que dá lugar a uma maior plasticidade e um maior acesso da água à superfície do cimento para uma melhor hidratação, como mostra a figura 1 (b). Os aditivos plastificantes atuam assim sobre a superfície das partículas de cimento, impedindo a formação de aglomerados de partículas de cimento.

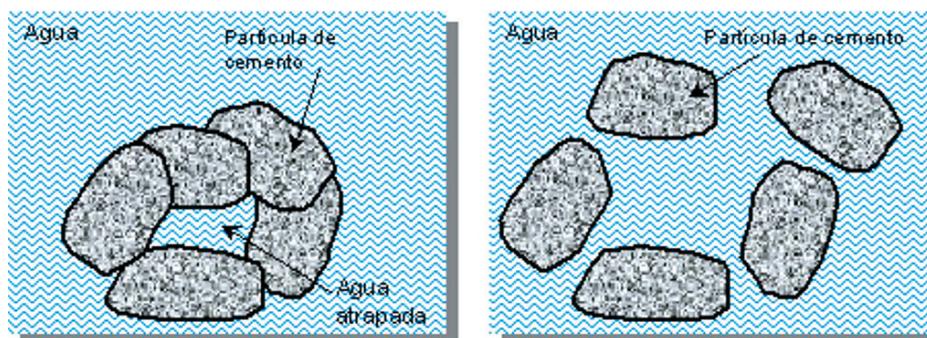


FIGURA 1 - (a) Agrupamento de partículas de cimento na ausência de agentes dispersantes e (b) efeito da incorporação de um aditivo plastificante

5.1.3 Composição química

Do ponto de vista químico, todos estes aditivos pertencem à família dos tensoativos e, como tal, caracterizam-se por possuir atividade superficial em processos que ocorrem durante o contacto entre um líquido e um sólido.

As propriedades destes produtos dependem dos grupos hidrofóbicos, formados geralmente por grandes cadeias hidrocarbonadas, e dos grupos hidrofílicos, na qual se baseia a classificação dos tensoativos presentes no mercado.

Deste modo, os plastificantes classificam-se como tensoativos aniônicos já que os principais grupos funcionais que constituem estes produtos serem do tipo carboxila (COO^-), hidroxila (OH^-), sulfonato (SO_3^-) ou metafosfato (PO_3^-), os quais possibilitam a sua dissolução em água. Estes produtos têm um elevado peso molecular, motivo pelo qual foram incluídos na categoria de tensoativos poliméricos, denominação que sugere, além de um alto peso molecular, a repetição segundo certa seqüência de umas determinadas unidades moleculares.

5.1.4 Influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido

A melhoria da trabalhabilidade do concreto fresco devido à incorporação de aditivos plastificantes é conseqüência do seu efeito dispersante. As forças repulsivas entre as partículas de cimento previnem a floculação e isto permite que se hidrate uma maior quantidade de cimento. Assim sendo teremos “uma maior quantidade” de cimento disponível para ser hidratada e, dependendo do desempenho do aditivo, uma maior capacidade de retenção de água.

Os aditivos plastificantes, normalmente, incorporam sempre um pequeno percentual de ar. No entanto, e devido ao fato de os plastificantes terem normalmente em suas composições produtos anti-introdução de ar, poderá eventualmente vir a ser necessário empregar um introdutor de ar. Nesse caso recomenda-se que o fabricante de aditivos seja consultado para averiguar qual a melhor combinação.

As peças produzidas com aditivo plastificante apresentam uma maior estabilidade e consistência no seu estado fresco, reduzindo assim o percentual de perdas por quebras.

Por outro lado, as peças apresentarão, devido a um melhor processo de compactação, um aspecto esteticamente melhor.

5.2 Aceleradores de endurecimento

Define-se o acelerador de endurecimento como um aditivo que aumenta a velocidade de desenvolvimento das resistências iniciais do concreto, com ou sem modificação dos tempos de pega. A sua eficácia deve-se ao fato de conseguir um desenvolvimento de resistências a 5°C e 48 horas de cerca de 130%, superiores a referência sem aditivo e a 20°C e 24 horas de cerca de 120%, superiores também à referência sem aditivo.

Os aceleradores de endurecimento atuam principalmente sobre a hidratação do C3S presente no cimento proporcionando a mencionada melhoria das resistências iniciais.

5.2.1 Aplicações

As principais aplicações dos aceleradores de endurecimento são as concretagens em clima frio e as indústrias de pré-moldados e artefatos de concreto. O rápido desenvolvimento de resistências iniciais do concreto permite uma desmoldagem rápida das peças e conseqüentemente uma melhora significativa dos ciclos de produção.

Adicionalmente, o uso de aditivos aceleradores de endurecimento podem melhorar as resistências iniciais, mediante:

- o uso de cimentos de elevada resistência inicial,
- o aumento da quantidade de cimento no traço de concreto,
- ou aumentando a temperatura da cura.

Finalmente, e como complemento ao uso de aceleradores de endurecimento, pode-se utilizar um plastificante que, ao melhorar a desfloculação do cimento, melhora a hidratação do mesmo e conseqüentemente as resistências mecânicas.

5.2.2 Composição química

Os aditivos aceleradores de endurecimento podem ter como característica química principal a destacar, a presença ou não, de cloretos na sua formulação.

No caso das indústrias de pré-moldados e artefatos de concreto e sempre que as peças a produzir possuam armaduras, entende-se que a utilização de aditivos sem a presença de cloretos é a recomendada.

5.2.3 Influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido

Os aditivos aceleradores de endurecimento não têm um efeito significativo na trabalhabilidade, conteúdo de ar e estabilidade do concreto. As únicas propriedades afetadas poderão ser o tempo de pega e a evolução do calor de hidratação.

Tanto no caso de aceleradores com cloretos como sem cloretos, as resistências aos 28 dias tendem a ser superiores as de um concreto sem aditivos e com o mesmo traço.

A permeabilidade do concreto na presença de aceleradores dependerá sempre do grau de hidratação do cimento. Consequentemente a resistência do concreto a agentes agressivos estará neste caso também condicionada ao grau de hidratação do cimento.

Em geral, a resistência aos ciclos de gelo-degelo nas idades iniciais é superior no caso de concretos com aceleradores, devido ao desenvolvimento mais rápido das resistências. Já no caso das últimas idades, poderemos ter o contrário.

Quanto à resistência à corrosão, conforme já mencionado, a presença de aceleradores base cloretos pode acelerar a corrosão das armaduras, sendo que, sua utilização deve ser proibida em aditivos para concreto armado. No caso de aditivos aceleradores sem cloretos, não se espera nenhuma influencia no processo de corrosão das estruturas armadas.

5.3 Introdutores de ar

Os aditivos introdutores de ar são produtos orgânicos que permitem incorporar uma determinada quantidade de ar uniformemente distribuída no concreto, em forma de micro-bolhas. Este ar introduzido não deve ser confundido com o ar retido, devido a uma compactação inadequada, que normalmente gera bolhas de formato irregular e de tamanho maior.

Os aditivos incorporadores de ar foram acidentalmente descobertos no final dos anos 30, quando um pavimento no Estado de Nova Iorque, preparado com um determinado cimento apresentou maior durabilidade que outros, suportando melhor os ciclos de gelo-degelo. Um estudo detalhado demonstrou que neste caso se haviam utilizado aditivos de moagem de cimento que continham compostos que atuaram como introdutores de ar.

5.3.1 Composição química

Os aditivos introdutores de ar pertencem a família de produtos químicos denominados normalmente de tensoativos, sendo que, os introdutores de ar utilizados no concreto pertencem a família dos tensoativos aniônicos.

5.3.2 Influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido

O ar incorporado permite uma melhor trabalhabilidade do concreto. Esta melhor trabalhabilidade resulta do fato de as bolhas de ar provocarem um efeito lubrificante nos agregados sólidos presentes no concreto, assim como a um aumento do volume do traço.

Sendo assim, a incorporação de aditivos introdutores de ar no concreto conduzirá a uma série de modificações que devem ser levadas em conta no momento de conceber o traço do concreto:

- Devido ao aumento do volume de ar no concreto, o conteúdo de cimento por unidade de volume é menor
- Devido ao aumento da coesão, o conteúdo de areia pode ser reduzido
- O aumento da trabalhabilidade poderá assim conduzir a uma redução do conteúdo de água.

No que diz respeito à densidade, ela é obviamente afetada pelo aditivo incorporador de ar, sendo tanto menor quanto maior o conteúdo de ar do concreto.

O aumento de ar incorporado no concreto conduz a uma considerável redução das resistências mecânicas do mesmo. Pode-se observar que, regra geral, a incorporação de 1% de ar reduz a resistência à compressão em cerca de 5%.

Em geral, tanto a permeabilidade quanto a absorção capilar são menores no caso de concretos com ar introduzido quando comparados com concretos sem aditivo incorporador de ar. Estes apresentam uma maior uniformidade e trabalhabilidade e, como conseqüência, o concreto é mais homogêneo com menos canais e descontinuidades, o que resulta numa maior resistência à penetração da água.

A principal aplicação de aditivos incorporadores de ar está relacionada com o aumento da resistência aos ciclos de gelo-degelo. O ar incorporado proporciona o espaço suficiente para acomodar o aumento de volume gerado pelo congelamento da água existente nos poros de concreto.

A incorporação de ar no concreto melhora a sua resistência a ataques por sulfatos devido à diminuição da relação água/cimento e, portanto à menor permeabilidade.

5.4 Desmoldantes

No caso da indústria de tubos de concreto, todos os concretos são denominados de desmoldagem imediata devido ao fato de os moldes que dão forma as peças serem removidos imediatamente após a colocação e correta compactação ou compressão do concreto.

- Consoante às gamas de desmoldantes dos diferentes fabricantes de aditivo, existem desmoldantes especialmente concebidos para peças vibro-compactadas e para peças vibro-comprimidas.

- Uma vez mais recomendamos a análise cuidadosa das opções disponíveis no mercado dado o impacto positivo do desmoldante, tanto no aspecto das peças, como no papel de redução do numero de perdas por quebra.

- Não pode deixar de ser destacada, a importância na escolha do desmoldante, em termos de segurança para o trabalhador e salvaguarda do meio-ambiente. Existem hoje no mercado desmoldantes minerais, desmoldantes de síntese e desmoldantes vegetais. A atenção à saúde do utilizador, ao meio-ambiente e o risco ao fogo, varia de um para o outro.

5.5 Critérios de seleção e dosagem

Um dos aspectos mais importantes na utilização de aditivos prende-se com a eleição de determinado aditivo assim como a sua dosagem. A escolha é, portanto, um processo muito importante no qual se devem levar em conta muito mais aspectos que a simples comparação do custo unitário entre os diferentes aditivos.

De acordo com o objetivo e aplicação, na hora de selecionar um determinado aditivo, deve-se levar em conta a influência do mesmo nos seguintes aspectos:

- capacidade de retenção de água
- desenvolvimento de resistências iniciais
- desenvolvimento de resistências finais
- incorporação de ar

- presença de outros aditivos químicos
- aspecto final da peça

Face ao exposto, o utilizador do aditivo encontra-se perante a situação de necessitar comparar os diferentes produtos disponíveis no mercado, considerando os seus agregados (cimento, adições, brita, areia) e condições (relação água/cimento, temperatura, seqüência da mistura, outros). Para tanto, torna-se necessário que o utilizador disponha de métodos seguros e fáceis, que permitam selecionar o tipo e a dosagem do aditivo apropriado a cada caso particular. Uma vez mais recomendamos fortemente o envolvimento do fabricante dos aditivos. Este deverá sempre agir como um parceiro que busca a otimização dos processos e custos do cliente.

5.6 Recepção de aditivos: controle de qualidade e armazenagem

Os aditivos químicos, apesar da sua reduzida dosagem e peso, em relação aos restantes dos componentes do concreto, apresentam um efeito notável nas suas propriedades e requerem, portanto, uma elevada homogeneidade de suas propriedades. Neste sentido, o fabricante de aditivos deve realizar um controle de qualidade satisfatório de seus produtos e deve entregá-los devidamente etiquetados. Por outro lado, o utilizador deverá dispor de um adequado sistema de controle de recepção e armazenamento. Recomenda-se a leitura atenta das fichas técnicas dos produtos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AİTCIN, P.C. Y BAALBAKI, M. **“Concrete admixtures. Key components of modern concrete”**, **Concrete Technology. New trends, Industrial applications** (Proc. Intl. RILEM Workshop, ConTech94, Barcelona, Spain), ed. A. Aguado, R. Gettu and S.P. Shah, E & FN Spon, London, U.K., pp. 33-47,1994.

BARTOS, P. **“Fresh Concrete”**, Elsevier, London, UK. Beaupré, D. and Mindess, S. (1998), *Rheology of fresh concrete: principles, measurement and applications*, Materials Science of Concrete V, Ed. J. Skalny and S. Mindess, The American Ceramic Society, Westerville, USA, pp. 149-190,1992.

BRADLEY, G. Y HOWARTH, I.M. **“Water soluble polymers: the relationship between structure, dispersing action, and rate of cement hydration”**, *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol. 8, No. 2, pp. 68-75, 1986.

CABRERA, J.G.; BROOKS, J.J. AND BERENJIAN, J. **“The effect of creep and drying shrinkage on the micromorphology of cement paste containing superplasticizers”**, Creep and Shrinkage of Concrete (Fifth Intl. RILEM Symp., ConCreep 5, Barcelona, Spain), ed. Z.P. Bazant and I. Carol, E & FN Spon, pp. 115-120, 1993.

COLLEPARDI, M. **“Superplasticizers and air entraining agents: State of the art and future needs”**, Concrete Technology: Past, Present and Future, (proceedings of V. M. Malhotra Symposium), American Concrete Institute, SP-144, Detroit, USA, pp. 399-416,1994.

DE LARRARD, F. **“A method for proportioning high-strength concrete mixtures”**, *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol.12, No. 2, pp.47-52,1990.

EDMEADES, R.M. Y HEWLETT, P.C. **“Cement Admixtures”**, LEA’S Chemistry of Cement and Concrete, 4th Edition, Ed. P.C. Hewlett, Arnold, 1998.

KANTRO, D.L. **Influence of water reducing admixtures on properties of cement paste. A miniature slump test**, *Cem. Concr. Agg.*, V. 2, 1980, pp. 95-102.

KHALIL, S.M. AND WARD, M.A. **“Effect of sulphate content of cement upon heat evolution and slump loss of concretes containing high-range water-reducers (superplasticizers)”**, Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No. 110, pp. 28-38,1980.

KHAYAT, K.H. Y YAHIA, A. **“Simple field test to characterize fluidity and washout resistance of structural cement grout”**, *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol. 20, No. 1, pp. 145-156,1998.

KURDOWSKI, W. Y SORRENTINO, F. **“Special cements”**. Structure and Performance of Cements, Ed. P. Barnes, Applied Science Publishers, 1986.

LEGRAND, C. Y WIRQUIN, E. **“Influence of superplasticizer dosage on the quantity of hydrates needed to obtain a given strength for very young concrete”**, *Materials and Structures*, Vol. 27, pp. 135-137,1994.

MACÍAS, A. AND GOÑI, S. **“Application of defloculation test to characterise the admixture plasticizer and superplasticizer effect in different cements”**, Fifth CANMET/ACI Intl. Conf. on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, SP-173, (Rome, Italy), Ed. by V.M,1997.

POWERS, T.C. **“The properties of fresh concrete”**, J. Wiley & Son, New York, USA, 1968.

RAMACHANDRAN, V.S. **“Concrete admixtures handbook”**, Noyes Publications, New Jersey, USA, 1984.

RIXOM, R. Y MAILVAGANAM, N. **“Chemical admixtures for concrete”**, E & FN Spon, London, UK,1999.

ROBERTS, L.R. **“Dealing with cement-admixture interactions”**, 23rd Annual Convention of the Institute of Concrete Technology, Telford, UK,1995.

RONCERO, J. Y GETTU, R. **“Aditivos superfluidificantes para Hormigones de Altas Prestaciones”**, Especialidades químicas para la construcción. El mundo de los aditivos para hormigón a las puertas del Siglo XXI (Proc. IV Simposio, Madrid, Spain), ANFAH, 20p,1998.

RONCERO, J.; GETTU, R. AND MARTÍN, M.A. **“Influencia de los superfluidificantes y aditivos reductores de retracción en el comportamiento diferido del hormigón estructural”**, V Simposium ANFAH, Madrid,2001.

SCANLON, J.M. **“Controlling concrete during hot and cold weather”**, *Concrete International*, Vol. 18, No. 6, pp.52-58,1997.

THOMAS, N.L. Y DOUBLE, D.D. **“Calcium and silicon concentrations in solution during the early hydration of portland cement and tricalcium silicate”**, *Cement and Concrete Research*, Vol. 11, pp. 675-687, 1981.

UCHIKAWA, H.; HANEHARA, S. Y SAWAKI, D. **“The role of steric repulsive force in the dispersion of cement particles in fresh paste prepared with organic admixture”**, *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 1, pp. 37-50,1997.

UCHIKAWA, H.; HANEHARA, S.; SHIRASAKA, T. Y SAWAKI, D. **“Effect of admixture on hydration of cement, adsorptive behavior of admixture and fluidity and setting of fresh cement paste”**, *Cement and Concrete Research*, Vol. 22, No. 6, pp. 1115-1129, 1992.

UCHIKAWA, H.; SAWAKI, D. Y HANEHARA, S. **“Influence of kind and added timing of organic admixture on the composition, structure and property of fresh cement paste”**, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 2, pp. 353-364, 1995.
