

Justificativa complementar das exigências contidas nas especificações para tubos de concreto centrifugado e armado sob tensão prévia

pelo Eng.º *Marcello Francisco de Lima*

Em 1946 e 1947, o Eng. MARCELLO FRANCISCO DE LIMA, atendendo a solicitação do Diretor da Repartição de Aguas e Esgotos de São Paulo, Snr. Eng. Plínio Penteado Whitaker, elaborou as "Especificações para Tubos de Concreto Centrifugo e Armado Sob Tensão Prévia", trabalho êste publicada no número 19 do "Boletim da Repartição de Aguas e Esgotos", de Agosto de 1947, ficando de apresentar posteriormente a justificação detalhada das exigências previstas, em complemento às de ordem geral que acompanharam as especificações, suficientes para atender às necessidades de ordem prática, mas requerendo exposição complementar para melhor esclarecer seus fundamentos técnicos, o que é agora feito, com a exposição que segue.

Em meados de 1947 apresentei ao Snr. Plínio Penteado Whitaker, Diretor da Repartição de Aguas e Esgotos de São Paulo as "Especificações para Tubos de Concreto Centrifugado e Armado sob Tensão Prévia", em desempenho da incumbência que por êsse Diretor me fora confiada; trabalho que foi publicado no Boletim da Repartição, em seu número 19.

A justificativa das exigências contidas nas Especificações foi de ordem geral, ficando eu de apresentar oportunamente o estudo preliminar que completa e esclarece o que foi exigido, o que óra faço, sob o título que encabeça esta página.

São a seguir indicados os tópicos abordados:

- 1) Histórico do emprego dêste tipo de tubos; resumo das especificações existentes considerações sobre estas.
— páginas 34 a 41.
- 2) As especificações projetadas, seus objetivos, os meios para atingí-los, as hipóteses de cálculo, os dados para projetá-las.
— páginas 42 a 47.

- 3) As taxas de trabalho, de deformação lenta, de retração, o módulo de elasticidade do concreto, os coeficientes de segurança e de impacto.
— páginas 48 a 52.
- 4) As cargas a que estão sujeitos os tubos, as condições de ocorrência das tensões mais desfavoráveis nos materiais do tubo.
— páginas 52 e 53.
- 5) As principais características das especificações projetadas.
— páginas 53 e 54.
- 6) Verificação das tensões no tubo D — (tubo proposto pela “Situbos”); no tubo D’; no tubo D”.
— páginas 54 a 76.
- 7) Conclusões sobre os resultados da verificação das tensões nos tubos D; D’; D”; observações sobre esses resultados.
— páginas 76 e 77.
- 8) Tubo D’ ’ ’, dimensionado segundo especificações Americanas; Conclusão.
— páginas 77 a 79.
- 9) Resumo das principais exigências das especificações Americanas.
— páginas 79 a 81.
- 10) Verificação das tensões no tubo T.
— páginas 81 a 88.
- 11) Observações sobre os resultados da verificação das tensões no Tubo T.
— páginas 88 e 89.
- 12) Verificação das tensões no tubo T’.
— páginas 59 a 91.
- 13) Observações sobre os resultados da verificação das tensões no tubo T’.
— páginas 91 e 92.
- 14) Observações a tirar dos cálculos precedentes.
— páginas 92 e 93.
- 15) Especificações para o aço que tem limite de escoamento real e suas taxas de trabalho.
— páginas 93 e 94.
- 16) Especificações para o aço que não tem limite real de escoamento, as taxas de trabalho; relação entre limite de escoamento e limite de resistência; normas estrangeiras e brasileiras.
— páginas 94 a 96.
- 17) O aço oferecido na proposta de “Situbos”; considerações sobre as normas NB₁ e NB₂.
— páginas 96 a 98.
- 18) Fluência (“creep”) no aço; exigência de não serem admitidas tensões superiores ao limite de proporcionalidade do aço.
— páginas 98 a 100.
- 19) Encruamento de aço; ensaio de enrolar;
— páginas 100 e 101.

- 20) As taxas de trabalho do aço da cinta, sua composição química; o aço do cilindro.
— páginas 101 e 102.
- 21) Cargas que atingem os tubos colocados em valas e sob aterros.
— páginas 102 a 105.
- 22) Ensaio para determinação das tensões nos materiais dos tubos; o emprego da Estatística; distribuição Normal, Camp-Meidell, Tchebycheff; o número de amostras exigido; os ensaios de taragem.
— páginas 105 a 107.
- 23) Verificação dos limites de tensão na cinta durante as operações de cintagem.
— páginas 107 a 109.
- 24) Exemplo de determinação dos limites de tensão no aço da cinta por meio da Estatística.
— páginas 109 a 114.
- 25) Especificação baseada em fração deficiente e especificação baseada em parâmetros de distribuição conhecida; o número de amostras não deve ser inferior a 30.
— páginas 114 a 116.
- 26) Cópias de três especificações: — duas Americanas e uma nacional.
— páginas 116 a 132.

OS TUBOS DE CONCRETO ARMADO SUJEITOS A TENSÃO PRÉVIA E SUAS ESPECIFICAÇÕES

1) HISTÓRICO :

O emprego dêste tipo de tubos é de data bem recente. No Boletim número 1 da Repartição de Águas e Esgotos de São Paulo, datado de Novembro de 1936, o Engenheiro J. M. Toledo Malta, publicou um valioso estudo sobre os mesmos, visando seu emprego como conduto forçado. O relatório do *Deuxième Congrès de l'Association Internationale de Ponts et Charpentiers*, de 1934 e de 25 de Outubro de 1935, do Genie Civil, contem informações sobre o conduto forçado de Marèges, servindo a uma usina hidro-elétrica.

O número 19, tomo XCVIII — 1931 de *Genie Civil*, contem um artigo de Empberger — “Conduites étanches en beton armé pour houtes pressions interieures”. A revista americana *Water Works and Sewerage*, volume 90, n.º 10, de Outubro de 1943, contém um artigo de W. W. de Bearard e W. B. Weldon, do Departamento de Obras Públicas da cidade de Chicago, sobre a fabricação de tubos para emprego nessa cidade.

Entre nós, foi empregado recentemente (1944) na nova adutora para a cidade de Sorocaba, um tipo de tubo semelhante. Numerosos ensaios foram realizados pelo nosso Instituto de Pesquisas Tecnológicas nestes tubos, tendo sido pelo mesmo realizadas as pesquisas que possibilitaram determinação das tensões nos materiais do tubo, assim como para melhor técnica na aplicação da capa de proteção da cinta.

Nos Estados Unidos, Porto Rico e República Dominicana, numerosas instalações têm sido feitas recentemente (1942-1945), para pressão até 20 At, para diâmetro de 50 cm, 17 At, para diâmetro de 86 cm, 8 At, para diâmetro de 107 cm, tendo sido destinadas a água, esgotos, e a óleo uma delas (1). Estas instalações parece que são feitas de tubos desprovidos de armadura interna, mas dispendo de um cilindro de aço doce na superfície externa e sobre o qual vai a cinta de aço de alta resistência (2).

ESPECIFICAÇÕES EXISTENTES

Até agora não há especificações elaboradas pelas instituições que disto se ocupam. O estudo do Engenheiro Toledo Malta, já referido, contem algumas indicações sobre os requisitos do aço, sobre as taxas de trabalho, sobre ensaios e estabelece bases para o cálculo de resistência. O artigo citado, de *Water Works and Sewerage*, declara que um dos autores elaborou as especificações, mas não as transcreve, trazendo contudo, dados de grande interesse. Dois interessados apresentaram especificações que estou juntando, sendo que um deles incluiu

Nota — (1) Ver relação que estou juntando.

(2) São denominados — Tubos de concreto protendido, com cilindro. “Prestressed Concrete Cylinder Pipe”.

uma parte — de minha especificação anterior. Além destas, obtive uma de origem americana, anônima. Esta última para tubos com armadura interna, ao passo que a do outro interessado, também de origem americana, é para tubos sem armadura interna mas com cilindro de aço.

As características principais das especificações citadas:

a) *Base para o cálculo* de resistência, no caso de ser armado o concreto do núcleo é numa delas a condição de não haver tração concreto quando a pressão interna fôr igual a $2 \frac{1}{4}$ vezes a pressão de serviço. (Vêr especificação de origem americana anônima).

A outra, do outro interessado, não estabelece base, mas declara que sob pressão de ensaio as tensões na cinta não excederão determinados limites, fixando contudo, as secções de aço e de concreto, em documento separado, mas sem fazer referência a êste no corpo da especificação.

No caso de ser o núcleo de concreto simples, mas provido de cilindro de aço na superfície externa, a base de cálculo é a condição de ser atingido o limite de elasticidade do aço da cinta e do cilindro simultaneamente, a pressão de $2 \frac{1}{4}$ vêzes a pressão de serviço, (vêr especificação de origem Americana, de interessado), fixando também as características do aço; contudo, não faz referência à condição de não haver tração no concreto.

b) — *O Aço da cinta* é nas duas especificações de origem americana, de alta resistência, (12.700 a 13.000 Kg/cm², no mínimo), e *limite de elasticidade* mínimo de 7.000 Kg/cm² em ambas, ao passo que na restante o limite de resistência não passa de 6.500 Kg/cm² e é ignorado o limite de elasticidade, sendo exigido limite de escoamento (1) de 80% do limite de resistência.

As taxas de trabalho nas duas especificações Americanas são limitadas, numa, apenas pelo limite de elasticidade quando sob pressão de $2 \frac{1}{4}$ vêzes a pressão de serviço e na outra por êste limite e ainda pela condição de não exceder a 75% dêsse limite quando sob pressão de serviço, ao passo que na terceira especificação a taxa é de 5.000 Kg/cm² para aço de 6.500 Kg/cm² de limite de resistência.

c) — *O concreto do núcleo* é centrifugado nas três especificações. Uma delas admite concreto vibrado. O peso de cimento por metro cúbico é de 450 Kg., numa das especificações americanas, e o fator água/cimento é em ambas de 0,49.

A outra especificação fixa êsse pêso em 500 Kg., e não especifica fator água/cimento. O diâmetro máximo do agregado é fixado numa das especificações Americanas em $\frac{3}{4}$ " (-) e na terceira especificação em 35 mm.

d) — *Tensão prévia na armadura longitudinal* é exigida na especificação americana. Foi também empregada nos tubos para Chicago (vêr artigo em *W. W. & Sewerage*). Esta providência não está prevista na terceira especificação.

Nota — (1) O limite de escoamento no aço estirado a frio é arbitrário e geralmente, bem mais afastado do limite de elasticidade do que no caso de aço comum para concreto.

Nota — (—) Podendo, contudo, ser empregado diâmetro maior, se fôr aprovado pelo engenheiro responsável.

e) — *A capa de proteção da cinta* é de cimento e areia nas três especificações. Nas especificações americanas, é exigido que sua aplicação seja feita por projeção contra a superfície do tubo, sendo admitida aplicação por vibração numa delas. A terceira especificação prevê aplicação por meio de "cementagem" "ou por meio de qualquer outro processo eficaz".

f) — *As juntas* previstas pelas duas especificações Americanas, são de ponta e bolsa com aro de borracha especial. A terceira especificação prevê junta formada por meio de anéis de aço em forma de ponta e bolsa protegidos por anel de concreto armado, — feito no local da obra, sendo a vedação obtida por meio de corda alcatroada e chumbo cardado.

g) — *A cura do concreto*, numa das especificações Americanas, é acelerada em câmara de vapor se a temperatura fôr inferior a 45°F (7.2°C) e a outra não exige camara de vapor. A terceira especificação prevê camara de vapor. O período de cura numa das especificações Americanas, é de três dias, a outra não especifica período. A terceira especificação prevê período de oito dias depois da camara de vapor.

h) — *A cura da capa*, numa das especificações americanas, é feita em *local protegido do sol, vento e chuva*, durante um período de 12 horas no mínimo, umedecida com água, *ou em vapor* apenas para temperatura inferior a 45°F e não prevê período. A terceira especificação, prevê umidecimento diário em recinto protegido contra o sol e a chuva durante três ou quatro dias.

i) — *O momento de aplicação da cinta*, é previsto para 24 horas depois da cura numa das especificações Americanas e "após a cura" na outra. A terceira especificação o prevê após a cura.

j) — *Os ensaios previstos* numa das especificações Americanas são os de contrôle de resistência do concreto em corpos de prova cilíndricos, e de estanqueidade da linha, limitando a perda de água em 24 horas a 75 galões por polegada de diâmetro por milha, ao passo que a outra admite 100 galões nas mesmas condições, o que vem a ser, 2.4/1000 a 3.2/1000, do volume — contido no trecho ensaiado para perda em 24 horas. A terceira especificação prevê a perda de $\frac{1}{1000}$, nas condições citadas, e prevê, além desses os ensaios de controle de tensão na cinta, de flexão, de compressão diametral, de pressão interna, de estanqueidade das juntas, de resistência e de qualidade dos materiais empregados.

CONSIDERAÇÕES SÔBRE AS ESPECIFICAÇÕES CITADAS

1) — *Os Calculos de resistência* são baseados na hipótese de estar garantida a resistência do tubo desde que não haja tração no concreto quando sujeito o tubo à pressão interna de 2 ¼ vezes a pressão de serviço, (especificação Americana), e a outra, embora não o declare na especificação que juntou, parece que toma por base uma relação semelhante.

Não havendo referência, em nenhuma delas, à deformação lenta e a retração do concreto, e sendo a tensão neste dependente dessas deformações, é claro que a condição de não haver tração no concreto (com o tubo sob $2 \frac{1}{4} \times$ pressão de serviço), é referida ao momento anterior às deformações citadas. Sendo o objetivo da tensão prévia impedir que o concreto trabalhe à tração quando se achar o tubo em serviço, a especificação admite que a tensão prévia é suficiente para manter esta condição (tração zero no concreto sob pressão de serviço) após as deformações.

Entretanto não são apresentados dados para o cálculo, baseados em resultados de ensaios, pelos quais se possa justificar esta hipótese.

Contudo em uma publicação em separata, da revista "*American City*" datada de novembro de 1945, relativa a tubos fabricados pelo responsável por uma das especificações, se lê que a tensão da cinta é acrescida de 20% no momento de sua aplicação, para anular o efeito das deformações.

Não havendo referência em nenhuma delas a sobre-carga de terra, nem a outra carga fixa ou movel, é de supôr que a condição estabelecida é considerada suficiente para garantir contra as tensões originadas por esta cargas, pois os tubos não são destinados a suportar somente pressão interna. Entretanto estas cargas variam com as circunstâncias.

Não havendo referência em nenhuma delas, as tensões finais no concreto, quando se achar o tubo em serviço, é de supor que a condição estabelecida garante um fator de segurança suficiente (para as condições usuais) no aço e no concreto, e que também garante contra a possibilidade de "creep" no aço.

Em apoio a realização dessas hipóteses, na falta de dados experimentais de ensaios em tubos, existe a experiência resultante de certo número de instalações em funcionamento há tempo relativamente curto, insuficiente para julgamento, nos casos de fadiga e de "creep" no aço e de seu efeito sobre a capa de proteção da cinta. (1) Quanto ao efeito da deformação e retração do concreto, o fato de não terem apresentado anormalidade os tubos em uso não indica que a tensão no concreto e no aço se encontrem dentro dos limites de segurança usuais para obras desse tipo.

Entretanto, já existem dados experimentais sobre a deformação lenta e retração do concreto e métodos de cálculo que permitem prevêr as tensões finais neste e no aço, (2) e são conhecidos os dados experimentais e os métodos de cálculo para avaliar as tensões devidas às sobre cargas permanentes (3) e móveis. Embora estejam ainda em início os estudos, necessitando-se maior número de ensaios para maior segurança, as taxas de deformação lenta e de retração já foram avaliadas, não se justificando o desprezo deste recurso.

Nota - (1) Ver o capítulo sobre "As especificações e Taxas de Trabalho para o aço", que estou juntando.
(2) Ver "Concreto Armado" V. I. edição de 1941, por Telemaco van Langendonck.
(3) Ver o capítulo sobre "Verificações das tensões" que estou juntando, e "Beton und Eisenbetonleitungen" por E. Marquardt.

2) — *As características do aço da cinta e suas taxas de trabalho*, merecem particular atenção. As duas especificações Americanas exigem altos limites de resistência e de elasticidade (1) e declaram o diâmetro mínimo de arame. Nada dizem sobre o alongamento de ruptura, ou sobre outros ensaios visando assegurar certa ductilidade, nem há referência a qualquer classificação da A.S.T.M.

Informação suplementar que me foi fornecida (2) declara ser o aço referido em uma delas, de um tipo apropriado para molas, de alta resistência. Outra especificação admite aço de apenas metade da resistência do que foi citado.

Nenhuma das especificações declara quais são as tensões finais previstas quando se achar o tubo em serviço, não se conhecendo portanto, o fator de segurança do aço nas condições permanentes de serviço.

As taxas de tração previstas pelas duas especificações Americanas asseguram o tubo contra a ocorrência de tração originada por "creep" no aço, pois são inferiores ao limite de elasticidade deste. Entretanto as taxas admitidas pela terceira especificação poderão produzir tração na capa, pois não é conhecido o limite de elasticidade do aço.

E' oportuno notar que no caso de ser a tensão obtida por meio de aquecimento, há uma redução da resistência e da ductilidade quando o aço é aquecido a temperatura entre 200°C e 300°C. (3) Estes são os limites de temperatura geralmente empregados neste processo de obter tensão.

3) — *O contrôlo da tensão na cinta*. Uma das especificações Americanas exige tensão constante na cinta durante sua aplicação; a outra não faz referência a essa circunstância; a terceira prevê limites de variação e ensaios de verificação procedidos em um tubo em cada lote de 200 tubos.

Informações suplementares relativas à primeira das especificações citadas (4) declara que um contrapeso controlado eletricamente mantém constante a tensão durante a aplicação da cinta, ao passo que no método de aplicação da cinta no caso da terceira especificação, a tensão é obtida por meio de calor gerado por corrente elétrica.

A constância do valor da tensão logo depois da deformação imediata ou sua variação dentro de estreitos limites é de grande vantagem econômica. O conhecimento dos limites de variação é indispensável para calcular as tensões, assim como indispensável é a manutenção desses limites para que sejam realizadas as hipóteses de cálculo.

No capítulo "Contrôlo da Tensão na Cinta", faço o estudo do assunto, baseado nos recursos da Estatística, segundo as recomendações de Leslie E. Simon, Assistente do Diretor do Material Bélico do Exército Americano, e de E. S. Pearson, em publicações citadas nesse estudo, no

Nota — (1) Os franceses, às vezes dão o nome de "limite de elasticidade" ao limite de escoamento. Ver "Les Aciers de Fabrication Française", ed. de 1938. Os americanos não fazem esta confusão. Ver "The Making and Shaping and Treating of Steel", publicado pela Carnegie-Illinois Steel Corporation, 5.^a edição, 1941, p. 538, n.º 3.

(2) Underwriter's Laboratories Inc. — Extinguisher 1554, Novembro 24. 1944 — p. 8 — 207 East Ohio Street, Chicago.

(3) Ver a 2.^a publicação citada em (1) desta nota, p. 882.

(4) Ver a publicação citada em (2) desta nota, p. 29.

qual se verá que a amostragem prevista pela única especificação que exige ensaios, é inadequada, e *que com o programa adaptado nesse estudo, não há recusa de tubos, motivada por tensões imprevistas.*

(*) 4) — *A resistência do concreto centrifugado, seu controle e suas taxas de trabalho.* Nenhuma das especificações faz referência à resistência do concreto centrifugado. Uma das especificações americanas exige resistência cilíndrica de 4.500 lbs. por polegada quadrada (317 Kg/cm²) a 28 dias e admite resistência menor desde que a taxa de trabalho não exceda 60% desta resistência aos 28 dias, a outra nada estipula e a terceira exige resistência cilíndrica mínima de 250 Kg/cm² a 28 dias. Como os corpos de prova são referidos às especificações da A. S. T. M. no primeiro caso e supõe-se que da A. B. N. T. no segundo caso, são êles de concreto não centrifugado.

Entretanto, o que interessa realmente é a resistência do concreto centrifugado, lançando-se mão do controle por meio de concreto não centrifugado, em falta de meio prático de obter corpos de prova de concreto centrifugado. É de toda a conveniência, controlar a resistência do concreto centrifugado à tração e à compressão, no caso de se conseguir um método prático.

5) — *Resistência de argamassa da capa de proteção de cinta e seu controle.* As especificações americanas não fazem referência a este ponto. A terceira especificação prevê controle da resistência à compressão e exige resistência mínima de 250 Kg/cm² a 28 dias. Este é um método indireto de controlar a resistência à tração, o que é de evidente interesse. Além disso os corpos de prova não são retirados da própria capa, mas da argamassa que está sendo projetada pelo aparelho empregado. É sem dúvida, conveniente conhecer a resistência da capa à tração, e controlar suas resistência à tração por meio prático.

6) — *Aderência da capa ao tubo.* No caso de não ser o tubo provido de cilindro de aço envolvendo o tubo núcleo, é de toda a conveniência adotar a providência empregada pelo Engenheiro Gilberto Molinari, chefe da Secção de Concreto do I. P. T. nos tubos da nova adutora de Sorocaba: — empregar o jacto de areia sobre a superfície externa do tubo núcleo antes da aplicação da cinta. Esta medida torna a superfície apta a oferecer à capa condições para melhor aderência. No caso de se achar o concreto já seco, por longa permanência ao ar, outra providência pelo mesmo adotada foi mergulhar em água o tubos já com a cinta, durante algumas horas, antes de aplicar a capa, e depois da aplicação desta, manter o tubo em câmara úmida pelo espaço de aproximadamente 8 horas, antes de retirá-los para o pátio onde eram conservados sob chuveiro durante 10 dias. Estas providências resultaram em uma superfície isenta de trincas.

7) — *Ensaio de pressão interna, tubo sem capa.* Uma das especificações prevê este ensaio em todos os tubos à "pressão de prova". As especificações americanas não fazem referência a elas. Minha es-

Nota — (*) A providência de controlar esta resistência na especificação que adiante apresento é devida ao Engenheiro Gilberto Molinari, do I.P.T., que teve a bondade de sugerí-la, durante uma das consultas que à êle formulei.

pecificação anterior também prevê este ensaio em todos os tubos antes de aplicar a capa.

Este ensaio quando realizado antes de se dar a deformação lenta e a retração tem pouco significado, pois as condições de serviço são bem outras após as deformações.

Além disso, não é recomendado em todos os tubos, devido as fissuras invisíveis que podem produzir no concreto os esforços da prensa, sendo preferível, segundo E. Marquard, (1) *dependem dos ensaios de controle do material.* É verdade que as recomendações se referem a tubos de concreto armado comuns, em que o concreto não foi sujeito a compressão prévia, e portanto, muito mais sujeito a fissurar.

Contudo, é prudente ensaiar certo número de tubos no decorrer da fabricação, pois são também ensaios de controle, embora somente acusem defeito em caso de descuido grosseiro.

8) — *Ensaio de resistência da capa à pressão interna.* Não foram previstos nas especificações citadas e tão pouco na minha especificação anterior.

Da resistência e durabilidade da capa de proteção da cinta depende a vida do tubo, pois o aço sujeito a altas tensões é especialmente apto a gerar a concentração destas nos pontos atacados pela corrosão. Conquanto fissuras capilares não sejam consideradas perigosas “nos casos usuais”, (2) neste caso é prudente evitá-las, limitando-as às invisíveis, a vista desarmada, pois a experiência é ainda de data recente no presente caso.

O aparecimento de fissuras, na capa, ao ser aplicada pressão interna, ocorre sob pressão correspondente a um acréscimo de tensão no concreto e na capa, da ordem de mais de 70 Kg/cm², quando se admite que a capa trabalhe em conjunto com o tubo núcleo e a cinta. (3) Este fato pode ser explicado, admitindo-se que as fissuras não aparecem mas que a capa já sofreu solução de continuidade. (4) É também possível que a deformação lenta sofrida pelo núcleo tenha provocado compressão na argamassa da capa, pois aquela tração é excessiva para ser resistida pela mesma.

Para esclarecer qual o estado de tensão na capa, será necessário realizar pesquisa.

No caso de ser prevista sobrecarga que origine fadiga na capa, será necessário prevê ensaios que garantam não ser excedido o limite de fadiga, ou contentar-se com o resultado da experiência em casos onde sejam semelhantes as sobrecargas, condições de apoio, de pressão interna e de resistência do tubo.

Neste ponto é oportuno notar que o objetivo da tensão prévia é evitar que o concreto trabalhe a tração, como se verifica com os tubos de concreto armado comuns, nos quais a tração produzida pela pressão

Nota — (1) Ver Beton V. Eisenbetonleitungen, p. 74.

(2) Ver “Concreto Armado” v. I, p. 170, nota, obra já citada.

(3) Tubos ensaiados em Sorocaba não apresentaram fissuras visíveis na capa, quando o acréscimo de tensão foi dessa ordem.

(4) Ver p. 169 da obra citada em (2).

interna é agravada pela tensão devida à flexão transversal. (1) Entretanto, a capa não sofre compressão prévia e está sujeita aos esforços referidos, sendo contudo bem provável que a deformação lenta do concreto origine considerável compressão na capa, restando demonstrar a quanto montará esta compressão.

9) — *Ensaio de compressão diametral e de flexão longitudinal.* Das especificações citadas, apenas uma prevê estes ensaios, que são realizados sem a capa e com a cinta sob a tensão inicial prevista para o caso.

Minha especificação anterior, também prevê ensaios nas condições citadas.

Há duas objeções a essas condições:

Nas condições reais de trabalho, o concreto não se achará sob a compressão inicial produzida pela cinta e não poderão ser observados os efeitos da carga sobre a capa. Será pois necessário que os corpos de prova sejam cintados com tensão na cinta, calculada para ser reduzida a zero na ocasião do ensaio, ou que não disponham de cinta, porém que sejam providos de capa.

O resultado dos ensaios a flexão longitudinal mostrará se o número de suportes é suficiente no caso de travessia. O tubo poderá sofrer ruptura por flexão transversal na região dos apoios (ruptura ao longe de uma geratriz), de preferência a romper por flexão longitudinal (ruptura segundo a diretriz).

10) — *Pressão limite para o emprego de tubos desprovidos de camisa de aço. Sua estanqueidade.* Uma das especificações citadas é destinada a tubos dispostos de um cilindro de aço doce com juntas impermeáveis, que serve de forma para o concreto centrifugado, envolvendo este, sendo a cinta aplicada sobre o tubo de aço. Informação suplementar (2) declara que o cilindro de aço pode ser dispensado, dependendo da pressão interna a suportar. Adianta ainda que *não há pressão definida para separar os dois tipos.*

Toledo Malta, na publicação citada, afirma que os tubos de concreto perdem água por exudação "embora invisível", através das paredes, quando não tenham camisa de aço.

A perda de água, no ensaio da linha é limitada, pela especificação relativa a tubos com cilindro de aço a 2.4/1000 do volume contido, em 24 horas, e as duas outras relativas a tubos desprovidos de cilindro

de aço a 3.2/1000 a $\frac{1}{1000}$, o que vem a ser, muito menos para a última.

Entretanto a principal vantagem do cilindro de aço, segundo informação verbal do interessado, está na impossibilidade de vasamentos, de início pequenos, através da parede se tornarem consideráveis pelo ataque da água ao cimento e transporte contínuo deste para fora do tubo. É alegado que o cilindro impede de início este empobrecimento do concreto, permitindo a colmatação pela deposição na fissura do cálcio combinado trazido pela água.

Nota — (1) Ver Toledo Malta — Boletim n.º 1 da R.A.E.

Nota — (2) Ver a Revista "The American City" — Novembro de 1945.

2) AS ESPECIFICAÇÕES PROJETADAS

O objetivo da especificação é estabelecer normas para o emprego dos materiais, que assegurem longo período de serviço a estrutura projetada.

Para atingir êste objetivo é necessário:

1) — Que as tensões que possam ocorrer durante a construção e depois de se achar em serviço a estrutura, sejam mantidas dentro de limites que a projetam contra danos originados pelas mesmas.

2) — Que sejam empregados nos cálculos fatores de segurança como às falhas do material, da execução, do desgaste atribuível que possam cobrir não só a inexatidão devida às hipóteses de cálculo; ao tempo nas condições particulares a que estará sujeita a estrutura quando em serviço.

3) — Que as características mecânicas dos materiais empregados não sejam inferiores aos índices estabelecidos.

As especificações novas estão sujeitas a falhas que somente a experiência poderá corrigir. Podem elas ser devidas a ocorrência de circunstâncias que ocasionem maiores desgastes ou tensões mais elevadas, ou de tipo imprevisto; ao conhecimento insuficiente do comportamento dos materiais, a precauções inadequadas quanto a fiscalização dos índices de qualidade ou da perfeição da execução, a hipóteses de cálculo em demasia afastadas da realidade, motivos que isolados ou em conjunto, tornem inadequados os coeficientes de segurança empregados.

Cargas externas — Seus coeficientes de segurança.

No caso presente, como se verá adiante, ao fatores de segurança e coeficientes de impacto empregados ao avaliar as tensões originadas pelas cargas externas são aquêles aconselhados por E. Marquardt, para tubo de concreto armado comum. O fator de segurança empregado para a pressão interna é um pouco maior do que o que é aconselhado por Marquardt na p. 74 de "*Beton un Eisenbetonleitungen*" para êste tipo de tubos. Note-se que com êstes fatores, é admitido que as tensões calculadas se elevem a 2/3 do limite de resistência do concreto em tração simples (página 70).

Tensão da cinta — Seus limites.

Até aqui temos o precedente dos tubos de concreto armado comum. Dos tubos dispondo de cinta sob tensão prévia as informações são escassas. Os coeficientes de segurança a empregar para assegurar a tensão provisória na cinta, abaixo do limite de proporcionalidade do aço não estão estabelecidos. Dependem do processo de obtenção da tensão prévia. Mesmo que seja assegurada a constância desta tensão, o que desta restar logo depois da deformação imediata do concreto é variável com o módulo de elasticidade dêste e com a espessura da parede do tubo (vêr boletim n.º 32 do I. P. T. página 79). O conhecimento desta tensão provisória e variável e indispensável para calcular a compressão por ela produzida na parede do tubo. A especificação terá que

estabelecer coeficiente de segurança para cobrir esta variação, ou determinar os seus limites e empregá-los no cálculo. E' o que será feito nesta especificação prevendo ensaios preliminares de "Taragem de Tensão na Cinta", e determinação dos limites de variação pelos métodos da Estatística.

Compressão no concreto

A compressão provocada no concreto pela tensão provisória na cinta, é também provisória pois a deformação lenta e a retração do concreto, originam grande redução na compressão inicial. Para avaliar esta redução é necessário conhecer as taxas de deformação lenta e de retração. As taxas de deformação lenta variam com o teor de cimento, sua qualidade (se de endurecimento rápido ou não), com a idade do concreto ao ser aplicada a carga, com o ambiente em que é processada a deformação, que é irreversível. A taxa de retração varia com a quantidade de pasta de cimento, com a cura; é em grande parte reversível.

Taxas de deformação lenta e retração

Não são conhecidos os limites de variação das taxas de deformação lenta para o concreto centrifugado, de alto teor de cimento; são conhecidas apenas as taxas médias para diversos traços de concreto comum. Para a maioria dos concretos, a taxa aprovada por Whitney, e adoptado pelo Professor T. van Langendonck, para deformação processada ao ar e carga aplicada aos trinta dias de idade aproximadamente, é de 15×10^{-6} cm²/kg (Vêr p. 194 de "Cálculo de Concreto Armado").

A figura 95 da página 134 acusa a relação de $\frac{42}{17}$, ou seja 2 ½, entre

as taxas para concreto de alto teor de cimento (traço 1:1:2) e concreto usual (traço 1:2:4:). A julgar por esta relação, seria justifi-

ficada a redução da taxa de 15×10^{-6} cm²/kg para $\frac{15}{2.5} \times 10^{-6}$, ou

seja 6×10^{-6} kg/cm² para concreto centrifugado de alto teor de cimento. Admitindo uma taxa de 10×10^{-6} cm/kg, foram calculadas as perdas de tensão na cinta, originadas pela deformação lenta e retração (taxa de 400×10^{-6}); estas perdas variam de 2650 kg/cm² a 2900 kg/cm²: (Vêr adiante o cálculo das tensões nos tubos D', D'', T, T'), para compressões no concreto de 140 a 165 kg/cm². As perdas de tensão segundo Freyssinet, somente atingem 3000 kg/cm² quando a compressão inicial no concreto é da ordem de 200 a 300 kg/cm². (Vêr "Une Revolution dans les Techniques du Beton", publicada em 1936). A julgar pela relação acima citada, e pelo que afirma Freyssinet, a taxa de 10×10^{-6} (cm²/kg, pode ser considerada bem mais elevada do que a taxa real, pois o aumento que poderia provocar a aplicação da carga antes dos 30 dias de idade é apenas cerca de 10% (vêr fig. 96 p. 134 de "Cálculo de Concreto Armado"), a julgar pela relação entre as curvas

de deformação para a carga com 1 mês e com 3 meses de idade; considerando ainda que será exigido na especificação que a cura seja acelerada em câmara de vapor.

Foram verificadas as tensões em dois tubos; dimensionado um deles de acôrdo com especificação de um fabricante nacional (tubo D), e outro de acôrdo com especificação americana (tubo D"). As tensões resultantes, calculadas com o emprego da taxa de deformação de 10×10^{-6} cm²/kg e taxa de retração de 400×10^{-6} , excederam as taxas de trabalho adiante fixadas para o concreto: As tensões referentes ao tubo D excederam as taxas relativas a tensões permanente e provisória; e das tensões referentes ao tubo D", sòmente a tensão premanente excedeu a taxa de trabalho. Assim, essas taxas de de deformação lenta e retração em conjunto são mais conservadoras do que as que acaso tenham sido empregadas pelo primeiro fabricante; o mesmo pode ser dito com referência ao segundo, a menos que êste admita tração permanente no concreto.

A vista do que foi exposto, parece que é elevada a taxa de deformação lenta (10×10^{-6} cm²/kg); e a de retração, (400×10^{-6}) considerando que o concreto a empregar é mais rico que o concreto comum de traço 1:2:4: pode ser considerada antes baixa do que alta. Contudo, já tendo sido reduzida a taxa de deformação lenta, vamos mantê-las até que ensaios adequados justifiquem modificação. Por outro lado, as tensões verificadas com o emprêgo das taxas em apreço, no tubo empregado em Chicago, tubo êste dimensionado de acôrdo com especificações dos engenheiros da Prefeitura local, satisfazem as taxas de trabalho provisória e permanente. (Vêr cálculo que acompanha êste estudo).

Considerando o que foi dito, está justificada a hipótese de ser a taxa real de deformação lenta no concreto a empregar, inferior à adotada, faltando, contudo, sua confirmação por meio de ensaios que requerem longo tempo. O empregado da taxa usual de deformação lenta para concreto corrente, exigirá tubos ainda mais pesados, limitando a utilização dêste tipo de tubo a diâmetros inferiores a 1,50 m. (Vêr o cálculo dos tubos T e T'), pois o tubo T' já pesa 1.7 t/m quando calculado com a taxa reduzida.

Adiante são consideradas as taxas de trabalho admitidas, sendo aqui adiantado que a taxa de trabalho a tração provisória no concreto permite as tensões calculadas com os coeficientes de segurança e de impacto e taxas de deformação lenta e retração adotadas alcançarem o limite de resistência do concreto à tração. Esta elevada taxa vem atenuar em parte, exagero porventura existente na taxa de deformação lenta.

Hipótese de cálculo

Obtidas as solicitações provocadas pelas cargas externas pelos meios indicados por E. Marquardt em "*Beton Eisenbetonleitungen*" e no volume IV do *Handbuch für Eisenbetonbau*", são as tensões calculadas considerando o concreto na fase I, em uma secção em flexão composta. O efeito da deformação lenta poderá ser considerado empre-

gando valôr de n , variável com a taxa de deformação lenta. Este efeito reduz as tensões permanentes no concreto; não é considerado no cálculo, para maior segurança.

Obtidos os limites de tensão na cinta logo após a deformação imediata, são as tensões originadas pela cinta, pela pressão interna e pelas deformações do concreto, calculadas admitindo que: — as tensões asseguradas pela cinta e pela pressão interna são uniformes numa secção radial. As tensões calculadas segundo esta hipótese, são aproximadamente 10% mais elevadas na face interna do tubo, do que as tensões calculadas por meio da teoria de elasticidade (vêr fig. 1, p. 15 do Boletim n.º 32 do I. P. T. para relação $\frac{\text{espessura}}{\text{raio}} = 0.2$). Como a compressão inicial devida a cinta é da ordem de 120 kg/cm² e a tração devida a pressão interna é da ordem de 30 kg/cm², há um excesso de compressão inicial de 10 kg/cm² além do que é calculada. Este excesso é favorável a segurança relativa a tração; não é considerado no cálculo.

O princípio da superposição das tensões é admissível, pois não há flambagem, e as tensões originadas pelas cargas são independentes entre si.

Os ensaios

As características mecânicas dos materiais serão controladas por meio de ensaios adiante especificados, assim como as tensões na cinta. Afim de melhorar as normas baseadas nos conhecimentos atuais, serão previstos ensaios que esclareçam as dúvidas existentes sobre as taxas de deformação lenta no concreto centrifugado.

Dados para projetar a especificação

Os dados necessários para a especificação envolvem o conhecimento dos materiais empregados, sua disposição na estrutura, o processo de fabricação, das circunstâncias em que será empregado, das cargas a que estará sujeito, dos meios para verificar as tensões.

Esta verificação, por sua vez requer que sejam fixados os coeficientes de segurança e de impacto, as taxas de deformação lenta e de retração, os modulos de elasticidade.

Os materiais a empregar são: 1) — Aço de alta resistência, puchado a frio para cinta, aço de baixo teor em carbono para o cilindro, aço comum para concreto armado na armadura longitudinal interna. As especificações para o primeiro e o último são estudadas em capítulo a êles reservado. A especificação relativa ao segundo é a da designação da A. S. T. M. A-78-40. A função do cilindro é apenas de vedar infiltração de dentro para fóra, não é considerado como fator de resistência às tensões. 2) — Concreto centrifugado com teor de 500 Kg de cimento por m³, resistência cilíndrica mínima de 250 kg/cm² aos 28 dias, desistência mínima a tração simples de 21 kg/cm². 3) — Argamassa de cimento e areia com teor de cimento de 450 kg/m³, de resistência cilíndrica mínima de 250 kg/cm² aos 28 dias.

A Constituição do Tubo e Sua Fabricação: — Os cilindros de aço formados por chapas soldadas longitudinalmente entre si por processo elétrico, são pelo mesmo processo soldadas às peças das extremidades (também de aço), e sujeito previamente a prova de estanqueidade e colocados na forma da máquina centrifugadora. A armadura longitudinal é colocada em posição e sujeita a tensão prévia por meio de cabeçote nos extremos da forma. Posta em movimento a máquina, o concreto previamente misturado em betoneira e colocado dentro do cilindro, é atirado por efeito da força centrifugada contra a face interna do mesmo, até atingir a espessura desejada. O excesso de água é espedido, a rotação prossegue até que seja adquirida a compacidade requerida, sendo então alisada a superfície interna.

Alguns fabricantes retiram então o tubo e a forma para uma câmara de vapor onde permanece por seis horas no mínimo, e depois de alguns dias (3 a 8 dias), pode receber a cinta. Outros fabricantes, após a centrifugação, retiram o tubo sem a forma (quando este dispõe do cilindro externo, pois nem todos os tubos são deste tipo) e os colocam em posição vertical ou horizontal em lugar abrigado do sol, para a cura. Depois da pega inicial são mantidos em ambiente úmido durante um mínimo de quarenta horas. No segundo dia, após a concretagem, os tubos são colocados em posição horizontal e depositados. A cintagem pode ser feita 24 horas depois do período de cura.

A colocação da cinta é feita diretamente sobre o cilindro de aço, em espiral, uniformemente distribuída, sob tensão constante (nem todos os fabricantes declaram que a tensão é constante), sendo as extremidades do fio ancoradas solidamente no tubo.

A colocação da argamassa de cimento e areia é feita sob a superfície externa do tubo, depois de colocada a cinta, por meio de aparelho em que, a argamassa, previamente misturada, é projetada contra o tubo, até que sua superfície seja coberta por densa camada. Depois desta operação, é o tubo colocado em local ao abrigo de sol, vento e chuva e depois de suficientemente endurecida a argamassa, é ela umedecida com água ou vapor até o dia seguinte, ou por período não inferior a doze horas, quando poderão os tubos ser depositados no pátio, onde permanecerão sob chuva por mais três dias.

As circunstâncias em que é o tubo empregado

Devido a variação das taxas de deformação lenta e de retração com o meio em que se acha o concreto, é necessário considerar este ponto.

Como se viu, o processo de fabricação não permite que a retração se dê antes de colocada a cinta. Admitindo que o tubo seja empregado pouco tempo depois de fabricado, digamos 30 dias, neste período já se processou grande parte da retração, cerca de $\frac{3}{4}$ do total (vêr p. 321, nota de Concreto Armado, V. I), entretanto a deformação lenta está apenas em início (vêr fig. 91, p. 131). Assim se processará em ambiente saturado de umidade pois o tubo estará cheio d'água. Nestas condições a taxa de deformação lenta será reduzida a cerca de um terço daquela

que corre ao ar livre (fig. 92, p. 132). Ao mesmo tempo há uma reversão da retração devida ao inchamento do concreto, que poderá reduzi-la a $\frac{1}{4}$ do total (vêr pág. 64 e fig. 18, pág. 60 de "As deformações do concreto e a Teoria de Freyssinet").

Caso seja o tubo empregado longo tempo depois de fabricado,, (digamos 1 ano), ter-se-há processado 90% da deformação lenta, e o total da retração (vêr pág. 91 citada atrás).

Em qualquer caso a reversão da retração reduzirá a cerca de $\frac{1}{4}$ a taxa total desta.

A deformação lenta quando o tubo é empregado pouco depois de fabricado fica reduzida a $\frac{1}{3}$ do valor que teria se empregado longo tempo depois de fabricado.

As cargas a que estará sujeito o tubo

Além da pressão interna, o tubo estará sujeito às cargas externas, à compressão da cinta, ao peso próprio, ao peso da água nele contida, às reações de apoio, ao efeito das tensões originadas pela deformação lenta e retração do concreto.

Os meios para a verificação das tensões

As solicitações originadas pelo peso próprio do tubo e pela água contida podem ser determinadas pelas equações deduzidas por E. Marquardt, no volume IV do "*Handbuch für Eisenbetonbau*". Para o caso de tubo apoiado em terra, sôbre o quadrante inferior, a tabella I, p. 453 dá os coeficientes a empregar.

As solicitações provocadas pelas cargas externas, estática e móvel, podem ser calculadas com os dados do mesmo autor em "*Beton und Eisenbetonleitungen*". Em capítulo separado faço um resumo da parte que interessa à avaliação das cargas pelas equações dadas na p. 438 da primeira obra aqui citada. Conhecidas as solicitações, são as tensões calculadas para o caso de tração e compressão em flexão composta, na fase I.

As tensões provenientes da tensão prévia na cinta, da pressão interna, da deformação lenta e da retração poderão ser calculadas empregando as equações deduzidas pelo professor Telemaco von Langendonck na página 323 do volume I de sua obra "*Cálculo de Concreto Armado*".

A superposição das tensões dará as tensões resultantes.

A utilização das equações empregadas (dadas em "*Cálculo de Concreto Armado*") requer o conhecimento da tensão na cinta pouco depois da deformação imediata do concreto, provada pela tensão prévia. Essa tensão pode ser determinada pelo processo empregado pelos Engenheiros Luiz Augusto Pinto Lima e Jayme Ferreira da Silva Júnior, do I. P. T., nos tubos da adutora de Sorocaba, relatado no Boletim nº 32 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo.

3) AS TAXAS DE TRABALHO, DE DEFORMAÇÃO LENTA E DE RETRAÇÃO. O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO, OS COEFICIENTES DE SEGURANÇA E DE IMPACTO;

As taxas de trabalho no aço da cinta

A cinta está sujeita a tensão prévia momentânea, que cai com a deformação imediata do concreto, restando uma tensão que é provisória, pois cai com a deformação lenta e a retração do concreto.

A tensão provisória, se for mais elevada do que o limite de proporcionalidade do aço provocará neste deformação permanente que não está prevista nas fórmulas derivadas para os cálculos das tensões. Daí a exigência de não exceder esta tensão o limite de proporcionalidade do aço quando ensaiado depois de sujeitá-lo a tensão momentânea igual a tensão prévia; ou a alternativa de não ser a tensão prévia superior ao limite de proporcionalidade quando seja feito o ensaio antes de sujeitá-lo a essa tensão momentânea (ver capítulo sobre Especificação para o aço).

(x) A taxa fixada para a tensão permanente, que ocorre depois das deformações do concreto, (0,4 do limite de resistência) é mais conservadora do que a de $2/3$ do limite de escoamento admitida por Freyssinet, embora maior do que a de $1/3$ do limite de resistência adotada pela especificação Francesa de 1934 para concreto armado comum (ver capítulo sobre especificação para o aço). Como esta tensão não é proporcional as cargas externas nem a pressão interna, poderá ser admitido fator maior que 0,4, caso necessário.

As taxas de trabalho na armadura tangencial interna

Esta armadura deve ser evitada. O acréscimo do efeito da deformação lenta e da retração que ela acarreta aconselha esta medida. Contudo, se acham estas taxas na especificação e sua justificação é encontrada no capítulo já referido.

As taxas de trabalho na armadura longitudinal

É empregado aço comum, que tem limite real de escoamento. A tensão provisória não excederá 0,8 do limite de escoamento, conforme determina o artigo 64 da NB-2 da A.B.B.N.T. A tensão permanente será fixada em 0,4 do limite de resistência, podendo ser maior este fator, pois o concreto será fissurado muito antes que possa ser danificado o aço (fase I).

Nota - (x) Não há que temer fadiga porque o limite de resistência à fadiga, para reversão completa da tensão é em média para o aço a metade de seu limite de resistência (ver "Mechanical Properties of Materials and Design by Joseph Marin, first edition - 1942"), e a especificação prevê que a tensão permanente no aço não exceda 0,4 deste limite.

As taxas de trabalho no concreto

Tração — *A máxima tração provisória é o limite de resistência do concreto a tração.* Esta tração provisória é calculada com os coeficientes de segurança, de impacto e de deformação lenta e retração adiante declarados, e nas condições mais desfavoráveis a prevêr, também adiante fixadas. E. Marquardt admite que a tração nos tubos de concreto armado comuns se eleve a 2/3 do limite de resistência. Pelas razões já expostas quando foi examinada a taxa de deformação lenta, foi permitido que esta tração atingisse o limite de resistência.

A máxima tração permanente será zero, pois não é admitida tração no concreto; deverá se achar em compressão nas condições permanentes mais desfavoráveis a prevêr adiante fixadas. Esta tensão é calculada com os coeficientes de segurança de impacto e taxas de deformação lenta e retração adiante declarados. Nos tubos de concreto armado comum, não é possível evitar tração permanente, condição a que é pouco adaptado o concreto, especialmente quando sujeito a fadiga. Esta já tem ocasionado prejuízos de vulto (vêr pag. 65 do livro de E. Marquardt). Apesar de não prevêr esta especificação êste caso, pois foi fixado como carga provisória o efeito da passagem de um compressor, é oportuno lembrar que segundo o mesmo autor (pág. 65), nas piores condições de repetição de cargas o concreto resiste tensões de 0.4 de sua resistência em flexão simples, e o aço de 0.8 de seu limite de escoamento. Assim, se a tração permanente fôr zero, o concreto resistirá cargas repetidas que não causem tração superior a 10 kg/cm². No caso presente, um caminhão de 6 t. brutas, com a carga de 2 ¼ t. numa roda trazeira origina tração de 9 kg/cm², de onde se conclui haver tôda a conveniência em não admitir tração permanente.

O limite de resistência a tração simples é fixado num mínimo de 21 kg/cm², baseado em ensaios realizados pelo I. P. T. no concreto centrifugado da adutora do Ribeirão das Lages, no Distrito Federal (vêr tese de W. Grundig, tabela XIII p. 73), que acusa resistência mínima de 43 kg/cm² em flexão simples, a qual ocorre na face interna.

Os coeficientes de segurança e de impacto — E. Marquardt aconselha para as cargas externas, valores entre 1.5 e 1.75 para os coeficientes de segurança. *Para carga estática* é fixado em 1.5, por ser ela constituída em sua maior parte pela carga da terra que cobre o tubo, tendo sido tomado para seu peso específico aparente o valor de 2 t/m³, portanto quasi o máximo previsto (vêr tabela nas págs. 19 e 20), sendo o mínimo de 1.6 t/m³. *Para a carga móvel* é fixado o valôr mais alto (1.75), aliado ao *coeficiente de impacto* mais baixo aconselhado (1.5) na pág. 38, sendo 2.0 o mais alto. Declara o autor que para alturas de terra de 1,52 m. e diâmetro externo de 1.07 e para alturas de terra porporcionais para outros diâmetros, não há diferença entre carga estática e carga móvel. No caso de Santo Amaro, a altura da terra,

proporcional sendo x ; $\frac{x}{1.33 = \text{diâmetro externo}} = \frac{1.52}{1.07}$; $x = 1.89 \text{ m}$

Como a altura de terra é apenas 1.5 m, é necessário considerar o impacto. Da crítica feita aos ensaios na p. 37 de seu livro (de E. Mar-

quardt), se conclui ser aconselhável empregar o coeficiente menor (1.50), mesmo que a altura de terra iguale a proporção citada, sendo 1.0 somente quando a altura seja para os outros diâmetros de tubos, proporcional a altura de 1.83 m de terra para diâmetro externo de 1.07 m.

O critério adiante especificado para transformar a flexão composta em tração simples pode dar resultados baixos quando são diferentes os sinais da tensão normal e da tensão em flexão (vêr pág. 27 do cálculo do tubo de Santo Amaro). Por esta razão é também exigido que a tração em flexão composta não exceda 42 kg/cm², valôr que se justifica por serem muito pequenas as solicitações normais originadas pelas cargas externas, e por ser axial por hipótese tanto a solicitação devida a pressão interna como a que é devida a pressão da cinta, sendo assim praticamente uma tensão em flexão simples a tensão nos bordos, quando houver tração.

A especificação preverá a determinação da resistência do concreto centrifugado à tração e seu contrôlle dirêto durante a fabricação poderá ser feito desde que seja encontrado processo prático de retirar corpos de prova.

Compressão:

A máxima compressão provisória originada pela cinta pouco depois da deformação, foi fixada em 0.60 da resistência do concreto com a idade que tiver quando é aplicada a carga. A especificação americana fixa a taxa de 0.6 da resistência aos 28 dias para a máxima compressão provisória; A NB-2 em 0.5 da resistência de ruptura (artigo 64), sem declarar idade. A NB-1 (artigo 85), estipula que no caso de carregamento com idade inferior a 28 dias, a taxa de trabalho será baseada na resistência medida com aquêla idade (do carregamento). No caso presente, a compressão é calculada para o limite máximo de tensão na cinta pouco depois a deformação imediata, determinado êste limite cuidadosamente, pelos métodos da estatística.

Ao calcular êste limite, é considerada a variação do módulo de elasticidade do concreto, restando a incerteza relativa a variação da espessura da parede, que não poderá exceder 3% a 5% de seu valôr nominal. E. Marquardt admite que a tração se eleve a 2/3 do limite de resistência do concreto, que é da ordem de 20 kg/cm², ficando portanto essa tração afastada apenas 7 kg/cm² desse limite. Admitindo que a compressão se afaste 50 kg/cm² do limite de resistência em compressão, seria admitida compressão de 200 kg/cm², incluída a incerteza de 15% (=5% originada pela variação de espessura da parede mais 10% originada pela erro da hipótese que considera delgada a parede), resul-

tando uma compressão admissível calculada
$$= \frac{200}{1.15} = 175 \text{ kg/cm}^2$$
, ou

seja 70% da resistência mínima de 250 kg/cm². Do que foi exposto se conclue não ser exagerado que seja admitido crescer o fator de 0.60 para 0.70 se necessário.

A máxima compressão provisória a prevêr foi fixada em 0.60 de resistência do concreto ao 28 dias. Esta compressão ocorre antes da deformação lenta, depois da retração e de sua reversão. Ao calcular esta tensão, está por hipótese eliminado o maior fator de erro: a deformação lenta. A retração tem pequena influência, pois já foi processada sua reversão. A ocorrência destas condições foi prevista para quando o tubo é empregado pouco depois de fabricado (depois de 28 dias), permanecendo sob pressão interna na vala aberta por algum tempo, e aplicadas as sobrecargas externas com o tubo vazio. Pelas razões expostas no parágrafo anterior e neste, entendo que o fator especificado poderá ser aumentado para 0.70, desde que sejam considerados no cálculo os fatores de segurança e de impacto.

Na especificação projetada, será mantido o fator 0.6, mas será permitido, nestas condições, descontar a parte da compressão proveniente dos fatores de segurança.

A especificação preverá a determinação da resistência do concreto a compressão, segundo as normas da A.B.N.T., e seu contrôlo durante a fabricação. A resistência cúbica ou prismática do concreto centrifugado poderá ser determinada. O contrôlo desta resistência durante a fabricação poderá ser feita se fôr encontrado processo prático de retirar corpos de prova.

A taxa de deformação lenta processada em ambiente saturado de umidade é tomada igual a 1/3 do seu valôr quando processada ao ar, tornando-se $\frac{10}{3} \times 10^{-6}$ cm²/kg. Esta redução foi baseada na figura 92, pág. 132 de "Concreto Armado" pelo Professor Telemaco van Langendonck.

A taxa de retração é tomada igual a 400×10^{-6} , portanto a mesma que é empregada pelo autor para concreto corrente, embora o alto teor em cimento do concreto centrifugado possa justificar um acréscimo. A reversão da retração, levada em conta ao calcular as tensões, anula em grande parte seu efeito nas tensões finais permanentes.

A reversão da retração é tomada igual a 3/4 da retração, restando assim, depois da reversão uma taxa de 100×10^{-6} . A justificativa de considerar a reversão é evidente, pois o tubo se achará cheio d'água. Na pág. 64 de "As Deformações do Concreto e a Teoria de Freynisset", pelo Eng^o Telemaco van Langendock, pág. 64, se lê: "não há uma reversibilidade perfeita do fenomeno" e na figura 18, pág. 60, se acha um gráfico que a confirma.

O módulo de elasticidade do concreto

Ao calcular as tensões será o módulo de elasticidade tomado igual a $262,5 \times 10^3$ kg/cm². Nos ensaios realizados pelo I.P.T. em provetes extraídos de anéis de concreto centrifugado empregado nos tubos da adutora de Ribeirão das Lages, a média de nove ensaios foi de 271×10^3 kg/cm². (vêr Tése de W. Grundig, p, 73 tabela XIII), variando de 248×10^3 a 268×10^3 , havendo um com 361×10^3 kg/cm².

Na revisão dos cálculos a ser prevista na especificação, após os "ensaios de taragem" poderá ser modificado o valôr inicial tomado para o módulo.

O módulo de elasticidade de aço será tomado $= 2.1 \times 10^6$ kg/cm², e não requer justificação, pois se trata de deformações elásticas.

As cargas a que estão sujeitos os tubos

- 1) Peso próprio do tubo.
- 2) Peso de água, contida no tubo completamente cheio.
- 3) Pressão interna e pressão da cinta.
- 4) Peso da terra que cobre o tubo, do calçamento e da carga móvel.

O cálculo das tensões

Os métodos de cálculo empregados, com as necessárias citações são encontrados adiante, na verificação das tensões em vários tubos de diferentes diâmetros e sujeitos a pressões internas diversas, e a sobrecarga estática e a sobrecarga estática mais móvel.

4) AS CONDIÇÕES DE OCORRÊNCIA DAS TENSÕES MAIS DESFAVORÁVEIS

As tensões provisórias mais desfavoráveis

Na Cinta

A tensão máxima a que está sujeita a cinta é apenas momentânea, ocorre, antes da deformação imediata do concreto, ao ser ela aplicada. Contudo, se esta tensão exceder o limite de proporcionalidade,, este limite poderá ser reduzido provisoriamente a um valôr inferior a tensões a ocorrer na cinta depois da deformação imediata do concreto e poderá então haver deformação lenta no aço, o que não está previsto nas fórmulas empregadas.

1) A tensão prévia na cinta antes da deformação imediata do concreto, na condição "A", é a máxima tração provisória a prevêr (limite superior de tensão na cinta).

No Concreto

2) A máxima tração é provisória, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, na soleira, depois da deformação lenta antes da reversão da retração do concreto, quando sujeito á pressão de serviço, e às sobrecargas (1) mais (2) mais (4). Tensão na cinta na condição "B" (limite inferior de tensão na cinta).

3) A máxima compressão é provisória, ocorre quando o tubo é empregado pouco tempo depois de fabricado, na soleira, antes da deformação lenta e depois da reversão da retração, quando vazio o tubo, e sujeito às sobrecargas citadas. Cinta na condição "A".

Na armadura tangencial interna

4) A máxima compressão é provisória, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, depois da deformação lenta

e antes da reversão da retração do concreto, tubo vazio, cinta na condição "A".

Na armadura longitudinal

5) A máxima tração é provisória; é a tensão prévia antes da deformação imediata do concreto.

As tensões permanentes mais desfavoráveis

Na cinta

6) A máxima tração permanente, ocorre quando o tubo é empregado pouco tempo depois de fabricado, na imposta, depois da deformação lenta, e da reversão da retração do concreto, cinta na condição "A", tubo sob pressão de serviço e sobrecarga (1) mais (2) mais (4).

No concreto

7) A mínima compressão permanente, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, depois da deformação lenta e da retração do concreto, na soleira, sob pressão de serviço e sobrecargas citadas, cinta na condição "B".

Na armadura tangencial interna

8) A máxima compressão permanente, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, depois da deformação lenta e da reversão da retração do concreto, sob pressão de serviço, cinta na condição "A".

Na armadura longitudinal

9) A máxima tração permanente, ocorre depois da deformação lenta e da reversão de retração do concreto, tubo empregado pouco tempo depois de fabricado.

Observação

Na realidade, as tensões permanentes no concreto serão menores, pois efeito das cargas 1 mais 2 mais 4 calculadas com n_r relativo a $\delta_t = 10 \times 10^{-6}$ e $\frac{10}{3} \times 10^{-6}$, é menor do que calculado com $n = 8$. Vêr o cálculo do tubo para Santo Amaro, onde a tensão calculada com $n = 8$ é de 42 kg/cm² de tração e com $n_r = n = 30$ e de 35 kg/cm².

**5) PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS
DA ESPECIFICAÇÃO PROJETADA**

1) Ao verificar as tensões nos materiais, são consideradas as cargas externas além da pressão interna e pressão da cinta.

- 2) São consideradas as deformações do concreto.
- 3) São previamente determinados os limites de variação da tensão na cinta pouco depois da deformação imediata do concreto, e verificada a manutenção destes limites durante a fabricação dos tubos.
- 4) É previamente determinada a resistência do concreto a tração e a compressão; assim como é verificada a manutenção dos limites de resistência durante a fabricação.
- 5) O cilindro de aço que envolve o núcleo de concreto não é considerado como elemento de resistência aos esforços aplicados.
- 6) Não é empregada armadura tangencial interna.
- 7) O concreto estará em compressão quando se achar o tubo em condições normais de serviço.
- 8) É prevista sobrecarga móvel.
- 9) A taxa de deformação lenta $10 \times 10^{-6} \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}$, é aparentemente mais elevada do que a taxa real para concreto centrifugado de alta resistência a compressão.
- 10) Os coeficientes de impacto 1.5 e 2.0 empregados para calcular as solicitações devidas à carga móvel, talvez sejam mais elevados do que seus valores reais.

6) VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO TUBO D

Este tubo foi proposto pela "Situbos" para pressão de ensaio de 100 m de altura d'água. Devendo ainda suportar 1.0 m de terra acima da geratriz mais alta, a pressão de serviço de 4 kg/cm², incluído um coeficiente de segurança de 1.3 para sôbre pressões de enchimento da linha.

Dados:

Espessura da parede do núcleo = 6.00 cm
 Diâmetro interno = 104 cm
 Cinta composta de 54 espiras/m; de aço de 3/16"
 Armadura interna de 10 espiras/m; de aço de ¼"
 Armadura longitudinal — 22 ϕ de 5/16"
 Espessura da capa = 2.00 cm
 Tensão da cinta com o tubo sob pressão de ensaios de
 10 kg/cm² = 5000 a 3500 kg/cm².

Referências — As fórmulas e símbolos são os mesmos empregados por T. van Langendonck em "Concreto Armado" V. I. edição de 1944 pág. 323, e no Boletim nº 1 da R.A.E., artigo de J. M. Toledo Malta e por E. Marquardt como adiante indicado.

O Aço da Cinta — Declara a proponente ser o aço de "fabricação normal" da Cia. Belgo Mineira (vêr carta nº 2793 de 15-10-45), em seu anexo). Na especificação que juntou declara que o limite de escoamento é o mínimo de 80% do limite de resistência, que por sua vez é declarado 6500 kg/cm² no mínimo e ainda que o alongamento mínimo em 10 d é de 15%.

A julgar pelo alto limite de escoamento, o aço parece ser estirado a frio, mas a elevada taxa de alongamento é somente 3% menor do que a taxa para aço laminado comum para concreto armado.

É necessário conhecer o limite de proporcionalidade para se avaliar qual a tensão máxima admissível, sujeito ainda o aço às outras exigências da especificação que junto. Este limite provavelmente não excederá de 4000 kg/cm².

Contudo, admitindo que a proponente consiga apresentar aço que satisfaça, passo a verificar as tensões:

O EFEITO DAS CARGAS SÓBRE A PAREDE DO TUBO

Cargas

- 1) Peso próprio do tubo
- 2) Peso da água, com o tubo cheio até ao vértice.
- 3) Sobrecarga de água e da tensão da cinta
- 4) Peso da terra que cobre o tubo

As tensões originadas por cada uma dessas cargas poderão ser superpostas, desde que a resultante seja uma compressão, em toda a secção ou mesmo que resulte pequena tração em parte da secção. Quando se aproxime esta tração do limite de resistência do concreto, (21 kg/cm² a tração simples) será empregado o critério indicado por T. van Langendock na nota 160 pág. 158 de "Concreto Armado" V. I., com o mesmo fator de redução "a" = 2.

As solicitações resultantes das cargas 1, 2 e 4 serão calculadas primeiramente (1.º caso)), empregando os coeficientes da tabela I, pág. 453 v. IV do *Handbuch für Eisenbetonbau*. Em seguida (2.º caso) as solicitações devidas à carga (4) serão calculadas de acôrdo com o que foi estabelecido pelo professor Marston, da Universidade de Iowa U.S.A. e descrita por Marquardt em seu livro "Beton un Eisenbetonleitungen" — Berlim 1934 e combinadas com as solicitações devidas às cargas (1) e (2) calculadas no 1º Caso.

As tensões resultantes das solicitações acima citadas serão calculadas para os dois casos já referidos, considerando constante o módulo de elasticidade do concreto.

As tensões resultantes das cargas (3)

Estas tensões serão calculadas por meio das formulas deduzidas por T. van Langendock no V. I. de "Concreto Armado", para o caso de compressão e tração simples, levando em conta a retração e a deformação lenta do concreto.

A parede do tubo será considerado delgada. Esta hipótese acarreta um erro de cerca de 10% a menos nas tensões calculadas na face interna do tubo, sejam elas originadas pela compressão da cinta ou pela pressão interna (vêr Boletim nº 32 do I.P.T. pág. 15), para a relação entre espessura e raio de $\frac{6}{52} \approx 0.1$. Neste caso o erro será a favor da segurança porque a compressão inicial produzida pela cinta é muito maior que a tração devida a pressão interna.

As solicitações resultantes da carga (3)

São aquêlas capazes de originar a tensão restante na secção depois da retração e da deformação lenta do concreto.

As Tensões Finais serão determinadas pela superposição das tensões originadas pelas quatro cargas.

Desde que seja a tensão resultante no concreto uma tração em flexão composta, será reduzida à tração simples pelo critério adiante indicado.

A ESPECIFICAÇÃO PROPOSTA EXIGE QUE:

Nas condições mais desfavoráveis a prevêr (adiante indicadas), a tração provisória em flexão composta não exceda no concreto a 42 kg/cm² nem a 21 kg/cm², quando transformada em tração simples; não haja tração permanente no concreto; a tração na cinta não exceda o limite de proporcionalidade do aço; a tração permanente na cinta não exceda 0.4 do limite de resistência do aço; a compressão no concreto não excede 0.6 do limite de resistência aos 28 dias, e que a compressão inicial não exceda 0.6 do limite de resistência na ocasião da aplicação da cinta.

**1º Caso — SOLICITAÇÕES SEGUNDO MARQUARDT
(CARGAS 1, 2, 4)**

(Tubo apoiado sobre um quadrante — (Tabela 1, pág. 452 do "Handbuch" para os coeficientes empregados para calcular as solicitações).

$\lambda = 0,25$ = coef. de pressão da terra

$t = 1.5$ m = altura da terra acima do centro do tubo

$Y_e = 2$ t/m³ = peso específico aparente da terra

$r = 0.56$ m = raio médio do tubo mais capa

$g = 0.192$ t/m² = 0.08×2.4

$\left\{ \begin{array}{l} g = \text{peso de } 1 \text{ m}^2 \text{ de} \\ \text{parede de } 0.08 \text{ m de} \\ \text{espessura, pois in-} \\ \text{clue a capa da cin-} \\ \text{ta, de } 0.02 \text{ m de es-} \\ \text{pessura.} \end{array} \right.$

Y_w = peso específico da água

Y_s = peso específico da terra, neste caso = Y_e

M = Momento fletor (positivo quando o raio tende a aumentar).

N = Fôrça normal à secção (positiva quando compressão)

1) *Peso próprio*

Vértice

$M = + 0.3448 g r^2 = 0.3448 \times 0.192 \times 0.56^2 = + 0.0208$

$N = - 0.166 g r = - 0.166 \times 0.192 \times 0.56 = - 0.00177$

Imposta

$$M = -0.3927 \text{ gr}^2 = -0.3927 \times 0.192 \times (0.56)^2 = -0.0236$$

$$N = +1.570 \text{ gr} = -1.5708 \times 0.192 \times 0.56 = +0.1690$$

Soleira

$$M = +0.4406 \text{ gr}^2 = -0.4406 \times 0.192 \times (0.56)^2 = +0.0264$$

$$N = +0.1666 \text{ gr} = -0.1666 \times 0.192 \times 0.56 = +0.0179$$

2) ÁGUA ATÉ AO VÉRTICE

Vértice

$$M = +0.1724 \text{ Yw r}^3 = 0.1724 \times 1 \times (0.56)^2 = +0.0301$$

$$N = -0.5833 \text{ Yw r}^2 = -0.5833 \times 1 \times (0.56)^2 = -0.1820$$

Imposta

$$M = -0.1964 \text{ Yw r}^3 = -0.0345$$

$$N = -0.2146 \text{ Yw r}^2 = -0.0672$$

Soleira

$$M = +0.2203 \text{ Yw r}^3 = -0.2203 \times 1 \times 0.1755 = +0.0396$$

$$N = -1.4167 \text{ Yw r}^2 = -1.4167 \times 1 \times 0.313 = -0.4440$$

4) PESO DA TERRA

Carga Vertical — Reação de apoio uniforme — Tabela 1, pág. 452 do "Handbuch" e distribuição uniforme da carga.

Foi escolhido este tipo de reação porque é o tipo aconselhado para tubos pre-fabricados — vêr pág. 427. A tabela I distingue a carga distribuída uniformemente, da carga distribuída segundo a circunferência e aumentando ao passo que se aproxima da parede da vala (vêr fig. 9, pág. 434).

*Foi escolhida a distribuição uniforme da carga porque o tubo é considerado colocado em vala e não sob aterro, que é o caso da distribuição segundo a circunferência (vêr fig. 2, pág. 3 do livro de Marquardt — *Beton v. Eisenbetonleitungen*).*

Vértice (carga vertical)

$$M = 0.2500 \text{ Ys r}^2 t = 0.250 \times 2 \times 0.313 \times 1.5 = +0.2342$$

$$N = 0$$

Imposta

$$M = -0.250 \text{ Ys r}^2 t = -0.2342$$

$$N = + \text{Ys r t} - 2 \times 0.56 \times 1.5 = +1.680$$

Soleira

$$M = +0.250 \times \text{Ys r}^2 t = +0.2342$$

$$N = 0$$

CARGA HORIZONTAL

Vértice

$$M = -0.2500 \text{ Ys } \lambda \text{ r}^2 t = -0.2500 \times 2 \times 0.25 \times (0.56)^2 \times 1.5 = -0.0587$$

$$N = + \text{Ys } \lambda \text{ r t} = +2 \times 0.25 \times 0.56 \times 1.5 = +0.419$$

CARGA HORIZONTAL

Imposta

$$M = + 0.2500 Y_s \lambda r^2 t = 0.25 \times 2 \times 0.25 \times (0.56)^2 \times 1.5 = + 0.0587$$

$$N = 0$$

Soleira

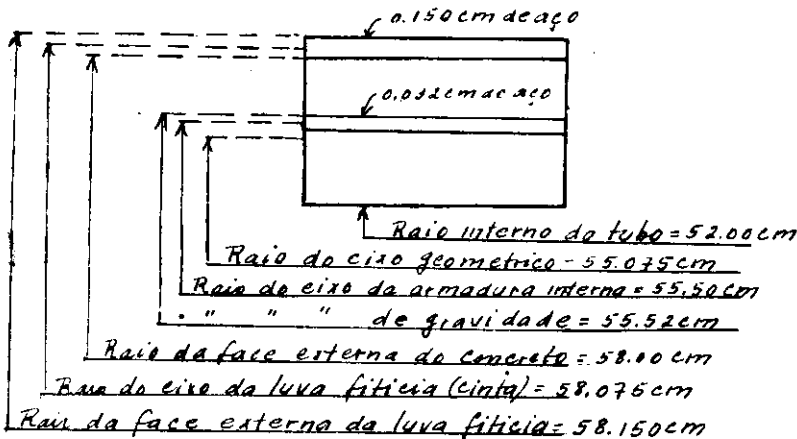
$$M = - 0.2500 Y_s \lambda r^2 t = - 0.0587$$

$$N = + Y_s r t = + 0.419$$

1.º Caso — RESUMO DAS SOLICITAÇÕES SEGUNDO MARQUARDT
— EXCLUÍDO O FATOR DE SEGURANÇA 1. 5.

Carga	Vértice		Imposta		Soleira	
	M	N	M	N	M	N
1)	+ 0.0208	- 0.0177	- 0.0236	+ 0.1690	+ 0.0264	+ 0.0179
2)	+ 0.0310	- 0.1820	- 0.0345	- 0.0672	+ 0.0396	- 0.4440
4) Vertical	+ 0.2342	0.0000	- 0.2342	+ 1.6800	+ 0.2342	0.0000
Horiz.	- 0.0587	+ 0.4190	+ 0.0587	- 0.0000	- 0.0587	+ 0.4190
Soma	+ 0.2273	+ 0.2193	- 0.2336	+ 1.7818	+ 0.2415	+ 0.0071

Tensões (solicitações segundo Marquardt) 1º Caso



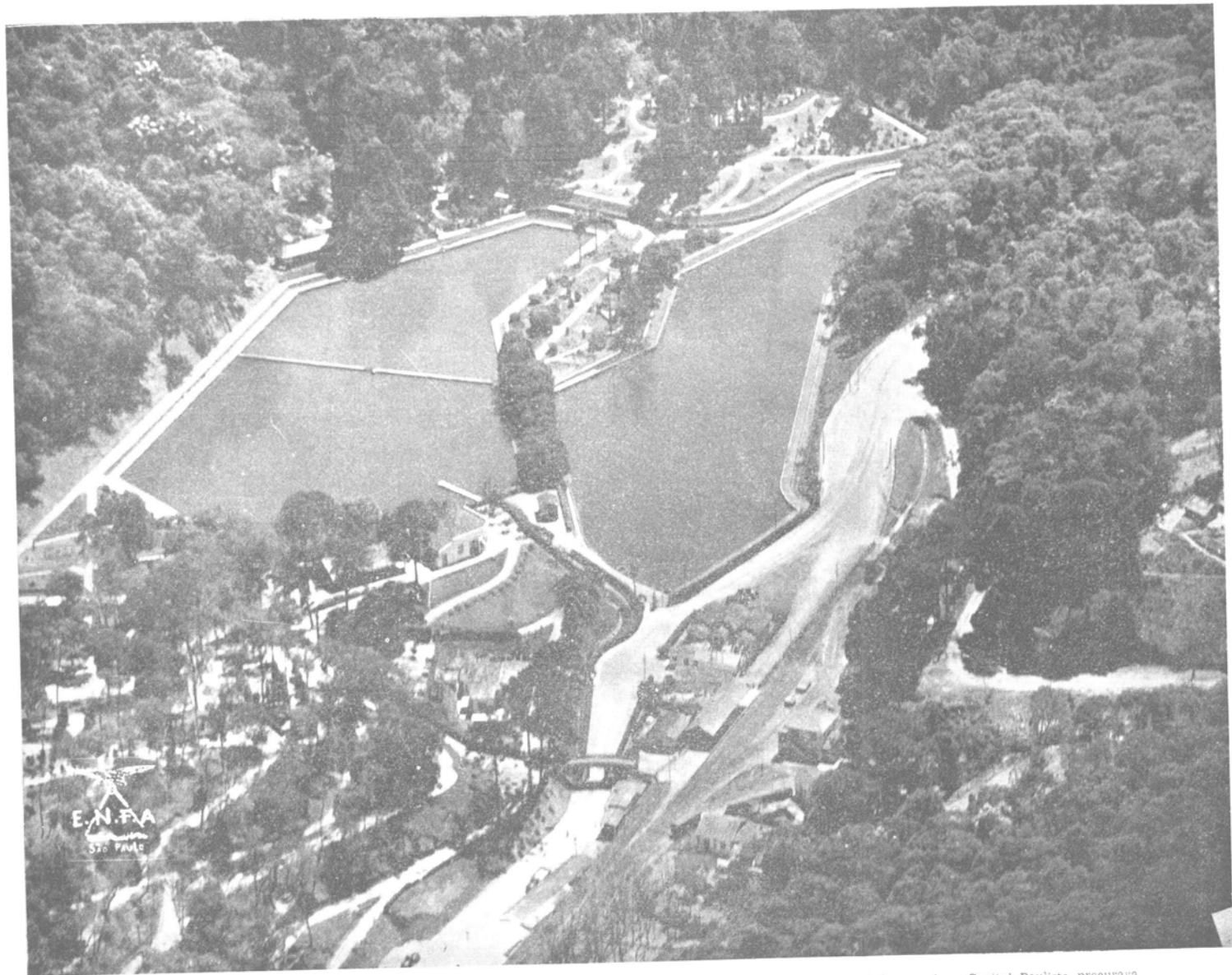
Área equivalente da seção = $F = 6.0 + 8 \times 0.182 = 7.45 \text{ cm}^2$
 por cm de geratriz.

Distância do bordo inferior ao eixo de gravidade = y

$$Y = \frac{60 \times 3.0 - 8 \times 0.032 \times 3.5 - 8 \times 0.150 \times 6.0/5}{7.45} = 3.52$$

Momento de inércia relativa ao eixo de gravidade = J

$$J = \frac{6^3}{12} + 6 (0.44)^2 + 0.150 \times 8 (2.55)^2 + 0.032 \times 8 (0.02)^2 = 27.0 \text{ cm}^4$$



Vista do reservatório de água da Cantareira, do primeiro serviço de abastecimento de água de São Paulo, executado quando a Capital Paulista procurava atingir os seus primeiros 50.000 habitantes. (Gentileza da Empresa Nacional de Fotografias Aéreas).

Vértice

Incluindo o fator de segurança de 1.5 $\left\{ \begin{array}{l} M = + 0,331 \text{ mt} \\ N = + 0,326 \text{ t/m de geratriz} \end{array} \right.$

e = excentricidade de N relativa ao eixo geométrico

$$= \frac{0,331}{0,326} = 1,015 \text{ m} = 101,5 \text{ cm}$$

e_g = excentricidade relativa ao eixo de gravidade
 $= 101,5 - 0,4 = 101,1 \text{ cm}$.

$$\sigma = \frac{N}{F} - \frac{N \times e_g \times X}{T} \quad \text{onde } \sigma = \text{tensão no bordo considerado;} \\ X = \text{distância ao bordo considerado;}$$

$$\sigma_i = \frac{3,26}{7,45} - \frac{3,26 \times 101 \times 3,5}{27,0} = - 43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ de tração da face interna}$$

$$\sigma_e = + \frac{2,5}{3,5} \times 43 = + 31 \text{ kg/cm}^2 \text{ na face externa}$$

Imposta

$$M = 1,5 (- 0,2336) = - 0,354; N = + 1,5 \times 1,7882 = + 2,68$$

$$e_g = 0,134 + 0,004 = 0,138 \text{ m} = 13,0 \text{ cm}.$$

$$\sigma_i = \frac{26,8}{7,45} + \frac{26,8 \times 13,7 \times 3,5}{27,0} = 4 + 48 = + 52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = + 4 - \frac{48 \times 2,5}{3,5} = + 4 - 34 = - 30 \text{ kg/cm}^2$$

Soleira

$$M = 1,5 \times 0,2415 = 0,362; N = 1,5 \times 0,0071 = 0,0106$$

$$e_g = 34,2 \text{ m} - 0,004 = 3420 \text{ cm}$$

$$\sigma_i = - \frac{0,106 \times 3420 \times 3,5}{27,0} = - 47 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração}$$

$$\sigma_e = + \frac{2,5}{3,5} \times 47 = + 33 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão}$$

Observação

Para avaliar a tensão permanente mais desfavorável na cinta; é necessário conhecer a tensão permanente *na imposta*, como se verá adiante. Esta tensão é calculada com " n_v " (relação entre o módulo de elasticidade do aço e o "módulo de elasticidade verdadeira do concreto).

$n_v = n (1 + \delta E_c)$ (Vêr eq. 128.2. Página 197 de "Concreto Armado", por T. van Langendock).

$$n_v = 8 \left(1 + \frac{10}{3} \times 10^{-6} \times 262,5 \times 10^3 \right) = 15$$

Com êste valor de $n = 15$; $y = 3,82 \text{ cm}$ e $J = 30,0 \text{ cm}^4$

$$\sigma_i = + 48 \text{ kg/cm}^2; \sigma_e = - 23 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

A tensão correspondente na cinta $= - 23 \times 15 = - 350 \text{ kg/cm}^2$ de tração.

2.º Caso — SOLICITAÇÕES SEGUNDO MARQUARDT E
MARSTON — (CARGAS 1, 2, 4)
CARGA DA TERRA (segundo Marston)

$G_e = C y B^2$ (vêr p. 18 — *Beton v. Eisenbetonleitungen*)

onde G_e = carga sôbre o tubo em t/m

y = pêso específico aparente da terra.

B = diâmetro externo do tubo

C = coeficiente achado na tabela 1, para a proporção

$$H/B = \frac{1}{1.20} = 0.83$$

onde H é a altura da terra acima do vértice do tubo, e para o caso mais desfavorável (argila molhada).

para $C = 0.741$, $G_e = 0.741 \times 2 \times 1.20 = 2.1$ t/m.

Esta será a carga no caso de não ser a largura da vala $> 1.2 B$ (vêr fig. 14 p. 24). O fator de correção para efeito equivalente, quando aplicada a carga sôbre o tubo, apoiado êste sôbre *um ou dois cutelos*, será = 1.5 (vêr p. 67). Assim, a carga a empregar para calcular as sol-

licitações será de $\frac{2.1}{1.5} = 1.4$ t/m. (1).

No caso de ser necessária maior largura de vala do que $1.2 B$, o tubo passa a ser considerado como *colocado sob o atêrro* p. 24), fig.

e para $\frac{H}{B_1} = 0.83$, na fig. 11, pág. 22

admitindo $r_{sd} = 0.70$ (vêr pág. 26) onde r_{sd} é um coeficiente variável com os recalques do terreno; e $a = 0.70$, onde "a" é um coeficiente que depende da saliência que o tubo apresenta acima do apôio do atêrro (vêr fig. 9, pág. 13 a 15) mas que tem também características de coe-

ficiente semi-empírico (pág. 30), então $r_{sda} = 0.50$, e $\frac{H}{B_1} = \cong 0.80$

acha-se $C_d = 1.0$, a empregar na fórmula para achar a carga

$$G = c_d Y B_1^2 = 1.0 \times 2.0 \times 1.20^2 = 2.9$$
 t/m

Aplicando em seguida o coeficiente de segurança de 1.5 e o fator de redução de carga (devido à maior largura de vala que está sendo considerada) para o caso de "apôio comum" (vêr p. 14), cujo valôr é

obtido na fig. 51 p. 68 e é igual a 2.1, relativo a $\frac{H}{B_1} = 0.83$ e $a = 0.70$;

para "apôio comum": —

$$\frac{G \times 1.5}{1.5 \times 2.1} = \frac{2.9 \times 1.5}{1.5 \times 2.1} = 1.4$$
 t/m

Nota — (1) Foi empregado o fator 1.5 porque a tensão no concreto será calculada para carga equivalente aplicada sôbre a geratriz mais alta e o tubo apoiado sôbre a geratriz mais baixa, e não para carga e apôio sôbre quadrantes opostos, pois neste caso o fator seria 1.0 (vêr o livro de Marquardt, p. 67).

para apóio da 1.^a classe: —

$$\frac{2.9 \times 1.5}{1.5 \times 2.6} = 1.1 \text{ t/m}$$

SOLICITAÇÕES, segundo Marston

Serão calculadas para largura de vala ou 1.2 B, para a qual a carga acima calculada é de 1.4 t/m, (-) e mediante as fórmulas abaixo, deduzidas para o caso de carga concentrada ao longo da geratriz mais alta e apoiado o tubo sobre um cutelo (ou 2 cutelos) ao longo da geratriz mais baixa (vêr p. 438 do *Handbuch fur Eisenbetonbau*).

$$M_{\varphi} = - P\rho \frac{\text{sen}\varphi}{2} - \frac{1}{\pi}$$

$$N_{\varphi} = P/2 \text{ sen } \varphi$$

onde φ = Ângulo que faz a secção radial em aprêço com o diâmetro vertical a contar do vértice.

ρ = raio médio de curvatura.

P = carga aplicada sobre a geratriz mais alta.

M φ = momento fletor na secção determinada por φ .

N φ = solicitação normal à secção considerada.

CARGA (4) — Pêso da Terra

Vértice

$$M_{\varphi} = - 1.4 \times 0.56 \left(0 = - \frac{1}{\pi} = - 0.318 \right) = + 0.250$$

$$N_{\varphi} = \frac{1.4}{2} \times 0 = 0$$

Imposta

$$M_{\pi/2} = - 1.4 \times 0.56 \left(0.500 - 0.318 = 0.182 \right) = - 0.1425$$

$$N_{\pi/2} = \frac{1.4}{2} \times 1.0 = + 0.70$$

Soleira

$$M_{\pi} = - 1.4 \times 0.56 \left(0 - 0.318 \right) = + 0.250$$

$$N_{\pi} = \frac{1.4}{2} \times 0 = 0$$

A convenção para os sinais é a mesma adotada por Marquardt: —

Momento positivo quando o raio tende a aumentar.

Solicitação normal positiva é de compressão.

2.^o Caso — RESUMO DAS SOLICITAÇÕES SEGUNDO MARQUARDT E MARSTON

Posição	M	M
Vértice	+ 0.2183	- 0.1938
Imposta	- 0.1531	+ 0.5688
Soleira	+ 0.2325	- 0.4261

(-) = Foi tomado 1.4 t/m por ser = 1.4 t/m calculada para largura de vala > 1.2 B.

As solicitações não incluem o fator de segurança de 1.5.

Tensões (Solicitações segundo Marquardt e Marston) — 2.º Caso

Vértice

$$M = + 0.2183 \times 1.5 = 0.327; N = - 0.1938 \times 1.5 = - 0.288$$

$$e_g = 1.17 + 0.004 = 1.175 \text{ m} = 117.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{2.88}{7.45} - \frac{2.88 \times 117.5 \times 3.5}{27.0} = 0 - 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{2.5}{3.5} \times 44 = + 31 \text{ kg/cm}^2$$

Imposta

$$M = - 1.5 \times 0.1531 = - 0.236; N = + 1.5 \times 0.5688 = + 0.850$$

$$e_g = 0.277 - 0.004 = 0.273 \text{ m} = 27,3 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{8.5}{7.45} + \frac{8.5 \times 27.3 \times 3.5}{27.0} = 1 + 30 = 31 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão}$$

$$\sigma_e = 1 - 30 \times \frac{2.5}{3.5} = 1 - 23 = - 22 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração}$$

Soleira

$$M = + 1.5 \times 0.2325 = + 0.349; N = - 1.5 \times 0.4261 = - 0.640$$

$$e_g = 0.545 + 0.005 = 0.005 \text{ m} = 55 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = - \frac{6.40}{7.45} - \frac{6.40 \times 55 \times 3.5}{27.0} = - 1 - 46 = - 47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = - 1 + 46 \times \frac{2.5}{3.5} = - 1 + 33 = + 32 \text{ kg/cm}^2$$

Observações

Para o vértice e soleira, os resultados são equivalentes nos dois casos (1.º e 2.º).

Na *Imposta*, o 1.º Caso acusa tensão de tração 8 kg/cm² mais elevada que no 2.º caso.

2.º Caso: —

Calculado com $n = 15$; $y = 3.82 \text{ cm}$; $J = 30.00 \text{ cm}^4$

$\sigma_1 = + 31 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_e = - 15 \text{ kg/cm}^2$ de tração.

A tração da cinta = $- 15 \times 15 = - 225 \text{ kg/cm}^2 \approx (- 22 \times 8 = - 200)$, calculado com $n = 8$.

CARGA (3) — TENSÕES ORIGINADAS PELA CINTA, PELA PRESSÃO INTERNA, DEFORMAÇÃO LENTA E RETRAÇÃO NO CONCRETO.

Tendo calculado as solicitações e tensões causadas pelas cargas 1, 2 e 4, serão agora determinadas as tensões originadas no concreto pela cinta, pressão interna, e deformação do concreto. As solicitações normais à secção que correspondem a essas tensões serão combinadas com as solicitações devidas às cargas (1), (2) e (4), para determinação das tensões resultantes, caso não possa ser empregada para este fim a simples superposição das tensões.

A capa protetora da cinta não será considerada no cálculo.

A parede do tubo será considerada delgada.

Não sendo conhecida a tensão na cinta quando se ache vazio o tubo, será necessário determiná-la, para que se possa saber qual é a compressão inicial no concreto. Para isto serão empregadas as fórmulas deduzidas pelo eng. J. M. de Toledo Malta no Boletim n.º 1 da R.A.E., para parede delgada.

$$\tau_c = \frac{pa - e \lambda E_r}{d + ne} \quad \tau_r = \frac{npa + d \lambda E_r}{d + ne}$$

onde: — p = pressão interna; a = raio interno do tubo = 52.0 cm
 e = espessura da luva fitícia (cinta) = 0.150 cm
 d = espessura equivalente da parede do tubo = 6.26 cm
 n = 8 = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

λE_r = tensão prévia na cinta antes da deformação imediata do concreto; τ_r e τ_c são as tensões na cinta e no concreto.

CONDIÇÃO "A" (limite superior de tensão na cinta = 5.000 kg/cm²)

Os dados estabelecem que: quando p = 10 kg/cm² e $\tau_r = 5.000$ kg/cm²

$$\lambda E_r = \frac{5000 (6.26 - 8 - 0.150 = 7.46) - 8 \times 10 \times 52}{6.26} = 5320 \text{ kg/cm}^2$$

para p = 0;

$$\tau_r = \frac{6.26 \times 5320}{6.26 - 8 \times 0.150 = 7.46} = 4450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_c = \frac{0.150 \times 5320}{7.46} = - 107 < - 125 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Satisfaz}$$

a especificação

CONDIÇÃO "B" (Limite inferior de tensão na cinta = 3.500 kg/cm²)

$$\lambda E_r = \frac{3500 \times 7.46 - 8 \times 10 \times 52}{6.26} = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

para p = 0;

$$\tau_r = \frac{6.26 \times 3500}{7.46} = 2920 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_c = \frac{0.150 \times 3500}{7.46} = - 70 \text{ kg/cm}^2$$

O Efeito da Pressão Interna, Tensão Prévia na Cinta, Deformação Lenta e da Retração do Concreto.

DADOS:

Secção de concreto do nucleo = $S'_c = 6.0 \text{ cm}^2/\text{cm}$ de geratriz
 " " aço da cinta = $S_a = 0.150$ " " "
 " " aço da armadura = $S'_a = 0.032$ " " "

Taxa da armadura = $\mu' = 0.0053$

Taxa da cinta = $\mu'_a = 0.0250$

Taxa total = $\mu'_t = 0.0303$

Pressão de serviço = 4 kg/cm^2

Módulo de Elasticidade do aço = $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidade do concreto = $262.5 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$

Relação entre os módulos acima = $n = 8$

Taxa de deforma-
ção lenta do con-
creto = δ_t $\left\{ \begin{array}{l} \text{ao ar livre} = 10 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ \text{em ambiente úmido} = \frac{10}{3} \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \end{array} \right.$

Taxa de retração $\left\{ \begin{array}{l} \text{antes da reversão da retração} = 400 \times 10^{-6} \text{ cm/cm} \\ \text{do concreto} = \varepsilon_2 \left| \text{depois da reversão} = 100 \times 10^{-6} \text{ cm/cm} \right. \end{array} \right.$

AS TENSÕES RESULTANTES DA CARGA (3)

Serão empregadas as fórmulas deduzidas por T. van Langendonck na pág. 323 do V. I de "Concreto Armado", edição de 1941, sendo eliminado ε_1 porque é admitido que a cinta é colocada antes da retração do concreto. No caso de ser o tubo empregado pouco depois de fabricado, o valor ε_a será modificado pela pressão interna. Por esta razão será designado por ε'_a sempre que acompanhe a constante K; podendo tomar assim o valor modificado, caso necessário.

$$\sigma_a = E_f \left(\frac{F}{E_f S_a} - K \varepsilon'_a - \frac{\varepsilon_a}{1 + \mu'_t n} \right) + \Delta \sigma_a$$

$$\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_a + K \varepsilon'_a + \frac{\varepsilon_2}{1 + \mu'_t n} \right) + \Delta \sigma_f$$

$$\sigma_t = - E_f \left(\frac{\varepsilon_a}{n} - K \varepsilon'_a \mu'_t - \frac{\varepsilon_2 \mu'_t}{1 + \mu'_t n} \right) + \Delta \sigma_t$$

$$\varepsilon_a = \frac{F = \tau_f \times S_a}{E_c S'_c (1 + \mu'_t n)}; k = E_f \frac{\mu'_t}{1 + \mu'_t n}; K = \frac{1 - e^{-k} e^t}{\mu'_t n}$$

$$\Delta \sigma_t = \frac{N = p \times a}{S'_c (1 + \mu'_t n)}; \Delta \sigma_a = \Delta \sigma_f = n \Delta \sigma_t; \varepsilon'_a = \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_a - \frac{\Delta \sigma_t}{E_c} \\ \text{ou } \varepsilon_a \end{array} \right.$$

onde:

$\sigma_a, \sigma_f, \sigma_t$ = Tensão na cinta, armadura e concreto depois da deformação lenta e da retração, mais o efeito da pressão interna.

ε_a = deformação unitária imediata no concreto, originado pela pressão inicial (F) da cinta.

ε_2 = taxa de retração do concreto depois da aplicação da cinta.

n = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

e = base Neperiana.

E_f e E_c = módulos de elasticidade do aço e do concreto.

F = tração total da luva fictícia (secção equivalente da cinta) por unidade de geratriz do tubo, quando vazio.

$\Delta\sigma_a, \Delta\sigma_t, \Delta\sigma_c$ = tensão na cinta, armadura e concreto, respectivamente originada pela pressão interna.

N = tração total do concreto, originada pela pressão interna, por unidade de geratriz do tubo.

$\dot{\epsilon}_t$ = taxa de deformação lenta.

S'_c = secção da parede do tubo núcleo por unidade de geratriz do tubo.

τ_t = tensão na cinta, logo após sua colocação.

S'_a = secção da luva fictícia (cinta), por unidade de geratriz do tubo.

p = pressão interna, de serviço.

a = raio interno do tubo.

μ' = taxa de armadura interna, relativa à parede do tubo núcleo.

μ'_a = taxa da cinta, relativa ao tubo núcleo.

$\mu'_t = \mu' + \mu'_a$

TENSÕES FINAIS — *As tensões provisórias mais desfavoráveis.*

Na Cinta. A tensão máxima a que está sujeita a cinta é apenas momentânea, ocorre antes da deformação imediata do concreto, ao ser ela aplicada. Contudo, se esta tensão exceder o limite de proporcionalidade, este limite poderá ser reduzido provisoriamente a um valor inferior a tensões na cinta depois da deformação imediata do concreto e poderá então haver deformação lenta no aço, o que não está previsto nas fórmulas empregadas.

1) A tensão prévia na cinta antes da deformação imediata do concreto, na condição "A", é a máxima tração provisória a prevêr.

No Concreto.

2) A máxima tração é provisória, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, na soleira, depois da deformação, lenta e antes da reversão da retração do concreto, quando sujeito à pressão de serviço, e às sobrecargas (1) + (2) + (4). Tensão na cinta na condição "B".

3) A máxima compressão é provisória, ocorre quando o tubo é empregado pouco tempo depois de fabricado, na soleira, antes da deformação lenta e depois da reversão da retração, quando vazio o tubo, e sujeito às sobrecargas citadas. Cinta na condição "A".

Na armadura tangencial interna

4) A máxima compressão é provisória, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, depois da deformação lenta e antes da reversão da retração do concreto, tubo vazio, cinta na condição "A".

Na armadura longitudinal

5) A máxima tração é provisória; é a tensão prévia antes da deformação imediata do concreto.

As tensões permanentes mais desfavoráveis na cinta

6) A máxima tração permanente, ocorre quando o tubo é empregado pouco tempo depois de fabricado, na imposta, depois da deforma-

ção lenta, e da reversão da retração do concreto, cinta na condição "A", tubo sob pressão de serviço e sobrecargas (1) + (2) + (4).

No Concreto

7) A mínima compressão permanente, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, depois da deformação lenta e da reversão da retração do concreto, na soleira, sob pressão de serviço e sobrecargas citadas, cinta na condição "B".

Na Armadura Tangencial Interna

8) A máxima compressão permanente, ocorre quando o tubo é empregado longo tempo depois de fabricado, depois da deformação lenta e da reversão da retração do concreto, sob pressão de serviço, cinta na condição "A".

Na Armadura Longitudinal

9) A máxima tração permanente, ocorre depois da deformação lenta e da reversão da retração do concreto, tubo empregado pouco tempo depois de fabricado.

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES FINAIS

Serão examinadas primeiramente as tensões na cinta e no concreto, referentes aos números citados nos títulos "Tensões provisórias mais desfavoráveis" e "Tensões permanentes mais desfavoráveis".

Cinta.

1) A tensão prévia $\lambda E_r = 5300 \text{ kg/cm}^2$. Portanto o limite de proporcionalidade do aço terá de ser superior a esse valôr, ou igual a êle.

6) Para satisfazer às condições dêste número: —

$$\tau_r = 4450 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \quad \delta_t = \frac{10}{3} \times 10^{-6}; \quad \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6};$$

$$\epsilon'_a = \epsilon_n - \frac{\Delta \sigma_t}{E_c}$$

$$p = 4 \text{ kg/cm}^2; \quad n \sigma_c = \frac{350 + 225}{2} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1 - \frac{1}{e^k \delta_t}}{\mu'_t n} = \frac{1 - \frac{1}{e^{0,172}}}{0,242} = 0,650$$

$$k = E_r \frac{\mu'_t}{1 + \mu'_t n} = \frac{2,1 \times 10^{-6} \times 0,0303}{1 - 0,0303 \times 8} = 2,1 \times 0,0245 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon'_a = \frac{4450 \times 0,150}{262,5 \times 10^3 \times 6 \times 1,042} - \frac{4 \times 52}{E_c \times 6,0 \times 1,242} = (405 - 106) \times 10^{-6}$$

Observação - Na realidade, as tensões permanentes no concreto serão menores, pois o efeito das cargas 1 + 2 + 4 calculadas com n_r relativo a $\delta_t = 10 \times 10^{-6}$ e $\frac{10}{3} \times 10^{-6}$, é menor do que calculado com $n = 8$. Vêr cálculo no tubo para Santo Amaro, onde a tensão calculada com $n = 8$ é de 42 kg/cm^2 de tração e com $n_r = 30$ é de 35 kg/cm^2 .

$$\epsilon'_a = 299 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_a = + 4450 - 2.1 \times 10^6 \left(0.650 \times 299 \times 10^{-6} - \frac{100 \times 10^{-6}}{1.242} \right) + n \Delta \sigma_t$$

$$= 4450 - 410 - 170 - (8 \times 28 = 220) = 4090 \text{ kg/cm}^2.$$

Somando a tração permanente da face externa da inposta, devida às cargas (1), (2) e (4), =

média do 1.^o e 2.^o casos = 300 kg/cm².

A tensão permanente = ≈ 4400 kg/cm².

O limite de resistência do aço será superior a $\frac{4400}{0.4}$, ou seja 11000

kg/cm², o qual satisfaz igualmente a exigência de ser este limite superior a 1.8 (limite de proporcionalidade = 5300), ou seja a 9500 kg/cm².

Concreto

2) Condições a satisfazer, referentes a este número:

$$\tau_t = 2920 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \sigma_t = 10 \times 10^{-6}; \epsilon_2 = 400 \times 10^{-6};$$

$$\epsilon'_a = \epsilon_n$$

$$p = 4 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_1 = 47 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 2.1 \times 0.0245 \times 10^{-6} \text{ (o mesmo valor anterior)}$$

$$K = \frac{1 - \frac{1}{e^{0.9516}}}{0.242} = 1.665 \epsilon'_a = \frac{2920 \times 0.150}{E_c \times 6.0 \times 1.042} = 267 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_t = - 2.1 \times 10^6 \frac{267 \times 10^{-6}}{8} - 1.665 \times 267 \times 10^{-6} \times 0.0303 -$$

$$\frac{400 \times 10^{-6} \times 0.0303}{1.242}$$

$$\sigma_t = - 70 + 28 + 20 - (\Delta \sigma_t = 28) = + 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração simples}$$

$$\sigma_t \text{ na soleira} = \begin{array}{r} + 47 \\ + 53 \end{array} \text{ " " " " à flexão composta}$$

$$+ 53 > 42 \quad \text{Não satisfaz}$$

Como a tração no concreto se aproxima, ou excede o limite de resistência do concreto à tração simples, é necessário levar em conta a variação do módulo de elasticidade, o que será feito adotando o critério indicado por T. van Langendonck, na pág. 158, nota 160 de "Concreto Armado", com as mesmas notações do autor:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{ts}} = \frac{\frac{N}{S} + a \frac{M}{W}}{\frac{N}{S} + \frac{M}{W}}, \text{ onde "a"} = 2 \text{ para secção retangular}$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{ts}} = \text{tração à flexão composta}$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{ts}} = \text{tração simples}$$

$$M = \text{momento flector}; \quad W = \text{momento resistente}$$

$$S = 7.45 \text{ cm}^2 = \text{área da secção equivalente}$$

$$N = 7.45 \times 60 - \frac{0.0106 \times 1000}{100} \text{ (vêr 1.º caso) } = 44.70 - 0.11 = 44.59 \text{ kg/cm}^2 \text{ de geratriz}$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ts} \cdot 6 + 2 \frac{362 \times 3.5}{27.0}}{6 + 47} = \frac{\sigma_{ts}}{6 + 47} \times 1.9 = 53$$

$$\sigma_{ts} = 28 \text{ kg/cm}^2 > 21 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Não satisfaz.

Perda máxima de tensão na cinta.

$$\frac{\frac{107}{70} \times 28 + 20}{0.030} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

7) *Condições referentes a este número*

$\left\{ \begin{array}{l} \tau_t = 2920 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = 10 \times 10^{-6}; \epsilon_2 = 100 \times 10^6; \\ p = 4 \text{ kg/cm}^2; \sigma_1 = 47 \text{ kg/cm}^2; \epsilon'_a = \epsilon_a; \end{array} \right\}; \sigma_t = -70 + 28 + 5 + (\Delta \sigma_t = 28) = -9 \text{ kg/cm}^2 \text{ a compressão simples; } \sigma_1 \text{ na soleira} = \dots + 47 \text{ kg/cm}^2 \text{ a tração em flexão composta (Notar que a flexão é praticamente flexão simples, pois } N \sim 0.0)$

∴ *A condição de não haver tração permanente no concreto não foi satisfeita.*

TUBO D' (parede de 6,5 cm; espessura fictícia da cinta 1,95 mm (Tubo para resistência mínima do concreto igual a 300 kg/cm² aos 28 dias).

Como foi visto, o tubo proposto não satisfaz à especificação, mesmo que se consiga aço com as características especificadas.

Será necessário empregar maiores compressões no concreto, e para reduzir o acréscimo de perda de compressão devida à deformação lenta (originada pelas maiores compressões) e também para reduzir a perda de compressão devida à retração (originada pela armadura tangencial interna e pela cinta) a secção total de aço será reduzida ao mínimo eliminando a armadura tangencial interna e empregando as mais altas tensões que o aço admite em face das especificações.

A mais alta tensão provisória admissível é igual ao limite de proporcionalidade do aço. Esta tensão provisória é momentânea, podendo exceder a tensão existente logo após a deformação imediata, de cerca de 1000 kg/m². No caso dessa tensão momentânea exceder o limite de proporcionalidade, este limite será reduzido provisoriamente, podendo então ser inferior à tensão logo após a deformação imediata, originando assim, deformação lenta no aço o que não está previsto nas fórmulas.

O novo limite de proporcionalidade varia com a tensão momentânea, desde que esta exceda o limite da proporcionalidade inicial.

Chamando λE_r esta tensão momentânea, seu valor ótimo seria atingido quando $E_r \times c = \tau_t =$ novo limite de proporcionalidade, onde "c" é uma constante dependente das secções de aço, de concreto, e de "n", e τ_t é a tensão a empregar na cinta logo após a deformação imediata do concreto, tensão esta que seria determinada por experiência.

Seria assim, possível um melhor aproveitamento do aço. Por esta razão estou acrescentando que o ensaio para determinar o limite de proporcionalidade poderá ser feito pouco depois de sujeito o aço a tensão momentânea λE_r , exigindo neste caso que o limite de proporcionalidade seja igual ou superior à máxima tensão na cinta logo após a deformação imediata.

TUBO D'

Dados $\left\{ \begin{array}{l} \text{Diâmetro interno} = 104,0 \text{ cm; espessura da parede} = 6.5 \text{ cm.} \\ \text{Armadura longitudinal} - 22 \phi \text{ de } 5/16''; \text{ espessura da luva} \\ \text{fictícia} = 1.95 \text{ mm.} \end{array} \right.$

Armadura tangencial interna — não tem; capa de 2.0 cm. de espessura.

$r = 0.5625 \text{ m; } g = 2.04 \text{ t/m} = 0.085 \times 1.0 \text{ l; } 0 \times 2,4 = 2.04.$
Onde 0.085 é a espessura da parede + capa e r é o raio médio do tubo + a capa de 0.020 m).

SOLICITAÇÕES SEGUNDO MARQUARDT

1) Pêso próprio.

Vértice.

$$M = + 0.3448 g r^2 = 0.3448 \times 0.204 \times (0.5625)^2 = + 0.0220.$$

$$N = - 0.1666 g r = - 0.1666 \times 0.204 \times 0.5 \times 0.5625 = - 0.0191 .$$

Imposta.

$$M = - 0.3927 g r^2 = - 0.3927 \times 0.204 \times (0.5625)^2 = - 0.0256.$$

$$N = + 1.5708 g r = + 1.5708 \times 0.204 \times 0.5625 = + 0.1805.$$

Soleira.

$$M = + 0.4408 g r^2 = + 0.4460 \times 0.20 \times (0.5625)^2 = + 0.0284.$$

$$N = + 0.1666 g r = + 0.1666 \times 0.204 \times 0.5625 = + 0.01866.$$

2) Agua até o vértice.

Vértice.

$$M = + 0.1724 Yw r^3 = + 0.1724 \times 1 \times (0.5625)^3 = + 0.0306.$$

$$N = - 0.5833 Yw r^2 = - 0.5833 \times 1 \times (0.5625)^2 = - 0.1842.$$

Imposta.

$$M = - 0.1964 Yw r^3 = - 0.1964 \times 1 \times (0.5625)^3 = - 0.0349.$$

$$N = - 0.2146 Yw r^2 = - 0.2146 \times 1 \times (0.5625)^2 = - 0.0677.$$

Soleira.

$$M = + 0.2203 Yw r^3 = + 0.2203 \times 1 \times (0.5625)^3 = + 0.0391.$$

$$N = - 1.4167 Yw r^2 = - 1.4167 \times 1 \times (0.5625)^2 = - 0.4470.$$

4) Pêso da terra.

Carga Vertical.

Vértice.

$$M = + 0.2500 Ys r^2 t = 0.2500 \times 2 \times (0.5625)^2 \times 1.5 = + 0.2365.$$

$$N = 0.$$

Imposta.

$$M = - 0.2500 Ys r^2 t = - 0.2500 \times 2 \times (0.5625)^2 \times 1.5 = - 0.2365.$$

$$N = - Ys r t = - 2 \times 0.5625 \times 1.5 = + 1.685.$$

Soleira

$$M = + 0.2500 Ys r^2 t = + 0.2500 \times 2 \times (0.5625)^2 \times 1.5 = + 0.2365.$$

$$N = 0.$$

*Carga Horizontal.**Vértice.*

$$M = - 0.2500 Y_s r^2 t = - 0.2500 \times 2 \times 0.25 \times (0.5625)^2 \times 1.5 = - 0.595.$$

$$N = + Y_s \lambda r t = + 2 \times 0.25 \times 0.5625 \times 1.5 = + 0.422.$$

Imposta.

$$M = + 0.2500 Y_s \lambda r^2 t = 0.2500 \times 2 \times 0.25 \times (0.5625)^2 \times 1.5 = + 0.0595.$$

$$N = + 0,0.$$

Soleira.

$$M = - 0.2500 Y_s \lambda r^2 t = - 0.0595.$$

$$N = + Y_s \lambda r t = + 0.422.$$

RESUMO DAS SOLICITAÇÕES SEGUNDO MARQUARDT
Em Tm e T por metro de geratriz
EXCLUSIVÉ O COEFICIENTE DE SEGURANÇA

Carga	<i>Vértice</i>		<i>Imposta</i>		<i>Soleira</i>		
	M	N	M	N	M	N	
1)	+ 0.0220	- 0.0191	- 0.0256	+ 0.1805	+ 0.0284	+ 0.0187	
2)	+ 0.0306	- 0.1842	- 0.0349	- 0.0677	+ 0.0391	- 0.4470	
4)	Ver- tical	+ 0.2365	+ 0.0000	- 0.2365	+ 1.6850	+ 0.2365	+ 0.0000
	Hori- zontal	- 0.0595	+ 0.4220	+ 0.0595	+ 0.0000	- 0.0595	+ 0.4220
Σ	+ 0.2296	+ 0.2187	- 0.2375	+ 1.7978	+ 0.2445	- 0.0063	

Condição B

$$\tau_r = 4000; \tau_c = 120 \text{ para } p = 0; e = \frac{120 \times 6.5}{4000} = 0.195 \text{ cm}$$

$$\lambda E_r = \frac{4000 \cdot 6.5 - 0.195 \times 8 = 8.53}{6.5} = 4960 \text{ kg/cm}^2$$

Condição A

$$\tau_r = 550; e = 0.195; \lambda E_r = 6820 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_c = 165.$$

$$\begin{aligned} \text{A variação da tensão prévia antes da deformação imediata} \\ = 6820 - 4860 = 1840 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

portanto uma tolerância ainda maior do que a que foi prevista na proposta.

A proporção do totla de aço em relação à espessura do concreto

$$\mu'_t = = 0.0300$$

portanto igual à da proposta (0.0303).

TENSÕES ORIGINADAS PELAS CARGAS 1 + 2 + 4

$$\lambda = \frac{6.5 \times 3.25 + 8 \times 0.195 \times 6.60}{8.06} = 3.89 \text{ cm da face interna}$$

o eixo geométrico se acha a 3.25 cm da face interna
diferença entre eixos = 0.64 cm.

$$J = 36.8 \text{ cm}^4$$

Soleira

$$\sigma_1 = - \frac{367 \times 3.89}{36.8} = - 39 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_c = + 39 \times \frac{2.61}{3.89} = 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

Imposta

$$e_g = 13.8 \text{ cm}; \sigma_e = \frac{26.9}{8.06} - \frac{26.9}{36.8} \times 13.8 \times 2.61 = + 3 - 26 = - 23 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

TENSÕES ORIGINADAS POR TODAS AS CARGAS

Concreto (7) — condições referentes a este número:

$$\tau_t = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = 10 \times 10^{-6}; \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6};$$

$$p = 4 \text{ kg/cm}^2; \sigma_1 = 39 \text{ kg/cm}^2; \epsilon'_a = \epsilon_a$$

$$k = \frac{2.1 \times 0.030 \times 10^{-6}}{1.240} = 2.1 \times 10^{-6} \times 0.0225$$

$$k \delta_t = 0.508; e^{0.508} = 1.662; K = \frac{1 - 0.602}{0.200} = 1.71$$

$$\epsilon'_a = \epsilon_a = \frac{4000 \times 0.195}{E_c \times 6.5} = 457 \times 10^6$$

$$\sigma_t = - 120 + 48 + 5 + (\Delta \sigma_t = 26) = - 41$$

$$\frac{\sigma_1 = + 39}{\text{Soma} = - 2 \text{ kg/cm}^2}$$

compressão final = - 2 kg/cm² à flexão composta.

∴ Satisfaz à especificação. (*)

(2) Condições referentes a este número

São as mesmas do número (7) exceto que $\epsilon_2 = 400 \times 10^{-6}$

$$\sigma_t = - 26 \text{ kg/cm}^2 \text{ a compressão axial}$$

$$\sigma_1 = \frac{+ 39 \text{ kg/cm}^2 \text{ a flexão composta}}{+ 13}$$

$$\sigma_{tk} = 3 < 21 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Satisfaz à especificação.

Notar que a flexão é praticamente flexão simples, pois $N \sim 0.0$

NOTA: (*) A perda máxima de tensão na cinta, no caso das condições do (n.º 7), originada pela deformação lenta e retração do concreto (antes da reversão da retração),

$$= \frac{48 \times 5500/4000 + 20}{0.030} = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Observar que a compressão inicial no concreto = 165 kg/cm².

(3) Condições referentes a este número (**)

$$p = 0; \tau_r = 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \sigma_t = 0; \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6} \\ = -24 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão na soleira}$$

$$\epsilon_a = \frac{5500 \times 0.195}{E_c \times 6.5} = 628 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_t = -165 - 5 = -160$$

$$\sigma_a = \underline{\quad \quad \quad - 24}$$

$$\Sigma = -184 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

$$\frac{-184}{0.6} = -300 \text{ kg/cm}^2 = \text{resistência requerida pela especificação para o concreto aos 28 dias de idade.}$$

∴ Satisfaz, desde que o concreto tenha a resistência citada.

Cinta (1) Condições referentes a este número:

$$\tau_r = 5500 \text{ kg/cm}^2; \delta_t = 0; \epsilon_2 = 0; p = 0; \\ \lambda E_r = 6820 \text{ kg/cm}^2 = \text{tração momentânea na cinta por ocasião de sua colocação, antes da deformação imediata do concreto.}$$

O limite de proporcionalidade do aço deverá ser igual ou superior a 6800 kg/cm², se ensaiado sem sujeitá-lo previamente a esta tensão.

Deverá ser igual ou superior a 550 kg/cm² se ensaiado pouco depois de sujeito a tensão de 6800 kg/cm². E' bastante satisfazer a um dos ensaios:

(6) Condições referentes a este número:

$$\tau_r = 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = \frac{10}{3} \times 10^{-6}; \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon'_a = \epsilon_a - \frac{\Delta \sigma_t}{E_c}; \sigma_e = 23 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração na imposta; } p = 4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$K = \frac{1 - e^{0.158}}{0.240} = 0.608; \epsilon'_a = (628 - 99 = 529) \times 10^{-6}$$

$$\sigma_a = 5500 - 680 - 170 - 210 = 4860$$

$$n \sigma_e = \underline{180}$$

$$\text{total } 5040 \text{ kg/cm}^2$$

O limite de resistência deverá ser igual ou superior a 12500

$$\text{kg/cm}^2 \left(= \frac{5000}{0.4} = 12500 \right)$$

(**) As condições previstas neste número (3), não apresentam muita probabilidade de realização. Será para isso necessário que o tubo empregado pouco tempo depois de fabricado seja posto em serviço durante um pequeno período, digamos 10 a 30 dias e então retirada a pressão interna. Contudo, a exigência não é exagerada, quando seja considerado que a compressão no concreto, calculada para parede delgada é na face interna cerca de 10% mais baixa do que a compressão real e que a tolerância para variações da espessura da parede é de 5%. Somando as duas, 15%, o que elevará a tensão inicial a $165 + 0.15 \times 165 = 189 \text{ kg/cm}^2$, ou seja 63% da resistência exigida de 300 kg/cm².

Armadura Longitudinal

Na proposta não está prevista tensão prévia nesta armadura. Admitindo uma tensão inicial de 0.5 do limite de resistência do aço 37-CA, passo a verificar a tensão final da mesma:

5) condições a satisfazer: $\lambda E_r < 0.8$ do limite de escoamento do aço ($= 0.8 \times 2400 = 1920 \text{ kg/cm}^2$). Esta condição estará satisfeita, pois 0.5 do limite de resistência $= 0.5 \times 3700 = 1850 < 1920$.

9) Condições a satisfazer: $\delta_t = \frac{10}{3} \text{ s } 10^{-6}$;

$\epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}$;

$\sigma_a < 0.4$ do limite de resistência ($= 0.4 \times 3700 = \sim 1500$);

$\sigma_a < (0.625 \times 240 = 1500)$.

$\mu'_a = \frac{10.89 = \text{secção de armadura longitudinal}}{\pi (58.5^2 - 52^2) = 2257} = 0.0048$

$k = E_r \frac{\mu'_a}{1 + \mu'_a n} = \frac{2.1 \times 10^{-6} \times 0.0048}{1.038} = 2.1 \times 10^{-6} \times 0.0046$

$K = \frac{1 - e^{k \delta_t}}{\mu'_a n} = \frac{0.033}{0.038} = 0.870$

$\sigma_r = \frac{2257 \times (\lambda E_r = 1850)}{2257 - 10.89 \times 8 = 2344} = 1780$; $\epsilon_a = \frac{1870 \times 10,89}{E_c \times 2344} = 31.6 \times 10^{-6}$

$\sigma_a = 1780 - 2.10 \times 10^{-6} \times 0.870 \times 31.6 \times 10^{-6}$

$= \frac{100 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^{-6}}{1038} = 1780 - 60 - 200 = \sim 1500 \text{ kg/cm}^2$

$\sim 0.4 \sigma_r \sim 1500 \text{ kg/cm}^2$

\therefore Satisfaz.

A tensão acima foi calculada empregando fórmulas para *armadura não aderente*, citada atrás. A seguir será calculada a mesma tensão, empregando a fórmula para *armadura aderente*, dada na pág. 328, sob n.º 201.1 de "Concreto Armado".

$\sigma_a = \frac{(1 - \mu'_a n K) \frac{F}{S_a} - \epsilon_r E_r}{1 + \mu'_a}$, onde $\frac{F}{S_a}$ = tensão inicial na arma-

dura, antes da deformação inicial do concreto $= \lambda E_r$; $\epsilon_r = \epsilon_2$; os outros símbolos têm os mesmos significados anteriores.

$\sigma_a = \frac{(1 - 0.0048 \times 8 \times 0.870) \times 1850 - 100 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^{-6}}{1.038} =$

$\sim 1500 \text{ kg/cm}^2$.

Assim se verifica que o resultado é o mesmo nos dois casos. A diferença entre as duas fórmulas é somente o ponto de partida: a primeira parte com a tensão na armadura após a deformação imediata do

concreto ($= \tau_r$) e a segunda com tensão inicial antes desta deformação ($= \frac{F}{S_a}$), notando-se que naquele caso a armadura de protensão é considerada na secção de concreto ao calcular ϵ_n .

Compressão resultante no concreto originada pela tensão prévia na armadura longitudinal.

$$\begin{aligned}\sigma_t &= - \sigma_n \mu'_n \text{ (vêr a 2.ª das equações 201.6, já citadas)} \\ &= - 1500 \times 0.0048 = - 7 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

TUBO D'' — (Parede de 7.0 cm; Espessura da luva fictícia = 0.166 cm) para resistência mínima de concreto = 250 kg/cm².

Espessura da parede — 7.0 cm.

Diâmetro interno = 104 cm.

Caso o concreto não alcance resistência mínima superior a 250 kg/cm² aos 28 dias, a espessura da luva fictícia poderá ser calculada como abaixo:

Compressão provisória máxima logo após a aplicação da cinta = $- 0.6 \times 250 - \left\{ \begin{array}{l} \text{a tração produzida pela retração, com} \\ \text{E}_2 = 100 \times 10^{-6} = + 5 \end{array} \right\} + (\text{compressão na soleira} = 24) = 131 \text{ kg/cm}^2$, onde 24 kg/cm² é a compressão na soleira, assumindo valor igual a do tubo D'.

Então, para $\sigma_t = 5500 \text{ kg/cm}^2$; $\tau_c = 131 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{para } \sigma_t = 4000 \text{ kg/cm}^2; \tau_c = \frac{4000}{5500} \times 131 = 95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Espessura da cinta} = e = \frac{95 \times 7.0}{4000} = 0.166 \text{ cm}$$

$$\mu'_t = \frac{0.166}{7.0} = 0.0237$$

Distância do eixo de gravidade do bordo interno = $y = 4.1 \text{ cm}$;
 $J = 43.1 \text{ cm}^2$

Admitindo as mesmas solicitações encontradas para o Tubo D'; as tensões serão:

$$\begin{aligned}\text{Soleira: } \sigma_1 &= + 35 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração} \\ \sigma_c &= - 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão}\end{aligned}$$

Imposta:

$$\sigma_n = + \frac{26.9}{8.33} - \frac{26.9 \times 13.8 \times 2.9}{43.1} = - 22 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

Concreto

$$\text{Condição (7) } \left\{ \begin{array}{l} \tau_r = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = 10 \times 10^{-6}; \\ \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6} \\ p = 4 \text{ kg/cm}^2; \sigma_1 = 35 \text{ kg/cm}^2; \epsilon'_n = \epsilon_n = 363 \times 10^{-6} \end{array} \right.$$

O valor de K (para $\mu'_t = 0.0237$) = 1.80

$$\sigma_t = -95 + 32 + 4 + (\Delta \sigma_t = 25) = -34$$

$$\sigma_t = +35$$

$$\Sigma = 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração, } \sim 0.0$$

∴ Satisfaz.

Condição (2) $\left\{ \begin{array}{l} \text{as mesmas que da condição (7) exceto que} \\ \epsilon_2 = 400 \times 10^{-6} \end{array} \right.$

$$\sigma_t = -95 + 32 + 16 + 25 = -22$$

$$\sigma_t = +35$$

$$\Sigma = +13 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração em flexão}$$

composta < 42 kg/cm²

∴ Satisfaz.

Condição (3) $\left\{ \begin{array}{l} \tau_t = 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = 0; \epsilon_2 = 160 \times 10^{-6} \\ p = 0; \sigma_e = -25 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

$$\sigma_t = -131 + 4 = -127$$

$$\sigma_e = -25$$

$$\Sigma = -152 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{152}{0.6} = 250 \text{ kg/cm}^2 = 250 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Satisfaz.

Cinta

Condição (10) $\left\{ \begin{array}{l} \tau_t = 550 \text{ kg/cm}^2; \delta_t = 0; \epsilon_2 = 0; p = 0. \\ \lambda E_t = \frac{5500 (7.0 - 0.166 \times 8 = 8.33)}{7.0} = 6550 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

O limite de proporcionalidade do aço deverá ser igual ou superior a 6600 kg/cm² se ensaiado sem sujeitá-lo previamente a esta tensão, ou igual ou superior a 5500 kg/cm² se ensaiado depois de sujeitá-lo a tensão momentânea de 6600 kg/cm².

Condição (6) $\left\{ \begin{array}{l} \tau_t = 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = \frac{10}{3} \times 10^{-6}. \\ \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}; \epsilon'_a = \epsilon_a - \frac{\Delta \sigma_t}{E_c}; \sigma_e = 22 \text{ kg/cm}^2 \text{ de} \\ \text{tração na imposta.} \end{array} \right.$

$$K = \frac{1 - e^{-0.193}}{0.189} = \frac{1 - 0.871}{0.189} = 0.682$$

$$\epsilon'_a = (498 - 84) \times 10^{-6} = 414 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_a = 5500 - 590 - 180 + 200 = 4930$$

$$n \sigma_e = 180$$

$$\Sigma = 5110 \text{ kg/cm}^2$$

O limite de resistência do aço $\geq 12800 \text{ kg/cm}^2 = \frac{5100}{0.4}$

A perda máxima da tensão na cinta, originada pela deformação

$$\text{lenta e retração} = \frac{\frac{5500}{4000} \times 32 - 16}{0.0237} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

7) CONCLUSÕES

- 1) O tubo proposto (Tubo D) não satisfaz às especificações.
- 2) O tubo D' satisfaz, desde que o concreto tenha resistência cilíndrica mínima de 300 kg/cm² aos 28 dias e que a aplicação da cinta seja feita depois de atingir o concreto a resistência de 270 kg/cm².
- 3) O tubo D'' satisfaz mesmo empregando concreto de resistência mínima de 250 kg/cm² aos 28 dias.
- 4) O aço a empregar na cinta deverá ter limite de proporcionalidade de 6800 kg/cm² ou mais quando ensaiado antes de sujeitá-lo previamente a essa tensão momentânea. Se ensaiado pouco depois de sujeito a essa tensão momentânea, o limite de proporcionalidade não deverá ser inferior a 5500 kg/cm². Seu limite de resistência não será inferior a 12500 kg/cm².
- 5) O concreto atinge a compressão zero quando ensaiado logo após a aplicação da cinta:

no tubo D ;	quando a pressão interna =	2.5 ×	a pressão de serviço
" " D' ;	" " " " "	= 4.6 ×	" " " "
" " D'' ;	" " " " "	= 3.8 ×	" " " "

Entretanto somente o tubo D'' satisfaz a especificação (para concreto de 250 kg/cm² de limite de resistência), embora a relação acima seja menor para o tubo D'' do que para o tubo D'.

Do que se conclue nem sempre oferece maior garantia o tubo para o qual essa relação seja maior, apesar de algumas especificações nela se estribarem.

6) a perda máxima de tensão na cinta se aproxima do máximo previsto por Freyssinet (3000 kg/cm²), para pressões da ordem de 200 a 300 At.

A julgar por estes dados, as exigências da especificação se acham bem para o lado da segurança, no que diz respeito às taxas de deformação lenta a retração em conjunto.

OBSERVAÇÕES

Estou juntando a seguir, um resumo de duas especificações americanas de origem particular. Uma delas, de conhecido fabricante de tubos, e outra sem assinatura ou marca de origem.

A primeira é referente a tubos dispendo de um cilindro de aço na superfície externa do núcleo de concreto, e a segunda sem este cilindro.

1) A primeiro vista se nota que o aço da cinta proposto para o tubo D não satisfaz às exigências da especificação americana. Tão pouco a estas se conforma a espessura da parede. Também se nota que a resistência exigida para o concreto é de 300 kg/cm² aos 28 dias.

2) Outro ponto a assinalar é que a segurança quanto à resistência do tubo se baseia na exigência de não haver tensão no concreto quando a pressão interna seja igual a $2 \frac{1}{4}$ vezes a pressão de serviço.

3) Observa-se que não é empregada armadura tangencial interna e que a armadura longitudinal é sujeita a tensão prévia.

4) Finalmente, a observação mais importante:

A compressão inicial relativa a exigência da tensão zero no concreto sob $2 \frac{1}{4}$ vezes a pressão de serviço é insuficiente para anular a tração originada pela deformação lenta + retração + pressão interna + cargas (1) + (2) + (4), calculada segundo as especificações que estou projetando.

Insuficiente, mesmo não prevendo variações de tensão na cinta logo depois da deformação inicial, como se verá a seguir (vêr tubo D'', condição (7)).

TUBO D''

Dimensionado segundo as especificações americanas.

Diâmetro interno = 104 cm.

A espessura da parede = 7.0 cm, se conforma com a especificação, pois é um pouco superior ao mínimo de 67 mm exigido para o diâmetro interno de 106 cm (ver especificação).

A tensão na cinta, se achando o tubo sob pressão interna de $4 \text{ kg/cm}^2 = 0.75 \times 7000 = 5250 \text{ kg/cm}^2$ (vêr especificação para os valores 7000 e 0.75).

Empregando a espessura da luva fictícia "e" = 0.083 cm:

$$\tau_r = 5250 = \frac{4 \times 52 + 8 + 7.0 \times \lambda E_r}{7.0 + e} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Resolvendo estas duas equações} \\ e = 0.083 \text{ cm.} \\ \lambda E_r = 5650 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\lambda E_r \times e = 4 \times 2 \frac{1}{4} \times 52$$

onde 5250 kg/cm^2 , 7.0 e $2 \frac{1}{4}$ são respectivamente os valores exigidos pela especificação para tensão na cinta, espessura da parede e o múltiplo da pressão de serviço exigido para reduzir a zero a compressão no concreto; 4 kg/cm^2 , 52 cm. e 8 são a pressão interna de serviço, o diâmetro interno do tubo e o valor de "n" respectivamente.

A especificação considera invariável a tensão na cinta.

para o tubo vazio, $p = 0$;

$$\tau_c = \frac{0.083 \times 5650}{7.0 - 8 \times 0.085} = - 61 \text{ kg/cm}^2.$$

para $p = 4 \text{ kg/cm}^2$.

$$\Delta \sigma_t = \frac{4 \times 52}{7.0 \times 1.095} = 27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{61}{27} = 2 \frac{1}{4} \times \text{pressão de serviço} \quad \therefore \text{ confere.}$$

Verificação das tensões das condições mais desfavoráveis.

CONCRETO

Condição (7)

$$\tau_r = 5150 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = 10 \times 10^{-6}; \epsilon_2 = \frac{100 \times 10^{-6}}{100 \times 10^{-6}}$$

$$p = 4 \text{ kg/cm}^2; \sigma_1 = 35 \text{ kg/cm}^2; \epsilon'_u = \epsilon_u = 232 \times 10^{-6}$$

$$\text{O valor de K para } \mu'_t = \frac{0.083}{7.00} = 0.01185$$

$$k\delta_t = 0.227; e + 0.227 = 1.255; K = \frac{1 - 0.797}{0.095} = 2.14$$

$$\sigma_t = -61 + 12 + 2 + 27 = -20$$

$$\sigma_1 = +35$$

tração final = + 15 kg/cm² em flexão composta > 0
 ∴ não satisfaz a especificação que estou projetando, pois esta exige que na condição (7) não resulte tração.

Perda máxima de tensão na cinta, originada pela deformação lenta e retração: —

$$\frac{12 + 8}{0.01185} = 1700 \text{ kg/cm}^2$$

Condição (2)

Os dados são os mesmos da condição (7) exceto ϵ_2 que passa a 400×10^{-6}

$$\sigma_t = -13$$

$$\sigma_1 = +35$$

tração final = + 22 kg/cm² em flexão composta < 42 kg/cm².

∴ Satisfaz a especificação que estou projetando.

CINTA

Condição (1) $\lambda E_r = 5650 \text{ kg/cm}^2$, satisfaz as exigências do projeto, pois o limite de elasticidade do aço empregado não é inferior a 7000 kg/cm², e o limite de proporcionalidade, na prática se confunde com o primeiro.

Condição (6)

$$\tau_r = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = \frac{10}{3} \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}; \epsilon'_u = \epsilon_u - \frac{\Delta \sigma_t}{E_c}; \sigma_e = 23 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração na imposta.}$$

$$K = \frac{1 - e^{-0.076}}{0.095} = 0.769; \epsilon'_u = (232 - 103) \times 10^{-6} = 129 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_u = 5150 - 210 - 170 + 22 = 5000$$

$$n \sigma_e = 200$$

$$\text{Total} = 5200$$

$$\frac{5200}{0.4} = 13000 \text{ kg/cm}^2.$$

Limite de resistência do aço empregado = 12700 kg/cm².

∴ Satisfaz ao projeto.

CONCLUSÃO

O tubo D''' projetado segundo as especificações americanas não satisfaz a condição (7), mas satisfaz tôdas as outras.

Para satisfazer a condição (7) será necessário aumentar a secção de aço da cinta.

E' de se notar que no caso de ser admitido que a tração permanente no concreto se eleve a 15 kg/cm², isto é, a 3/4 do seu limite de resistência, o emprêgo de baixa compressão inicial no concreto permite grande economia de aço, mas que esta economia será reduzida desde que seja variável a tensão obtida na cinta logo depois da deformação imediata.

RESUMO DAS PRINCIPAIS EXIGÊNCIAS DAS ESPECIFICAÇÕES AMERICANAS (não oficiais)

1) Aço da cinta:

Limite de elasticidade mínimo de 7000 kg/cm².

Limite de resistência mínima de 12700 kg/cm².

Limite de elasticidade mínimo de 700 kg/cm².

2) Aço do cilindro:

Designação A-78-40 da A.S.T.M. para chapas de "baixo limite de resistência à tração, de aço carbono para soldagem, classe B".

Limite de escoamento mínimo de 2100 kg/cm².

Produção pelo processo "open hearth" ou Bessemer.

Espessura mínima = chapa n.º 16 US Standard = 1.588 mm.

3) Concreto

Limite de resistência cilíndrica aos 28 dias = 320 kg/cm², quando ensaiado em cilindros de 6 polegadas por 12 polegadas, segundo a especificação C-3142 da A.S.T.M..

A máxima compressão a empregar no projeto, será inferior a 60% do limite de resistência aos 28 dias.

Agregado graúdo inferior a 3/4".

4) Espessura da parede de concreto do núcleo.

Varia com o diâmetro; uma das especificações exige para diâmetro interno de 42 polegadas (106.5 cm), espessura de 67 mm, a outra exige 76 mm.

20"	1 1/4" a 2"
24"	1 1/2" a 2"
30"	1 7/8" a 2"
36"	2 1/4" a 2 1/2"
42" = 106 cm	2 5/8" a 3" espessura de parede de (67 mm a 76 mm)
48"	3 1/4" a 3 1/2"
54"	3 3/8" a 3 3/4"

Varição admissível = 5%.

- 5) Espessura da capa de proteção (argamassa de cimento e areia 1:2 a 1:3 por volume, admitindo cal na proporção de 5% do peso do cimento)
= $\frac{3}{4}$ " para os diâmetros citados.
- 6) Sob a pressão interna de 2 $\frac{1}{4}$ vezes a pressão de serviço, logo após a colocação da cinta;
a tensão no concreto será zero no caso de não ser empregado tubo núcleo provido de cilindro envolvente de aço doce.
- 7) A tensão na cinta não excederá 75% do limite de elasticidade do aço, quando o tubo estiver sujeito à pressão interna de serviço.
- 8) A armadura longitudinal será sujeita à tensão prévia igual a metade do limite de resistência do aço.
- 9) Não há armadura tangencial interna.
- 10) Aplicação do concreto do núcleo.
Por centrifugação ou por meio de formas em posição vertical e sujeita a vibração.
- 11) Cura do concreto do núcleo .

Quando vibrado — conservados os tubos por 24 horas em atmosfera úmida sendo então retiradas as formas; a cura será prolongada até um período total mínimo de 40 horas.

Quando centrifugado —
uma especificação estabelece:

“Terminada a centrifugação, o núcleo de concreto e o cilindro que o envolve serão retirados da máquina e colocados em posição vertical ou horizontal em local ao abrigo do sol para a cura. Depois da pega inicial, serão conservados em atmosfera úmida durante um período mínimo de 48 horas. No segundo dia depois de colocado o concreto, os tubos podem ser postos em posição horizontal e depositados. A cinta poderá ser aplicada 24 horas depois de terminado o período de cura”.

A outra especificação determina:

“O núcleo de concreto será sujeito a cura por meio de chuveiro ou por vapor, caso seja a temperatura superior a 45°F; por vapor, se inferior a esse grau.

- 13) Aplicação de argamassa da capa.

Por meio de formas e vibração, ou por projeção contra a superfície externa do tubo núcleo.

- 14) Cura da argamassa da capa.

Depois de adquirir a argamassa, a dureza suficiente, será o tubo colocado em local abrigado do sol, vento e chuva e aí conservado umidificado com água ou vapor até o dia seguinte, ou durante período não inferior a doze horas, podendo então ser removido para o pátio, onde a umidade da capa será mantida por meio de aspersões periódicas, durante três dias adicionais.

- 15) Estabelece que a tensão na cinta e no cilindro envolvente deverá atingir os limites de elasticidade respectivos ao mesmo tempo, quando a pressão interna seja igual a 2 $\frac{1}{4}$ vezes a pressão do serviço.

- 16) (*) Não prevê explicitamente, variação na tensão da cinta, logo após sua colocação.

TUBO — T —

Dados:

Diâmetro interno	=	150.0 cm
Espessura do concreto	=	2.0 cm
Espessura da capa	=	11.5 cm
Destinado a suportar:		

- Carga (1) — peso próprio do tubo
 Carga (2) — água contida no tubo cheio, sem pressão interna.
 Carga (3) — pressão interna de 4.5 kg/cm², incluído o fator segurança de 1.3 para sobre-pressão de enchimento de linha.
 Carga (4) — 1.5 m de terra argilosa molhada, acima da geratriz mais alta; calçamento de paralelepípedos de 15 cm de altura; passagem de um compressor de 16 T de peso total

O tubo será colocado em berço de terra, abrangendo o quadrante inferior.

$G_e = C \text{ y } B^2$ (vêr *Beton and Eisenbetonleitungen*, por E. Marquardt, pág. 18), onde

$Y =$ peso específico aparente da terra $= 2 \text{ t/m}^3$.
 $B =$ diâmetro externo do tubo $= 1.77 \text{ m}$.

$C =$ coeficiente da tabela I (para $H/B = \frac{1.50}{1.77} = 0.85$).

Para terra argilosa molhada, não saturada,
 $C = 0.70 G_e = 0.70 \times 2 \times 1.77^2 = 4.38 \text{ t/m}$.
 Para $r_{sd} = 0.70$ e $a = 0.70$; $r_{sd} \times a = 0.70 \times 0.70 = 50$.

Na figura 14, pág. 24, $\frac{B_e}{B_i} = 1.25$; $B =$ largura da vala;

$B_i = 1.77$;

$B_g = 1.25 \times 1.77 = 2.2 \text{ m} =$ largura máxima para que o tubo possa ser considerado "em vala", admite espaço de 12 cm entre a parede da vala e o tubo.

Aplicando o "fator de correção" para achar a carga correspondente ao ensaio de 2 ou 3 cutelos

$\frac{4.38}{1.5} = 2.9 \text{ t/m}$ de geratriz.

Largura de vala ($1.25 B = 2.2 \text{ m}$)

$H/B_1 = \frac{1.5}{1.77} = 0.86$; entrando na fig. 11, pág. 22 com êste valor, e $r_{sd} \times a = 0.70$, encontra-se $C_d = 1.0$, a empregar na fórmula para achar a carga $G = C_d \gamma B_i^2 = 1.0 \times 2.0 \times 1.77^2$
 $G = 6.25 \text{ t/m}$ de geratriz.

NOTA (*) Para que seja constante esta tensão, será necessário que o processo de aplicação da cinta corrija automaticamente o efeito da variação do módulo de elasticidade do concreto e da variação de espessura da parede do tubo, além de compensar as variações que possam ser originadas pelo mecanismo dos aparelhos empregados.

Aplicando o fator de segurança 1.5 e o "fator de correção" 1.5 relativo ao ensaio de 2 ou 3 cutelos e ainda o fator de "redução" de carga" tirado do diagrama n.º 51 pág. 68 para $\frac{H}{B_1} = 0.85$ e $a = 0.70$, este fator = 2.05 (para apóio comum).

$$\text{Carga para ensaio} = \frac{6.25 \times 1.5}{1.5 \times 2.05} = 3.05 \text{ t/m.}$$

Sobrecarga movel

No diagrama n.º 26, pág. 39, entrando com os valores $B_1 = 1.77$, $H = 1.50$, obtém-se o valor de 25% para a parte da carga concentrada que atinge um tubo de 0.91 m de comprimento.

Sendo 7 t o pêso do compressor sôbre o eixo dianteiro, a carga que atinge o tubo = $\frac{7.0}{0.91} \times 0.25 = 1.9 \text{ t/m.}$

Aplicando um coeficiente de impacto de 2.0 (*) um "fator de segurança" de 1.75 e o "fator de correção" de 1.5 para o ensaio de 2 ou 3 cutelos.

$$\text{a carga} = \frac{1.9 \times 2.0 \times 1.75}{1.5} = 4.4 \text{ t/m de geratriz.}$$

Sobrecarga do calçamento

A camada de areia usual pode substituir igual espessura de terra.

$C_g = C_s B_g \times g$ (vêr eq. 14, pág. 38) onde C_s é tirado da tabela 8 p. 33, B_g = largura da vala, g = carga estática por m^2 .
a carga que atinge o tubo = $C_g = 0.88 \times 2.77 \times 0.15 \times 2.5 = 0.9 \text{ t/m.}$
onde 2.77 = largura da vala com 0.5 m de cada lado do tubo e 2.5 = pêso de $1 m^3$ de paralelepípedos.

Aplicando o fator de correção e o fator de segurança de 1.5, a carga a empregar no ensaio de 2 ou 3 cutelos.

$$= \frac{0.9 \times 1.5}{1.5} = 0.9 \text{ t/m de geratriz.}$$

O total da carga equivalente para o ensaio de 2 ou 3 cutelos será: = $3.0 + 4.4 + 0.9 = 8.3 \text{ t/m.}$

Sem os fatores de segurança: —

Cargas permanentes = 2.6 t/m.

Carga movel = 2.5 "

SOLICITAÇÕES

Pêso próprio do tubo — Carga (1)

As solicitações resultantes das cargas (1) e (2) serão calculadas com os coeficientes da tabela 1, p. 453 do volume IV do *Handbuch für Eisenbetonbau*, onde o tubo é considerado como apoiado sôbre o qua-

NOTA (*) Alto coeficiente porque a altura da terra é pequena em relação ao diâmetro.

drante inferior. São chamados "segundo Marquardt", por ter sido este o autor do capítulo referente a essa tabela.

Solicitações segundo Marquardt

- $\lambda = 0.25 =$ coeficiente da pressão da terra.
- $t = 2.385 =$ altura da terra acima do centro do tubo.
- $Ye = 2 \text{ t/m}^3 =$ peso específico aparente da terra.
- $g = 0.324 \text{ t/m}^2 = 13.5 \times 1.0 \times 2.4,$ onde $g =$ peso de 1 m^2 de parede de 13.5 cm de espessura.
- $Yw =$ peso específico da água.
- $Ys =$ peso específico da terra saturada, neste caso $= Ye$
- $r = 0.8175 =$ raio médio do tubo.

Vértice

- $M = + 0.3448 g r^2 = + 0.0746 \text{ m t/m}$ de geratriz.
- $N = - 0.166 g r = - 0.439 \text{ t/m}$ de geratriz.

Imposta

- $M = - 0.3927 g r^2 = - 0.0849.$
- $N = + 1.5708 g r = + 0.416.$

Soleira

- $M = + 0.4406 g r^2 = + 0.0955.$
- $N = + 0.1666 g r = + 0.0442.$
- Água contida — carga (2)*

Vértice

- $M = + 0.1724 Yw r^3 = + 0.0940.$
- $N = - 0.5833 Yw r^2 = - 0.389.$

Imposta

- $M = - 0.1964 Yw r^3 = - 0.107.$
- $N = - 0.2146 Yw r^2 = - 0.143.$

Soleira

- $M = + 0.2203 Yw r^3 = + 0.120.$
- $N = - 1.4167 Yw r^2 = - 0.945.$

RESUMO DAS SOLICITAÇÕES (Cargas (1) e (2))

Carga n.º	Vértice		Imposta		Soleira	
	M	N	M	N	M	N
(1)	+ 0.0746	- 0.0439	- 0.0849	+ 0.416	+ 0.0955	+ 0.0442
(2)	+ 0.0940	- 0.3890	- 0.107	- 0.143	+ 0.120	- 0.945
Σ	+ 0.17	- 0.43	- 0.19	+ 0.27	+ 0.21	- 0.90
$1.5 \times \Sigma$	+ 0.25	- 0.64	- 0.28	+ 0.42	+ 0.31	- 1.35

A convenção para os sinais: —

Momento positivo quando o raio tende a aumentar.

Solicitação normal positiva quando de compressão.

Nota — Os momentos são referentes ao eixo geométrico da secção.

Solicitações originadas pelas cargas permanentes

Cargas equivalentes para os ensaios de 2 ou 3 cutelos: —

Terra = 3.0 t/m (incluindo o fator de segurança 1.5)

$$\text{Calçamento} = \frac{0.9}{\Sigma = 3.9} \text{ t/m (incluindo o fator de segurança 1.5)}$$

Da p. 438, v. IV do *Handbuch fur Eisenbetonbau*: —

$$M_{\varphi} = P \rho \frac{\text{sen } \varphi}{2} - \frac{1}{\pi}; N_{\varphi} = \frac{P}{2} \text{sen } \varphi; \text{ onde: —}$$

φ = ângulo que faz a secção radial em aprêço, com o diâmetro vertical, partindo do vértice.

ρ = raio médio de curvatura.

P = carga aplicada sobre a geratriz.

M_{φ} = momento fletor na secção determinada por φ

N_{φ} = solicitação normal na secção considerada.

Vértice

$$M_0 = 3.9 \times 0.82 \left(0 - \frac{1}{\pi} = -0.318\right) = -1.02 \text{ mt/m de geratriz}$$

$$N_0 = 0.0$$

Imposta

$$M_{\pi/2} = -3.9 \times 0.82 (0.500 - 0.318 = 0.182) = -0.58.$$

$$N_{\pi/2} = + \frac{3.9}{2} \times 1.0 = +1.95.$$

Soleira

$$M_{\pi} = -3.9 \times 0.82 (0 - 0.318) = +1.03.$$

$$N_{\pi} = 0.0$$

RESUMO DA SOLICITAÇÕES PERMANENTES

(Cargas (1) + (2) + terra + calçamento)

Vértice	Imposta	Soleira
M = + 1.27 mt/m	M = - 0.86	M = + 1.34
N = - 0.64 t/m	N = + 2.37	N = - 1.35

(Inclue fator de segurança = 1.5)

SOLICITAÇÕES DEVIDAS A CARGA MOVEL

Vértice	Imposta	Soleira
M = + 1.15	M = - 0.65	M = + 1.16
N = 0.0	N = + 2.20	N = 0.0

Inclue fator de segurança = 1,75)

SOLICITAÇÕES DEVIDAS A TODAS AS CARGAS

(1) + (2) + (4) exceto (3)

Vértice	Imposta	Soleira
M = + 2.42	M = - 1.52	M = + 2.50
N = - 0.64	N = + 4.57	N = - 1.35

TENSÕES

Admitindo que as tensões na cinta, logo após sua colocação não exceda os limites de 4500 e 5500 kg/cm² e que a compressão mínima do concreto seja de 120 kg/cm², a espessura da luva fítica

$$e = \frac{120 \times 11.5}{4500} = 0.307 \text{ cm; onde a espessura da parede do tubo} + 11.5 \text{ cm.}$$

DADOS:—

p = pressão de serviço = 4.5 kg/cm².

S_c = secção de concreto = 11.5 cm²/cm de geratriz.

S_s = secção da luva fictícia = 0.307 cm²/cm de geratriz.

S_i = secção do cilindro de aço doce = 0.0475 cm²/cm de geratriz.

$$\mu'_i = \frac{0.307}{11.5} = 0.0267.$$

As taxas de deformação lenta

10×10^{-6} cm²/kg ao ar livre.

$\frac{10}{3} \times 10^{-6}$ cm²/kg em meio úmido.

As taxas de retração

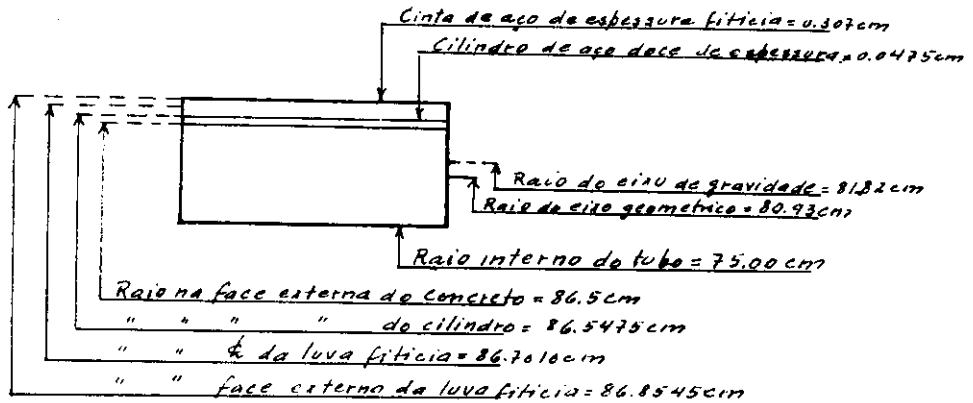
400×10^{-6} cm/cm antes da reversão da retração.

100×10^{-6} cm/cm depois da reversão.

a = raio interno = 75.0 cm.

A armadura longitudinal terá secção de 0.5% de secção de concreto. O cilindro de aço doce e a capa de proteção da cinta não serão considerados nos cálculos.

TENSÕES ORIGINADAS PELAS CARGAS (1) + (2) + (4)



Sendo y distância do c, g , da secção ao bordo inferior

$$y = \frac{11.5 \times 5.75 + 0.307 \times 8 \times 11.701}{11.5 + 0.307 \times 8} = \frac{95.0}{13.955} = 6.82 \text{ cm.}$$

$$J = \frac{(11.5 - 6.82)^3}{3} + \frac{6.82^3}{3} + 2.455 \times \frac{(11.70 - 6.82)^2}{102.9 + 57.7} = 34.2 + 195.8 \text{ cm}^4$$

Vértice

$$\left. \begin{matrix} N = - 0.64 \\ M = + 2.42 \end{matrix} \right\} e = \frac{2.42}{0.64} = 3.78 \text{ m} = 378 \text{ cm; } e_x = 379 \text{ cm.}$$

$$\sigma_1 = - \frac{6.4}{13.96} - \frac{2420 \times 6.82}{195.8} = - 0 - 85 = - 85 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_e = 0 + 85 \times \frac{4.7}{6.8} = + 59 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

Imposta

$$M = - 1.52; N = + 4.57; e = 0.333 \text{ m} = 33.3 \text{ cm}; e_x = 34.2 \text{ cm.}$$

$$\sigma_1 = - \frac{45.7}{13.96} + \frac{1560}{195.8} \times 6.82 = + 3 + 54 = 57 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão}$$

$$\sigma_e = + 3 - 54 \times \frac{4.7}{6.8} = + 3 - 37 = - 34 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração}$$

Soleira

$$M = + 2.50; N = - 1.35; e = 1.85; e_x = 186 \text{ cm.}$$

$$\sigma_1 = - 1 - \frac{2510 \times 6.82}{195.8} = - 1 - 87 = - 88 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_e = - 1 + 87 \times \frac{4.7}{6.8} = - 1 + 60 = + 59 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

Notar que: — N positivo é uma compressão. M positivo quando o raio tende a aumentar.

TENSÕES CAUSADAS PELA CARGA MOVEL

Imposta

$$M = - 0.65; N = + 2.20; e_x = 297 \text{ cm.}$$

$$\sigma_e = + 0 - \frac{653 \times 4.7}{195.5} = - 16 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

Soleira

$$M = + 1.16; N = 0.0.$$

$$\sigma_1 = - \frac{1160}{195.5} \times 6.82 = - 40 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_e = + 40 \times \frac{4.7}{6.8} = + 28 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

TENSÕES CAUSADAS PELAS CARGAS PERMANENTES

Imposta

$$\sigma_e = - 34 + 16 = - 18 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

Soleira

$$\sigma_1 = - 88 + 40 = - 48 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_e = + 59 - 28 = + 31 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

Nota — Estas tensões serão menores se calculadas com n, (= n verdadeiro), para $\delta_t = 10 \times 10^{-6}$ ou $\frac{10}{3} \times 10^{-6}$.

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NAS CONDIÇÕES MAIS DESFAVORÁVEIS

Concreto

Condição (3)

$$p = 0; \tau_t = 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \delta_t = 0; \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_e = - 59 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão na soleira; } \mu'_t = 0.267.$$

$$\epsilon_a = \frac{5500 \times 0.307}{E_c \times 11.5} = 558 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_t = - 146 + 0 + \frac{2.1 \times 0.0267}{1 - 8 \times 0.0267} = - 146 + 0 + 5 = - 141$$

$$\sigma_e/1.5 = \underline{\underline{- 39}}$$

- 180 kg/cm²
de compressão.

$$\frac{180}{0.6} = 300 \text{ kg/cm}^2 = \text{resistência mínima exigida para o concreto aos}$$

28 dias.

Condição (7)

$$\sigma_t = 4500 \text{ quando } p = 0; \delta_t = 10 \times 10^{-6}; \epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}; p = 4.5.$$

$$\sigma_1 = 48 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração na soleira: } \epsilon'_a = \epsilon_a.$$

$$k = - \frac{2.1 \times 10^6 \times 0.0267}{1.213} = 2.1 \times 10^6 \times 0.0220; k \delta_t = 0.462;$$

$$K = \frac{1 - 0.632}{0.213} = 1.73$$

$$\epsilon_a = \epsilon'_a = \frac{120}{E_c} = 457 \times 10^{-6}.$$

$$\sigma_t = - 120 + 45 + 5 + (\Delta \sigma_t = 24) = - 46 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = + 48 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Sigma = + 2 \text{ kg/cm}^2 \approx 0.0 \therefore \text{Satisfaz}$$

CONDIÇÃO (2)

As mesmas condições de (7) exceto:— $\epsilon_2 = 400 \times 10^{-6}$;

$$\sigma_1 = + 88 \text{ kg/cm}^2 \text{ na soleira.}$$

$$\sigma_t = - 120 + 45 + 20 + 24 = - 31 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

$$\sigma_1 = + 88 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração (sinal invertido)}$$

para se conformar com
a nova convenção).

$$\Sigma = + 57 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração em flexão com-}$$

posta.

$$\overline{\sigma_t} = \overline{\sigma_{ts}} = \frac{- 31 + 2 \times 88}{- 31 + 88} = 2.5 \overline{\sigma_{ts}} = 57$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = 23 \text{ kg/cm}^2 > 21 \text{ kg/cm}^2.$$

$$57 \text{ kg/cm}^2 > 42 \text{ kg/cm}^2.$$

∴ A tração não satisfaz quanto a tração simples nem quanto a tração em flexão composta.

PERDA MÁXIMA DE TENSÃO NA CINTA

$$\frac{\frac{5500}{4500} \times 45 + 20}{0.267} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

para compressão inicial no concreto de 146 kg/cm².

CINTA

Condição (1)

$$\tau_t = 5500 \text{ kg/cm}^2; \quad \delta_t = 0; \quad \epsilon_2 = 0; \quad p = 0;$$

$$\lambda E_t = \frac{13.96}{11.5} \times 5500 = 6650 \text{ kg/cm}^2.$$

∴ O limite de proporcionalidade do aço não deverá ser inferior a 6600 kg/cm² se ensaiado antes de sujeitá-lo a essa tensão; não será inferior a 5500 kg/cm² se ensaiado pouco depois de sujeito a essa tensão. E' bastante satisfazer a um dos ensaios.

Condição (6)

$$\tau_t = 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ quando } p = 0; \quad \delta_t = \frac{10}{3} \times 10^{-6};$$

$$\epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}; \quad \epsilon'_a = \epsilon_a - \frac{\Delta \sigma_t}{E_c}; \quad \sigma_e = 18 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração na}$$

imposta (vêr cargas permanentes-tensões); $p = 45 \text{ kg/cm}^2$

$$K = \frac{1 - e^{-0.154}}{0.213} = 0.677.$$

$$\epsilon'_a = (558 - 91) \times 10^{-6} = 467 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_a = 5500 - 660 - 170 + 200 = 4870$$

$$n \sigma_a = 160$$

$$\text{Total} = 5030 \text{ kg/cm}^2$$

∴ O limite de resistência não será inferior a 12500 kg/cm² ($= \frac{5000}{0.4}$).

ARMADURA LONGITUDINAL

Empregando aço 37-CA e tensões iguais a metade do limite de resistência, já foi visto no cálculo do tubo D', que as tensões permanentes satisfazem à especificação.

OBSERVAÇÕES

1) A perda máxima de tensão na cinta será de

$$45 \times \frac{5500}{4500} + 20$$

$\mu'_t = 0.267$ = 2800 kg/cm², devida a deformação lenta e a retração

do concreto. A compressão inicial no concreto é de 146 kg/cm².

2) A pressão interna necessária para reduzir a zero a tensão no concreto, logo depois de colocada a cinta, será no mínimo de $\frac{120}{24} = 5.0$ vezes a pressão de serviço.

3) Notar que este tubo requer concreto de resistência mínima de 300 kg/cm² aos 28 dias.

4) Sob pressão de serviço de 4.5 kg/cm², não haverá praticamente tensão no concreto, (o cálculo acusa tração de 2 kg/cm²), quando sujeito o tubo às cargas permanentes. Por ocasião da passagem do compressor, a tração no concreto atingirá seu limite de resistência à tração, notando-se que está incluído um fator de segurança de 1.75 para carga movel e 1.50 para cargas permanentes.

5) O limite de escoamento do aço do cilindro (2100 kg/cm²) será excedido, mesmo quando a compressão no concreto se ache no seu limite inferior (120 kg/cm²), pois $120 \times 8 - \frac{45 + 20}{0.267} = - 3360$ kg/cm² de compressão.

6) O limite de proporcionalidade do aço não será inferior a 6600 kg/cm² e seu limite de resistência não será inferior a 12500 kg/cm².

7) A condição (2) não é satisfeita pelo concreto, desde que seja exigido que a tração em flexão composta não exceda 42 kg/cm² nem a condição de não exceder a tração simples o limite de 21 kg/cm².

8 E' possível que seja necessário aumentar a espessura da capa, no caso de ser o diâmetro do arame superior a 5 mm.

TUBO T'

Este tubo é igual ao tubo T excepto: —

$$S'_c = 12.5 \text{ cm}^2/\text{cm de geratriz.}$$

$$S'_a = 0.0267 \times 12.5 = 0.334 \text{ cm}^2/\text{cm de geratriz.}$$

$$\mu'_t = 0.0267 = \text{o mesmo valor anterior.}$$

$$y = \frac{12.5 \times 6.25 - 0.334 \times 8 \times 12.7 = 112.0}{12.5 - 0.334 \times 8 = 15.17} = 7.36 \text{ cm}$$

$$J = \frac{(12.5 - 7.4)^3}{3} + \frac{(7.43)^3}{3} + (12.7 - 7.4)^2 \times 2.67 = 254.0 \text{ cm}^4$$

Admitindo as mesmas solicitações originadas pelas cargas (1) + (2) + (4), já calculadas para o tubo T.: —

TENSÕES

Imposta

$$M = - 1.52 \text{ mt; } N = + 4.57 \text{ t; } e_x = 34.2.$$

$$\sigma_e = + \frac{45.7}{15.2} - \frac{1560 \times 5.1}{254.0} = + 3 - 31 = - 28 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

Soleira

$$M = + 2.50 \text{ m t; } N = - 1.35 \text{ t; } e_x = 186 \text{ cm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{25.0}{15.2} - \frac{2500 \times 7.4}{2540} = - 2 - 73 = - 75 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_e = -2 + \frac{5.1 \times 73}{7.4} = -2 + 50 = +48 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

TENSÕES CAUSADAS PELA CARGA MOVEL

Imposta

$$M = -0.65 \text{ mt}; N = +2.20 \text{ t}; e_x = 297 \text{ cm.}$$

$$\sigma_e = -0 - \frac{654 \times 5.1}{254.0} = -13 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

Soleira

$$M = 1.16 \text{ mt}; N = 0.0.$$

$$\sigma_i = -\frac{1160 \times 7.4}{254.0} = -33 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_e = +33 \times \frac{5.1}{7.4} = +23 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

TENSÕES CAUSADAS PELAS CARGAS PERMANENTES

Imposta

$$\sigma_e = -28 + 13 = -15 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

Soleira

$$\sigma_i = -75 + 33 = -42 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tração.}$$

$$\sigma_e = +48 - 23 = +25 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão.}$$

Nota — Estas tensões são maiores do que resultariam se calculadas com n_r (n verdadeiro) para $\delta_t = +10 \times 10^{-6}$ ou $\frac{10}{3} \times 10^{-6}$.

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NAS CONDIÇÕES MAIS DESFAVORÁVEIS

Concreto

Condição (3)

$p = 0$; $\tau_r = 5500 \text{ kg/cm}^2$ quando $p = 0$; $\delta_t = 0$; $\epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}$.
 $\sigma_e = +48 \text{ kg/cm}^2$ de compressão na soleira.

$$\epsilon_a = \frac{5500 \times 0.334}{E_c \times 12.5} = 560 \times 10^{-6}.$$

$$\sigma_t = -147 + 0 + \frac{2.1 \times 10^6 \times 100 \times 10^{-6} \times 0.267}{1 + 0.0267 \times 8 = 1.213} = -147 + 0 + 4.6 = -142$$

$$- (23/1.5 + 25/1.75) = -29$$

$$\text{Total} = -171$$

$\frac{171}{0.6} = \approx 300 \text{ kg/cm}^2 =$ resistência mínima requerida para o concreto aos 28 dias de idade.

Condição (7)

$\tau_r = 4500 \text{ kg/cm}^2$ quando $p = 0$; $\delta_t = 10 \times 10^{-6}$; $\epsilon_2 = 100 \times 10^{-6}$
 $p = 4.5 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_i = +42 \text{ kg/cm}^2$ de tração permanente na soleira;
 $\epsilon'_a = \epsilon_a$

$$k = \frac{2.1 \times 10^6 \times 0.267}{1.213}; k \delta_t = 0.462; K = 1.73;$$

$$\epsilon_a = \epsilon'_a = \frac{4500 \times 0.334}{12.5 \times E_c} = 457 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_t = -120 + 44 + 5 + (\Delta \sigma_t = 22) = -49$$

$$\sigma_1 = \underline{42}$$

$$\Sigma = -7 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compressão permanente } > 0.$$

∴ Satisfaz.

Perda máxima de tensão na cinta

$$\frac{\frac{147}{120} \times 44 + 20}{0.0267} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

para compressão inicial no concreto de 147 kg/cm²

Condição (2)

As mesmas de (7), porém com $\epsilon_2 = 400 \times 10^{-6}$ e $\sigma_1 = + \text{ kg/cm}^2$ de tração na soleira

$$= -120 + 44 + 20 + 22 = -34$$

$$= +75$$

$$\leq = +41 \text{ de tração em flexão composta.}$$

$$< 42 \quad \therefore \text{ Satisfaz.}$$

$$\tau_t = \frac{-34 + 150}{-34 + 75} \times \sigma_{ts} = 2.85 \sigma_{ts} = 41;$$

$$\sigma_{ts} = 15 \text{ kg/cm}^2 < 21 \quad \therefore \text{ Satisfaz.}$$

CINTA

Condição (1)

$$\sigma_r = 5500 \text{ kg/cm}^2; \quad \delta_t = 0; \quad \epsilon_2 = 0; \quad p = 0;$$

$$\lambda E_r = \frac{15.17}{12.5} \times 5500 = 6700 \text{ kg/cm}^2$$

∴ o limite de proporcionalidade do aço será igual ou superior a 6700 kg/cm² ou 5500 kg/cm² conforme o ensaio seja feito antes de sujeitar o aço a tensão comentânea de 6700 kg/cm², ou depois de sujeito a esta tensão.

Condição (6)

Os dados são iguais aos do tubo T exceto σ_c , que passa de 19 kg/cm² a 16 kg/cm²; a conclusão é a mesma, isto é, o limite de resistência mínimo na cinta = 12500 kg/cm².

OBSERVAÇÕES

1) As observações feitas em relação ao tubo T se aplicam a este tubo, excepto a de n.º 7.

2) Para satisfazer a condição (2) com o mesmo concreto de resistência de 300 kg/cm² aos 28 dias e com o mesmo aço empregado no tubo T, foi necessário aumentar a espessura da parede, que é de 11.5 cm no tubo T para 12.5 cm neste tubo T'.

3) O critério de julgar a condição (2) satisfeita somente quando a tração à flexão composta seja < 42 kg/cm² é mais rigoroso do que o critério que aceita como satisfeita a condição (2) desde que a tração simples reduzida pelo método indicado seja < 21 kg/cm². O tubo T satisfaz por este último critério, mas não satisfaz quando julgado pelo critério anterior.

4) A redução pelo método referido pode dar resultados pequenos quando os sinais da solicitação axial e da solicitação à flexão são opostos. Este fato pode ser observado nas tensões do tubo T, condição (2), onde uma tração de 57 kg/cm² à flexão composta foi reduzida a 23 kg/cm² à tração simples.

5) A especificação americana para tubo provido de cilindro de aço, não declara a espessura da parede para este diâmetro, não sendo assim possível a verificação das tensões em um tubo dimensionado de acôrdo com a mesma. Contudo, é de supôr que a compressão inicial no concreto seja deficiente para satisfazer as condições (7) e (2). A ruptura do concreto se dará antes da pressão interna atingir a 2 ¼ vezes a pressão de serviço, pois a esta pressão a tensão de tração no cilindro está fixada pela especificação em 2100 kg/cm² (tomando o limite de escoamento do aço como seu limite de elasticidade), e a ruptura do concreto se dará aproximadamente a 300 kg/cm² no cilindro. portanto, muito antes de ser atingida a pressão de 2 ¼ vezes a pressão de serviço.

Além disso a especificação não prevê variação de tensão na cinta logo depois da deformação imediata.

CONCLUSÕES A TIRAR DOS CALCULOS QUE PRECEDERAM E DOS QUE FORAM EFETUADOS PARA ORIENTAR AS ESPECIFICAÇÕES PARA O TUBO DESTINADO A NOVA ADUTORA DE STO. AMARO.

1) A especificação redigida para Santo Amaro exige compressões iniciais no concreto, que poderão atingir 150 kg/cm², resultando perdas de tensão na cinta originada pela deformação lenta e retração da ordem de 2600 kg/cm².

2) As compressões máximas a prevêr no concreto, poderão exigir neste, resistência de 300 kg/cm² aos 28 dias.

3) As tensões na cinta exigem limite de proporcionalidade que se aproxima de 7000 kg/cm² quando ensaiado o aço antes de submetido a tensão momentânea igual a tensão prévia (antes da deformação imediata). Se ensaiado depois de sujeitos a esta tensão momentânea, o limite de proporcionalidade exigido é da ordem de 5500 kg/cm².

limite de resistência exigido é da ordem de 12500 k/cm².

4) No tubo empregado em Chicago, (tubo desprovido de cilindro de aço) verificadas as tensões segundo a especificação para Santo Amaro, empregando as mesmas sobrecargas estáticas e movel e o mesmo fator de segurança para sobre-pressões internas ao colocar a linha em carga, são elas equivalentes às que foram encontradas no tubo projetado para orientar a especificação para Santo Amaro.

5) No tubo D''' dimensionado segundo uma especificação americana, (para tubos desprovidos de cilindro de aço) verificadas as tensões segundo a especificação para Santo Amaro, resulta tração permanente no concreto, não satisfazendo assim a especificação.

6) Pelas razões expostas no ítem (5) das observações sôbre o tubo, T', é provável que o dimensionamento segundo a especificação americana para tubos providos de cilindro de aço não satisfaça a especificação para Santo Amaro.

7) O tubo D, proposto pela Situbos não satisfaz a especificação, por deficiência do aço na cinta e da espessura da parede, prejudicado ainda pelo emprêgo de armadura tangencial interna.

8) O tubo T' com 1.50 m. de diâmetro interno, para satisfazer a especificação requer parede de 12.5 cm. de espessura, resultando tubo muito pesado (cêrca de 1,7 t/m). O tubo com 1.10 m de diâmetro pesa 1.0 t/m.

9) Para satisfazer a especificação para Santo Amaro, a relação entre a pressão interna necessária para reduzir a zero a tensão no concreto e a pressão de serviço é no mínimo de 3.9; no tubo T é 5,0 e no tubo T' é 5,5.

10) O critério adotado no parágrafo 103 de "Concreto Armado" para transformar tração em flexão composta em tração simples pode dar resultados aparentemente inferiores aos reais (vêr item 4) das observações sôbre o tubo T'.

11) Cabe aqui repetir o que foi dito nas "Conclusões" relativas às tensões nos tubos D; D' e D'', item (6), isto é: —as taxas adotadas para deformação lenta e retração do concreto são altas em seu conjunto, a julgar pelos dados de Freyssinet, pois a perda de tensão na cinta é elevada em relação à compressão inicial no concreto.

ESPECIFICAÇÕES PARA O AÇO QUE TEM LIMITE DE ESCOAMENTO REAL E AS TAXAS DE TRABALHO

PARTE I

ESPECIFICAÇÕES DA A.B.T.N. EB 3, ACRESCIDA DE:

1 — No caso de ser o aço classificado 00-CA, deverá ser apresentado comprovante do limite mínimo de resistência, do limite mínimo de escoamento, do alongamento mínimo de ruptura.

2 — A taxa máxima de trabalho para carga provisória será $\leq 0,8$ do (limite mínimo de escoamento $\leq 0,8$ do limite mínimo de resistência).

3 — A taxa de trabalho para carga permanente (tensão final prevista após as deformações do concreto) não excederá 0,625 do (limite de escoamento $\leq 0,80 \sigma_r$) nem 0,40 do limite de resistência, quando sob pressão de serviço.

4 — Serão apresentados diagramas de tensão-deformação na escala de 1 mm = 40 kg/cm² de tensão e 1 mm = deformação de $\frac{1}{50000}$.

PARTE II

ESPECIFICAÇÃO PARA O AÇO QUE NÃO TEM LIMITE REAL DE ESCOAMENTO

1 — Aço puchado a frio, de alta resistência, diâmetro não inferior a $\frac{1}{8}$ de polegada.

2 — Limite de resistência superior a 1.8 vezes o limite de proporcionalidade.

3 — Teôr em fósforo e enxofre em conformidade com a designação A-229-41 da A.S.T.M..

4 — Deverá conformar-se com as condições exigidas na designação citada, quanto ao ensaio de enrolamento, ao caráter da fratura e às tolerâncias relativas a variações de diâmetro.

5 — A taxa de trabalho sob tensão provisória não excederá o limite de proporcionalidade determinado, depois de sujeito a tensão momentânea igual a tensão prévia momentânea a que possa ser sujeito. Como alternativa: a tensão prévia momentânea não excederá o limite de proporcionalidade.

6 — A taxa de trabalho sob tensão permanente não excederá 0.4 do limite de resistência.

7 — O limite de proporcionalidade é definido no Boletim n.º 2 de 1929 do antigo Laboratório de Resistência de Materiais da Escola Politécnica de São Paulo, hoje Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo.

8 — Os ensaios serão realizados pelo Instituto citado.

AS TAXAS DE TRABALHO NO AÇO E AS ESPECIFICAÇÕES

Aço comum e aço estirado a frio

Na exposição que segue, se verá que é necessário distinguir entre aço que tem limite de escoamento real, e aço que não tem limite de escoamento real, e ao qual é atribuído limite de escoamento convencional.

No primeiro caso, a curva tensão-deformação apresenta um trecho nítido de transição entre a fase em que ainda não há deformações plásticas e a fase em que estas se iniciam. No caso segundo, a transição é gradual entre as fases, razão pela qual se arbitra um limite convencional de escoamento: — a tensão para a qual a deformação permanente é de 0.2 %. Necessário é observar que os diagramas em pequena escala fornecidos pelos aparelhos de ensaio são ilusórios, neste segundo caso dando a impressão de se estender em réta até as proximidades da ruptura, quando na realidade um diagrama em maior escala mostrará uma réta apenas no início da curva.

AS TAXAS DE TRABALHO

No caso de aço comum, não é necessário considerar o limite de proporcionalidade, porque as taxas, fixadas em uma fração de limite de escoamento, não sempre inferiores ao limite de proporcionalidade.

No aço estirado a frio, essa fração poderá superar o limite de proporcionalidade, sendo então sujeito à deformação denominada "creep". A especificação francesa de 1934, embora não fazendo referência a "Creep", quando modificou a de 1930, limitando a taxa de trabalho admissível a 1/3 do limite de resistência, previu esta eventualidade.

A seguir é feito o confronto das taxas de trabalho previstas na proposta da "Situbos", (ao mesmo tempo que um resumo das especificações existentes) com as taxas de diversas especificações.

Os tubos oferecidos, segundo anexo apenso à carta n.º 2752 de 5 de Outubro de 1945, são tubos de concreto armado, com cinta de aço sob tensão prévia, aplicada à superfície externa do tubo núcleo, e fabricados de acôrdo com os padrões da proponente, para pressões de ensaio de 80 m, 90 m e 100 m, nos quais o aço estará sujeito, quando

se achar o tubo sob pressão de ensaio, à tração compreendida entre 3500 kg/cm² e 5000 kg/cm².

Preliminarmente, é necessário verificar se as taxas de trabalho citadas se justificam em face do Certificado Oficial 1515/42 do Instituto Nacional de Tecnologia, apresentado pela proponente, quando confrontado com as especificações existentes.

ESPECIFICAÇÕES EXISTENTES

1 — NORMAS BRASILEIRAS

a) — Após cerca de 600 ensaios realizados no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, foi verificado que os valores dos limites de escoamento do aço 37-CA e do aço 50-CA, acusavam em 100 % dos ensaios valores superiores a 2400 kg/cm² e 3000 kg/cm² respectivamente. Então foram estabelecidas as taxas máximas para solicitação axial, que são:

Aço 37-CA — 1200 kg/cm² = ½ Limite de Escoamento.

Aço 50-CA — 1500 kg/cm² = ½ Limite de Escoamento.

(Vêr *Cálculo de Concreto Armado* pelo Prof. Telemaco van Langendonck, ed. 1944, 1.º vol. pgs. 164 e 166).

E' necessário notar que êstes aços têm limite de escoamento real.

b) — A NB₁ não prevê para outros aços que não sejam aqueles estudados (37-CA e 50-CA) quais as taxas de trabalho admissíveis, estipulando apenas que suas propriedades devem ser suficientemente estudadas por Laboratório Nacional, idôneo para que então se possam elaborar especificações.

CONCRETO SOB TENSÃO PRÉVIA

Para êste caso, a NB₁ e a NB₂ fixam como admissível, a metade do limite de escoamento, real ou arbitrário, (correspondente a deformação permanente de 0,2%). Permite, ainda, eliminar durante a execução do concreto, tensão de 80 % dêsse limite, mesmo nos aços comuns em que se adote o limite real e não o mínimo, sempre que se fizer ao fornecedor a exigência de que o material tenha o limite de escoamento mínimo previsto. (Vêr págs. 164 e 166 do autor citado).

c) — *Relação entre limite de escoamento e limite de resistência* —

Examinando as características dos aços 37-CA e 50-CA, e notando (vêr EB₃) que o limite de resistência mínimo do 1.º é de 3700 kg/cm² e o do 2.º é de 5000 kg/cm² com o limite de escoamento mínimo de 2400 kg/cm² e 3000 kg/cm² respectivamente, se verifica que

$$a \text{ relação é de } \begin{cases} 0,65 \text{ para o aço 37-CA} \\ 0,60 \text{ para o aço 50-CA} \end{cases}$$

d) — OBSERVAÇÕES

Há que distinguir entre limite de escoamento mínimo verificado em numerosos ensaios e limite de escoamento real, que é aquele que o material empregado de fato têm, pois mediante exigências o fabricante pode fornecer um mesmo tipo de aço, digamos 37-CA, que tenha um limite de escoamento mínimo superior ao mínimo da classe.

As Normas Brasileiras não estabelecem um máximo para a relação entre limite de escoamento e limite de resistência; quando especificam as taxas de trabalho.

O limite de 0.8 do escoamento é permitido somente durante a execução do concreto protendido.

2 — NORMAS ESTRANGEIRAS

Na página 167 da obra citada se acha o quadro abaixo: (Acrescido do que a NB₁ e NB₂ dispõem para concreto protendido).

	<i>Aço comum</i>	<i>Aço especial (*)</i>	
Fr/30	(32 a 36)	$\frac{\sigma_e}{60}$	(**)
Fr/34	1300 a 1400	$\frac{\sigma_e}{2}$	$\leq \frac{\sigma_r}{3}$
GB/34	945 a 1260	1050 a 1400	
Esp/39	(1 a 1,25)	$\frac{\sigma_e}{2}$	$\leq 0.80 \sigma_r$ (***)
It/40	1400	2000	
Por/35	1200	1500	
Sui/35	1200 a 1500	1600 a 1900	
DIN — 1045	1200 a 1400	1500 a 1800	
DIN — 1075	1200	1500	
ACI	1120	1400	
JC	1120	1400	
AASHO	1120	1260	
ABC	1200 a 1300	1500 a 1600	
ABCP	$\frac{\sigma_e}{3}$ a 1200	$\frac{\sigma_e}{2}$ a 1500 a 1800	
NB ₁	1200 a 1500	1500 a 1800	e 0,8 σ_e
NB ₂	1200 a 1400	1500 a 1600	e 0,8 σ_e

Observações:

Da tabela acima se verifica que:

- Algumas especificações não distinguem entre aços *especiais* e *comuns*, sendo as taxas de trabalho inferiores a 2000 kg/cm².
- Na maioria delas, *para o aço comum*, a taxa não vai além de 1500 kg/cm².
- Relação entre limite de escoamento e limite de resistência.* —

A especificação francesa de 1930 estabelece que o limite de escoamento seja tomado como inferior a 0.85 do limite de resistência, e a mesma de 1934 fixa a taxa de trabalho: —

(*) O autor não define o termo.

(**) $\sigma_e < 0,85 \sigma_r$.

(***) É evidente que houve erro de impressão, devendo ser (1 a 1.25) $\frac{\sigma_e \leq 0,8 \sigma_r}{2}$

$$\frac{\text{Limite de escoamento}}{2} \leq \frac{\text{Limite de resistência}}{3}$$

A especificação espanhola de 1939 estabelece:

Limite de escoamento $\leq 0,8$ limite de resistência

O Aço oferecido pela Proponente. —

Limite de resistência = 6900 kg/cm² = σ_r

Limite de escoamento = 6500 kg/cm² = σ_e

Estriação = 35%

Alongamento (10 d) = 18%.

Relação = $\frac{6500}{6900} = 0,94$; é muito maior do que a relação para os

aços comuns nacionais, para os quais esse valor é: da ordem

$$\text{de } \frac{\sigma_e}{\sigma_r} = 0.65$$

O alongamento de 18% é o mínimo exigido pela A.B.N.T. para aço comum, sendo geralmente bem menor para aço estirado a frio.

O certificado (n.º 1515/42) do I.N.T. não esclarece se o limite de escoamento é real ou arbitrário. O alongamento é de aço que tem limite real de escoamento, mas o elevado valor deste limite é próprio de aço estirado a frio, sem limite real de escoamento.

Esta comparação evidencia a necessidade de levar em conta a relação citada como se dá com as especificações francesa e espanhola, pois as outras do quadro estabelecem taxas tão baixas que tornaria dispendiosa e provavelmente irrealizável a execução do concreto pretendido; inclusive, para o aço comum, a especificação francesa de 1934.

No quadro abaixo dou as taxas de trabalho admissíveis, segundo as diversas especificações, e calculada para o aço oferecido.

TAXAS DE TRABALHO ADMISSÍVEIS

Especificação	Para carga permanente	Para carga provisória (*)
Fr/39	3100 a 3500 kg/cm ²	4700
Fr/34	1400 — Comum 2300 — Especial	3700
Esp/39	2750 a 3450	5200
NB ₁ e NB ₂	3250	5200

Nota: — 1) A NB₁ e NB₂ são ousadas para o caso presente porque a relação entre limite de escoamento e limite de resistência é excessivamente elevada tratando-se de aço nacional co-

(*) Para cargas provisórias, admitindo que a taxa seja 0,8 σ_e (da NB₁) para todas as especificações, pois o quadro nada indica para o caso de cargas provisórias, porém no caso das especificações estrangeiras, mantendo as limitações da relação do mesmo quadro, teremos: —

mum, não tendo sido aparentemente prevista relação tão alta.

2) A Fr/30 já foi superada pela de 34.

3) As especificações estrangeiras nada indicam sobre cargas provisórias.

$$\text{Fr/30)} \quad 0.8 \times 0.85 \times 6900 = 4700$$

$$\text{Fr/34)} \quad 0.8 \times \frac{6900 \times 2}{3} = 3700$$

$$\text{Esp/39)} \quad 0.8 \times 0.8 \times 6900 = 4400$$

$$\text{NB}_1) \quad 0.8 \times 6500 = 5200$$

$$\text{Fr/30)} \quad \frac{32 \text{ a } 36}{60} \times 0,85 \times 6900 = 3100 \text{ a } 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fr/34)} \quad \frac{6500}{2} \frac{6900}{3} = 3250 = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esp/39)} \quad \frac{1 \text{ a } 1.25 \times (0.8 \times 6900)}{2} = 2750 \text{ a } 3450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{NB}_1) = \frac{6500}{2} = 3250 \text{ kg/cm}^2$$

Para cargas permanentes

CONCLUSÃO

Confrontando as tensões empregadas pela proponente (3500 a 5000 kg/cm²) com as tensões admissíveis apresentadas no quadro, *se verifica não serem justificadas em face das especificações estrangeiras*. Seriam aceitáveis pela NB₁ e NB₂, devido a deficiência destas neste caso, como foi notado.

Além disso, não tendo sido apresentada a curva-tensão-deformação, não se pode afirmar que o aço tenha limite de escoamento real. Pela alta proporção entre limite de escoamento e limite de resistência, *parece tratar-se de aço que não tem limite de escoamento real*.

Para evitar dúvidas convém especificar as taxas de trabalho tomando por base o limite de proporcionalidade.

AÇOS QUE NÃO TÊM LIMITE DE ESCOAMENTO REAL

Este tipo de aço é obtido por meio de estiragem a frio. A curva tensão-deformação não acusa a depressão ou patamar que aparece nessa curva, para aços comuns, na vizinhança do limite de escoamento real, que é substituído pelo limite de escoamento convencional definido pelo ponto da curva onde a deformação unitária atinge 0,2%.

Desde que a tensão permanente exceda o limite de proporcionalidade, é possível aparecer "creep" a temperatura normal. Esta ocorrência aliviará a tensão na cinta, descarregando esta no concreto a carga correspondente à tensão perdida.

Os ensaios relativos a "creep" no aço tem sido realizados em grande número para o caso de temperaturas elevadas, mas são escassos no caso de temperatura do ar. Relativamente a este caso, um ensaio foi realizado por Moisseiff, relatado por F. T. Sisco, em *Alloys of Iron and Carbon*, vol. II, p. 496; —

"Cold Drawn bridge wire with 0,75 to 0,80 per cent carbon of "220.000 to 235.000 lbs. per aquare inch tensile strength and "103.000 lbs. per square inch porportional limit.

"The wire was stressed at room temperature to 113.000 lbs. "per aquare inch. The extension found occurred mostly in the "first two weeks, was practically complete after three weeks, and at the end of two months amounted to 0.00024 in per in".

Com referência ao limite de proporcionalidade, na pág. 520: —

"While short time tests for tensile strength, elongation and "reduction of area are reasonably reproductibile in diferent labo- "ratories, those from proportional limit show too wide a scatter "to be dependable".

Pág. 519, cita Clark and White: —

"However they consider the proportional limit values useful if obtained by sufficiently refined apparatus. *It is now establi- "shed that the load for long life below the proportional limit". (*)*

Assim, o ensaio de Moisseiff confirma a afirmação de Clark & White, havendo que receitar "creep" a temperatura do ar, desde que a tensão permaneça durante algum tempo acima do limite de proporcionalidade.

Por outro lado, a elevação momentânea da tensão acima, do limite de proporcionalidade produz acentuada redução dêste limite, havendo contudo, com o tempo uma recuperação que poderá superar o valor inicial. (**) Como a tensão inicial na cinta, antes da deformação imediata do concreto é momentânea, é de esperar uma depressão semelhante, caso a tensão inicial empregada seja superior ao limite de proporcionalidade.

CONCLUSÃO: —

Para evitar "creep" no aço da cinta será necessário que a tensão nesta, depois da deformação imediata do concreto, seja inferior ao limite de proporcionalidade do aço ensaiado depois de sujeito a tensão momentânea igual a tensão inicial empregada. E' claro que se a tensão inicial for inferior ao limite de proporcionalidade ao aço ensaiado antes de ser sujeito a tensão momentânea citada, estará coberta a primeira exigência. E' provável que a satisfação da primeira exigência do n.º (5), Parte II, de preferência a segunda, possa resultar em sensível economia de aço.

LIMITE DE PROPORCIONALIDADE

O limite de proporcionalidade do aço empregado no ensaio de Moisseiff é de 46% do limite de resistência. Em ensaios realizados em arame de aço nacional empregado nos tubos da adutora de Sorocaba,

(*) Grifo meu.

(**) (Ver pág. 661 de Johson's Materials of Construction, 8.^a Edição): —
"The limit of proportionality is greatly lowered immediately after overstrain. There is "however more or less complete recovery as time elapses and the proportional limit "may be eventually raised above normal value".

(***) Ensaios realizados no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo. Certificado n.º 43.788 do ano de 1944.

o módulo de elasticidade começou a cair quando a tensão atingiu 32% a 45% (***) do limite de resistência, (é referente respectivamente a aço de 7700 kg/cm² e 10000 kg/cm² de limite de resistência) ambos os ensaios depois de emprêgo na obra, o primeiro durante cêrca de seis meses.

LIMITES DE TENSÕES ADMISSÍVEIS

Desde que a deformação devida a "creep" pode reduzir a tensão até esta atingir o limite de proporcionalidade, não aceitando o aço carga maior, transferindo ao concreto o excesso, é prudente não contar com tensão superior a êsse limite. Se fôr empregada taxa de trabalho superior ao limite de proporcionalidade, não se poderá calcular a tensão final no concreto por ser desconhecida a deformação do "creep" no aço, que varia com carga, com o aço, e com intervalo de tempo decorrido após a carga. Seria necessária investigação especial sôbre o assunto.

E' oportuno notar que o regulamento francês de 1934, limita a tensão do aço a $\frac{1}{3}$ do limite de resistência, que vem a ser aproximadamente o limite de proporcionalidade do primeiro dos dois aços nacionais referidos atrás.

CONSIDERANDO A CAPA — O efeito do "creep" no aço da cinta resulta no alongamento desta, e conseqüente tração na capa. A deformação lenta do concreto do núcleo acarreta compressão na capa, devido ao encurtamento do aço da cinta. A tensão resultante dessas duas deformações poderá ser compressão, ou tração na capa, dependendo do valôr de cada uma delas. No caso mais desfavorável de não ficar o tubo exposto ao ar durante tempo suficiente para se processar tôda a deformação lenta antes de o colocar em serviço (seguramente mais de um ano), e de serem empregadas tensões na cinta que ultrapassam o limite de proporcionalidade do aço, a tração na capa poderá ser elevada. Esta tração somada a tração resultante da retração da capa, mais aquela devida à pressão interna da água, (*) poderá resultar no fissuramento da capa e portanto, em corrosão no aço da cinta.

Especificações empregadas nos Estados Unido (embora ainda não existam normas dos Laboratórios de Ensaio de Materiais) não admitem tensões superiores ao limite de Elasticidade. (**) *Finalmente* — A vista do que foi exposto, é prudente exigir que a tensão na cinta não exceda o limite de proporcionalidade do aço.

ENCRUAMENTO DO AÇO

Ao ser estirado a frio, a ductilidade do aço é reduzida, podendo o excesso de estiragem torná-lo muito frágil, estado chamado "over-drawn". Para verificação dêste estado, entre outros ensaios, é empregado o "Wrapping Test". "Wire and Wire Products", revista especializada, traz no vol. 19, de Fevereiro de 1944, pág. 110, apreciação sôbre especificações para arame de aço, lendo-se em certo trecho sôbre êsse ensaio: —

(*) Pressão de serviço é a pressão máxima prevista na adutora..

(**) Estou juntando cópia de duas especificações e origem americana.

"of general usefulness for mild steel and carbon steel wire. Any wire should stand wrapping, onto and unwrapping off its own diameter. The number of turns applied is not very material, but 8 turns on and 7 turns off is a very conveniente number".

"Johnson's Materials of Construction", pág. 669, indica que o arame de aço deve resistir ao enrolamento sôbre um mandril de diâmetro igual a duas vezes o diâmetro do arame.

O limite de proporcionalidade pode ser elevado por meio de tratamento térmico adequado, podendo atingir elevada porcentagem do limite de resistência. A revista citada faz referência, na página 111 — "we made a rope of oil hardened and tempered wires in which the elastic limit was approximately 80% of the ultimate stress". Este alto limite é obtido a custo da ductilidade. Para assegurar a ductilidade impedindo a elevação excessiva do limite de proporcionalidade, é aconselhável exigir além do "wrapping test", que a relação entre o limite de resistência e de proporcionalidade seja equivalente a relação entre os valores do limite de resistência e de elasticidade fixados pela especificação emaricana que exige "elastic limit not less than 100.000 pounds per square inch, and ultimate strenght not less than 185.000 pounds per square inch", portanto uma relação de 1:8.

CONCLUSÃO

1) A tensão na cinta logo após a deformação imediata do concreto não excederá o limite de proporcionalidade (*) quando ensaiado o aço depois de sujeito a tensão momentânea igual a tensão inicial antes dessa deformação, ou a tensão inicial momentânea não excederá êsse limite quando ensaiado sem sujeitá-lo prèviamente a essa tensão momentânea.

2) A tensão permanente na cinta, depois das deformações do concreto não é proporcional às cargas a que estará sujeito o tubo. Freyssinet admite no caso de concreto sob tensão prèvia 0.5 a $\frac{2}{3}$ do limite de escoamento. Admitindo que êste limite seja igual a 0.8 do limite de resistência, resulta uma taxa de trabalho de 0.4 a 0.53 do limite de resistência. A especificação francesa de 1934 fixa esta taxa em $\frac{1}{3}$ do limite de resistência e $\frac{1}{2}$ do limite de escoamento para concreto armado comum. Não vejo inconvenientes em adotar mesmo o valôr mais alto, pois como disse, a tensão não é proporcional às cargas.

3) Para o aço que tem limite real de escoamento, pode-se adotar a especificação espanhola de 1939 (para as taxas de trabalho).

4) *A composição química do aço da cinta.*

Enxofre e fósforo além de certa proporção tornam frágil o aço. Enxofre é considerado um fator que favorece a corrosão (vêr Johnson's Materials of Construction, p. 623 e 799).

Por esta razão é aconselhável que seu teor não exceda os limites fixados na designação A-229-41 da A.S.T.M..

(*) O limite de proporcionalidade será determinado de acôrdo com o método descrito no Boletim n.º 2 do Laboratório de Resistência de Materiais da Escola Politécnica de São Paulo, ano de 1929.

5) O ensaio de enrolamento (wrapping test"), o carater da fratura e a tolerância relativa a variação de diâmetro são aqueles declarados na designação acima citada da A.S.T.M.

Nota — No caso de se achar o tubo sob o leito de estrada, será necessário levar em conta a fadiga, como aconselha E. Marquardt na p. 65, de seu livro "*Beton und Eisenbetonleitungen*" e como recomenda a NB₂ no artigo 64.

ESPECIFICAÇÕES PARA O AÇO DO CILINDRO

A função do cilindro é impedir que pequenas infiltrações iniciais de dentro para fóra do tubo, carreando cimento do concreto, o empobrecam, provocando com o tempo sua desagregação. Não é levado em conta nos cálculos o auxilio que possa prestar como fator de resistência as tensões.

Deverá oferecer boa resistência a corrosão e ser adequado a soldagem. Baixo teor em carbono, aumenta a resistência a corrosão (vêr *Materials of Construction* de Johnson, p. 799).

A especificação Americana requer a designação A-78-40 da A.S.T.M., para "Los Tensile Strength Carbon Steel Plates for welding, grade B", as last revised, except that the yield point shall be at least 30.000 pounds per square inch. Either open hearth or bessemer sheets having physical and chemical qualities equivalent to those above mentioned". Esta especificação leva em conta a resistência que possa oferecer o cilindro e exige chapa de espessura minima do n.º 16 ga. U. S. Standard.

No caso presente empregaremos chapa muito mais fina, para reduzir o efeito da deformação lenta e da retração, portanto para reduzir a queda de tensão na cinta. Por esta mesma razão será evitada armadura tangencial interna.

AS CARGAS SÔBRE TUBOS EM VALA E SOB ATÊRRO

O reultado das pesquisas de Marston segundo E. Marquardt
Referência: — Vêr *Beton und Eisenbetonleitungen* por Dr. Eng. Erwin Marquardt — Berlim, 1934.

Objetivo e campo de aplicação

O objetivo da pesquisas foi a determinação de um método para avaliar a resistência dos tubos às cargas de terra e sobrecargas estáticas e móveis que atuem sôbre os mesmos, quando colocados em vala e cobertos de terra, e quando colocados sob atêrro, descansando sôbre terreno original.

As pesquisas abrangeram os tubos rígidos, semirígidos e flexíveis, e as condições em que se achem colocados: — 1) totalmente dentro da vala cheia de terra e apoiado no terreno relativamente firme do seu fundo; 2) apoiado sôbre terreno virgem e coberto por atêrro. Estes últimos foram divididos em 4 classes: — 1) tubos flexíveis sob atêrro baixo; 2) sob atêrro alto; 3) tubos rígidos ou semi-rígidos sob atêrro baixo; 4) sob atêrro alto.

(*) E' este o tipo de apoio previsto para o cálculo de carga de ensaio. Vêr figura 9, pág. 13 para os diversos tipos de apoio.

Foram ainda classificados segundo o tipo de apóio empregado: — 1) apóio preparado com pouco cuidado ou nenhum cuidado; 2) apóio comum ($^{\circ}$), sob supervisão de engenheiro, de forma que no mínimo 50% da periferia inferior seja abrangida pelo berço, ao passo que no mínimo até 0.15 m acima do vértice seja disposto material granular colocado e rebatido com pá, de forma a encher perfeitamente todo o espaço de baixo do tubo e ao seu redor. Em caso de terreno rochoso, uma camada de terra de 4 cm por cada metro de altura do atêrro, com um mínimo de 20 cm será disposta entre o tubo e o terreno; 3) apóio de 1.^a classe é um apóio parcial de material de granulação fina cuidadosamente colocado, sendo prescritas diversas outras medidas; 4) apóio de concreto.

Resultados das Pesquisas

1) — *Cargas de terra* — Marston chegou a uma equação que dá a carga que atinge o tubo em kg/m de tubo, em têrmos da largura da vala ou do diâmetro externo do tubo, do pêso específico aparente da terra, e de uma constante. Esta constante é variável com diversos fatores, sendo esta variação mais complexa para tubos sob atêrro do que para tubo em vala.

a) — *Tubos em vala*

Para determinar a carga que atinge o tubo são dadas diversas tabelas, que dão os valores da constante para diversas proporções de altura de atêrro para largura da vala e para diversos tipos de terra. Há uma nota esclarecendo que os valores podem ser interpolados proporcionalmente.

As tabelas se acham nas pgs. 18 a 20 do livro citado.

O valôr procurado $Ge = C Y B^2$ onde C é a constante encontrada nas tabelas: Y é o pêso específico aparente da terra B é a largura da vala.

Notar que na tabela I, o valôr de B, (na relação H/B é a largura da vala que pode ser tomada = diâmetro externo do tubo (pois B é designado como tomando êsses dois valores, pág. 15). Contudo, o resultado obtido será condicionado ao que segue: — Quando a largura da vala excede o diâmetro do tubo além de um limite variável com diversos fatores, a carga atua como se o tubo fosse colocado sob atêrro, e então é êle calculado como tal. Do diagrama n.º 14 da página 24 são tirados êstes limites.

Fator de correção: —

Ensaio complementares foram feitos por Marston para determinar a relação entre as cargas que originam solicitações iguais no terreno, nos ensaios de caixa de areia, de dois cutelos e de três cutelos, chegando a relação de 1.00 para o primeiro e 1.50 para os dois últimos (vêr pág. 67 da obra citada).

Fator de redução de carga: —

No caso de passar o cálculo a ser feito como "Tubo sob atêrro", devido a excesso de largura da vala, êste excesso altera o fator de correção acima citado, exigindo então um coeficiente de redução de carga, que é dado pelos diagramas de pág. 67 e 68.

b) — *Tubos sob atêrro:* —

Dois fatores têm grande influência no valôr da carga que atinge o tubo como pode ser observado no diagrama n.º 11 da pág. 22. São êles: o material do tubo (flexível ou rígido), e a variável $rsd \times a$, chamada constante de "recalque e saliência", onde rsd , chamado fator de recalque e flexão, depende dos resultados do apôio do tubo e dos recalques do apôio do atêrro e da terra disposta abaixo do nível do vértice do tubo; "a" é a parte do diâmetro do tubo que fica acima do opôio do atêrro, sendo desprezível sua influência no caso do tubo em vala (vêr pág. 15 a 30).

Os valores de rsd: —

São dados na página 26, variando para tubos rígidos, de acôrdo com a natureza do apôio do tubo, de 1.00 para terreno rochoso, 0,70 para argila firme, a 0,30 para terreno frouxo. Para tubos flexíveis, em qualquer terreno, eu valôr é 0.00.

Os valores de K e μ nos diagramas 11 e 14: —

O valôr μ é o coeficiente de atrito da terra e K uma função dêle (vêr pág. 16). E' êsse valôr de difícil determinação, pois a reprodução das condições da execução dos ensaios não puderam ainda ser asseguradas e não há método estabelecido para sua realização (vêr pág. 30), e temos que nos contentar com êles por enquanto.

Contudo, na pág. 24, ao referir-se ao diagrama n.º 14, declara que os resultados obtidos com valores de $K\mu = 0.165$ e $= 0.1924$ acusam diferença de 8%.

*Fator de correção e fator de redução de carga como
na letra (a) anterior*

2) — *Sobrecargas estáticas e móveis:* —

a) — *Concentrada:* A carga que atinge o tubo foi pesquisada por Marston e os resultados estão condensados no diagrama n.º 26 da pág. 39 e na tabela 11, pág. 40. Na pág. 38 encontra-se a equação 11, que dá a carga que atinge o tubo em têrmos do coeficiente C_r , (que pode ser obtido do diagrama ou da tabela), da carga P e do coeficiente de impacto φ cujo valôr é dado (1,50 a 2,00) para velocidade de 32 km por hora e 1,00 para carga estática.

$$G_p \frac{P C_r}{L} \varphi, \text{ onde } G_p = \text{carga em kg/m.}$$

P = carga concentrada em kg.

Fator de redução de carga — Não há redução.

b) — *Uniforme:* Para tubo em vala: o valor procurado $G_g = C_s B_g$ x g, onde C_s é obtido da tabela 8, pág. 33, B_g é a largura da vala e g é a carga uniforme em kg/m².

Para tubo sob atêrro: a carga é transformada em carga equivalente de terra de altura $= \frac{g}{\lambda}$ e a carga que atinge o tubo avaliada com êste acréscimo na altura do atêrro (vêr pág. 38), em seguida à equação n.º 15.

O adensamento do atêrro

Marquardt recomenda, na pág. 45, que para o caso de tubos de concreto e de concreto armado, o pêso do soquete não deve ser superior a 2,5 e 3,5 kg., para emprêgo até 0,30 m de altura de terra acima do vértice do tubo, sendo que para o espaço lateral a secção dêsse soquete deve ser de 4×12 a 6×25 cm.

Fatores de segurança

O autor diz na pág. 17, que as tabelas 2 a 5, calculadas por meio da tabela 1, contém em certo fator de segurança. Estas tabelas são para tubos em vala.

Para tubos sob atêrro, o fator de segurança é aplicado depois de obtida a carga que atinge o tubo (vêr exemplo na pág. 69) e varia de 1,50 a 1,75.

ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES

Objetivos: —

- a) Por meio de 30 amostras, determinar aproximadamente, antes de iniciar a fabricação, o tipo de distribuição dos valores das tensões (Normal, Camp-Meidel, Tchebycheff) e seus parâmetros (desvio padrão e média) com o fim de verificar se os limites de tensões admitidos inicialmente para dimensionar o tubo satisfazem a condição de prevêr não mais de (aproximadamente) 10% de defeitos no fornecimento. Considera-se um defeito o fato da tensão em qualquer tubo exceder os limites previstos. (*)
- b) Por meio de 30 amostras do primeiro lote de 500 tubos fabricados, verificar os limites citados em (a).
- c) Por meio de 30 amostras do restante do fornecimento, obter indicações sôbre a manutenção dêsses limites durante a fabricação.

As características da distribuição normal

Para que a distribuição possa ser considerada grosseiramente normal é exigido:

Uniformidade estatística suficientemente demonstrada pela exigência de um único centro de variação no diagrama de pontos ⁽¹⁾ e pela permanência dos valores dos parâmetros dos sub-grupos de observações dentro de limites determinados por cálculo baseado na Estatística. ⁽²⁾ Os coeficientes para calcular êstes limites são dados na tabela 13, p. 86 da publicação da *British Standards Institution* referida na nota ⁽¹⁾. Poderão também ser calculados por meio dos diagra-

(*) Admitindo-se que as quatro diretrizes observadas em cada tubo abrangem as tensões em tôdas as diretrizes do tubo.

(1) Vêr fig. 7, p. 143 da publicação n.º 600-1935 da British Standards Institution.

(2) Vêr "An Engineer's Manual of Statistical Methods por Leslie E. Simon, p. 49 e 51.

(3) E' tomado como sendo igual ao desvio padrão da amostra.

(4) Sub-grupo de 5 observações é considerado o mais satisfatório (vêr p. 207 do Manual); é empregado nos exemplos de p. 50 e 54.

(5) Vêr p. 97 do Manual.

gramas de L. E. Simon, que acompanham o seu Manual, diagramas êstes denominados "Alignment Chart for Reading the Probable Range of Error in an Observed Mean knowing "n" and Uncorrected σ " e "Alignment Chart for Reading the Estimated Lot Std. DEV. And The Probable Range of Error of the Estimate, knowing "n" and Uncorrected σ ".

A forma de avaliar o desvio padrão da partida ⁽³⁾ em termos dos valores análogos para os sub-grupos de 5 ⁽⁴⁾ observações *da amostra* é dada na p. 83 da publicação Britânica. Poderá também ser avaliado por meio do segundo dos diagramas citados.

As características da distribuição de Camp-Meidell

E' bastante que a curva de frequência não tenha arestas, que seja unimodal (um único centro de variação) e que a média coincida aproximadamente com o valôr mais frequente. ⁽⁵⁾

As características da distribuição Tchebycheff

Não há restrições quanto à forma do universo estatístico. ⁽¹⁾

O número de amostras exigido: —

Sob o título de "Amostragem - Especificação Baseada em Fração Deficiente vs. Especificação Baseada em Parametros de Distribuição Conhecida" adiante justifico a necessidade de número de amostras não inferior a trinta e a necessidade de ensaios prévios.

A primeira vista parece exagerado o número de 120 observações (4 em cada tubo), exigido no § XI, das Especificações. O objetivo é abranger a variação de tensão num mesmo tubo e ao mesmo tempo a variação do módulo de elasticidade do concreto, que é considerado uniforme em cada tubo, constituindo por si mesmo uma característica que exige trinta observações para que possa ser considerada sua variação (vêr "Número de Amostras", no final dêste capítulo).

A divisão em grupos de 5 observações abrange tensões de 2 tubos em cada grupo, incuindo, assim a variação do módulo de elasticidade de um tubo para o seguinte, além das variações da tensão inicial antes da deformação imediata do concreto (função do módulo de elasticidade).

ENSAIOS DE TARAGEM

Por meio dêstes ensaios é visado satisfazer a letra (a) dos "Objetivos" atrás citados, isto é, verificar se os limites de tensões empregados no projeto do tubo podem ser conseguidos com o processo de fabricação empregado.

Verificação dos limites de Tensões: —

Primeiramente é necessário saber o tipo de distribuição das tensões observadas para depois calcular os limites em termos da média das tensões, do desvio padrão, e de um fator do desvio padrão. Este fator depende do tipo de distribuição e da proporção das tensões que devem ser abrangidas pelos limites (90% no caso presente).

(1) Vêr p. 98-99 do Manual.

Para determinar o tipo de distribuição é necessário:

a) fazer um “diagrama de pontos” como o que se acha no exemplo que dou adiante e na fig. 7, p. 143 da publicação n.º 600 - 1935 da British Standards Institution;

b) determinar o desvio padrão e a média dos sub-grupos de 5 observações, e o desvio padrão e a média de amostra total (120 observações), como no exemplo que dou adiante para uma amostra de 27 observações;

c) calcular os limites dos parâmetros dos sub-grupos (no caso de se pretender empregar a distribuição Normal) como indicado atrás, quando foram consideradas as características desta distribuição;

d) enquadrar os dados referidos em (a) e (c) nas características da distribuição.

O desvio padrão e os fatores a empregar para calcular os limites: —

O desvio padrão *da partida* e a média *da partida* não são conhecidos. São apenas conhecidos estes parâmetros *da amostra*. Segundo L. E. Simon (p. 96 do Manual), desde que a amostra seja relativamente grande ⁽¹⁾ os erros desta origem não são importantes, mas adverte sobre a precariedade da admissão de ser normal a distribuição, acrescentando na p. 97, que *previsões de probabilidades* baseadas na distribuição normal são praticamente sem valor, e termina (fim da p. 97) aconselhando o abandono da distribuição normal, empregando em lugar desta a desigualdade de Camp-Meidell, ou a de Tchebyscheff (p. 98, fim), *para que essas previsões sejam validas*.

a) *Quando se trate de distribuição normal ou Camp-Meidell —*

A desigualdade de Camp-Meidell é ⁽²⁾ $P_{t\sigma} \geq 1 - \frac{1}{2.25 t^2}$ onde $P_{t\sigma}$

é a proporção de valores incluídos ente $\bar{X} \pm t\sigma$, sendo σ o desvio padrão da amostra e t um fator, e \bar{X} o valor da média da amostra.

Fixado $P_{t\sigma}$ em 90%; $0.9 \geq 1 - \frac{1}{2.25 t^2}$, $t = 2.1$.

Portanto os limites serão dados por $\bar{X} \pm 2.1\sigma$

b) *Quando se trate de distribuição Tchebycheffs*

A desigualdade é ⁽³⁾ $P_{t\sigma} \geq 1 - \frac{1}{t^2}$; $0.9 = 1 - \frac{1}{t^2}$; $t = 3.2$.

Portanto os limites serão dados por $\bar{X} \pm 3.2\sigma$.

Adiante dou um exemplo em uma amostra de 27 tubos, onde é dada a tensão média num tubo como sendo uma observação.

VERIFICAÇÃO DA MANUTENÇÃO DOS LIMITES DE TENSÃO DURANTE A CINTAGEM

Os limites determinados no ensaio de taragem resultam de uma amostra que não foi retirada de um lote de tubos; constituem por si

(1) Ver “O número de amostras”, no fim deste capítulo.

(2) Ver p. 97 do Manual de L. E. Simon.

(3) Ver p. 99 do Manual de L. E. Simon.

(4) Ver CHART 0.1

mesmos todo o lote, não tendo assim o mesmo valor que uma amostra retirada de um grande lote.

A verificação por meio do processo indicado na letra (b) do número 7 do parágrafo XIII das Especificações acusa defeitos, de forma a exigir ação, somente quando a probabilidade de haver menos de 12% de (4) defeitos no lote é de 10%, ou seja, quando há 90% de probabilidade de haver mais de 12% de defeitos no lote de onde saíram as amostras.

Pelas duas razões acima, convém confirmar (ou não) os resultados do ensaio de taragem pelo ensaio de verificação da letra (a) do n.º 7 do § XIII das Especificações. O cálculo dos limites é feito como indicado no título "Ensaio de Taragem", em amostras de 30 tubos retirados do primeiro lote de 500 tubos fabricados.

a) — Para controlar a fabricação do restante do fornecimento, foi previsto o ensaio de mais 30 tubos retirados ao passo que se processa a cintagem. Os tubos são considerados em grupos de 5 (20 tensões por grupo). As tensões extremas encontradas em cada grupo deverão ser abrangidas pelos limites empregados para dimensionar o tubo, sendo contudo admitido que 3 tensões (1) em cada grupo de 20 excedam esses limites.

No caso de aparecer 1 grupo que não satisfaça a condição acima, será suspensa a cintagem; pois o fato de aparecerem 4 ou mais defeitos em 20 observações significa que há no mínimo 90% de probabilidade de haver mais de 12% de tensões (no lote de onde saíram as amostras) que excedem os limites. E' assim justificada nova taragem, nova verificação de manutenção dos limites, etc., para controlar a cintagem do restante do fornecimento de forma a não excederem as tensões os novos limites resultantes da nova taragem.

b) O método recomendado por L. E. Simon para obter indicações sobre a manutenção do nível de controle durante a fabricação é indicado nas páginas 50, 56, 57, 58 e 59 de seu Manual.

Consiste este método em determinar os limites de variação das médias de grupos de 5 observações e calcular por meio do diagrama "Chart. 0.1 = I_φ ", o número de médias de grupos que podem exceder esses limites, sujeitando-se a condição de haver 90% de probabilidade de não haver mais do que o número "c" de médias que excedam os limites (ver pág. 59). No caso de ser excedido o número "c", este fato é considerado como indicação positiva de não estar sendo mantido o nível de controle. Ao mesmo tempo são feitas exigências análogas em relação aos desvios padrão (ver p. 57) dos grupos de 5 observações.

(1) Ver CHART 0.1 = I_φ . Entrando com $\varphi = 0.1$ e $n = 20$, resulta a possibilidade de 3 defeitos, havendo 90% de probabilidade de não aparecerem mais de 3, desde que o lote não contenha mais de 10% de defeitos.

A letra (b) n.º 7 do § XIII exige que se antes de serem ensaiados os 6 grupos de 20 observações cada grupo, aparecer um grupo com 4 ou mais tensões que excedam os limites, será suspensa a cintagem, feita nova taragem e determinados novos limites, para em seguida serem repetidos os ensaios em 30 tubos do primeiro lote do restante do fornecimento, e da letra (b).

A letra (b) visa o item (c) dos "Objetivos".

A letra (a) visa o item (b) dos "Objetivos".

O ensaio de taragem visa a letra (a) dos "Objetivos".

No exemplo dado adiante, supondo que os 27 tubos ensaiados fossem retirados do restante dos tubos fabricados, isto é, de todos menos do primeiro lote de 500: —

O desvio padrão médio dos 5 grupos = $450 \text{ kg/cm}^2 = \bar{s}$; entrando com êste valôr e o valôr de $n = 5 =$ número de observações em cada grupo, no diagrama de L. E. Simon para "Probable Range of Error in an Observed Mean", na escala D é econtrado o valôr 700. Então: os limites são 4550 ± 700 , onde 4550 é a média das médias dos 5 grupos (êste cálculo é repetido adiante sob o título "Exemplo de Determinação dos Limites de Tensões", letra (a). Entrando agora, no diagrama "Chart 0. $1 = I_\phi$ com $\phi = 0.1$ (porque são admitidos 10% de defeitos e $n = 5$ (porque há 5 grupos), se verifica não ser admissível que a tensão média de nenhum grupo (pois " c " = 0) de 5 observações exceda

$$\text{os limites de } 4550 \pm 700 = \begin{cases} 5150 \text{ kg/cm}^2 \\ 3750 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Esta condição não foi difícil de satisfazer, pois as médias de nenhum dos grupos de 5 observações excedem os limites calculados, e como se verá adiante o controle da tensões no exemplo em causa é bem precário (vêr diagrama de pontos). (No caso de haver 24 grupos de 5 observações, o diagrama acusa " c " = 4, portanto seria admissível que a tensão média em 4 grupos de 5 observações excedessem os limites). Assim, no caso de aparecer 1 grupo de 5 que não satisfaça, deverá ser feita nova taragem, e determinados novos limites para dimensionar o tubo e repetidos os ensaios em 30 amostras do 1.º lote seguinte de 500 tubos, e em mais 30 tubos retirados do restante do fornecimento ao passo que se processe a cintagem (vêr p. 14, n.º 3, de Leslie E. Simon, pois ête recomenda que no caso de haver um grupo de 5 que não satisfaça, o lote seguinte seja considerado "the first lot of a new series").

Processo análogo e consequências análogas serão previstos em relação aos desvios padrão dos grupos de 5 observações. O cálculo dos limites está feito adiante, na letra (b) do título "Exemplo de determinação dos Limites de Tensões", onde se observa que a exigência foi satisfeita.

Os limites podem ser calculados sem o emprêgo dos diagramas: —

Os limites das médias são dados por

$$\bar{X} \pm \left\{ \frac{3\sigma}{\sqrt{5} \times 0.8407} = 1.60 \times \sigma \right\}$$

onde σ é a média dos desvios padrão dos grupos de 5; 0.8407 é o fator " c_2 " tirado da Tabela 12.1 página 134 do Manual; 5 é o número de observações em cada grupo.

No exemplo, teremos $\bar{X} \pm 1.60 \times 450 = 4550 \pm 700$ (vêr também páginas 127 e 129 do Manual).

(1) Notar que neste exemplo, os dados foram considerados como sendo resultado de uma taragem, quando na realidade são resultantes da verificação de tensões durante a fabricação, portanto de maior significado, pois correspondem a um lote de cerca de 1300 tubos; retiradas as amostras na proporção de 2 por cem tubos.

Os limites dos desvios padrão serão dados por

$$\sigma \pm \left(\frac{3\sigma}{10 \times 0.8407} = 1.127\sigma \right)$$

onde $10 = 2 \times$ (o número de observações do grupo = 5).

Teremos limites = $450 \pm 1.127 \times 450 = 450 \pm 500$.

EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE TENSÕES (1)

Os dados foram extraídos de meus pareceres ns. 1265 e 1465, ao Diretor da Engenharia do Departamento das Municipalidades. São referentes aos Certificados ns. 47665, 44807, 45117 e 45669 do I.P.T. datados de Março a Julho de 1944, relativos aos ensaios de determinação das tensões nas cintas de 27 tubos de amianto cimento, de 450 mm de diâmetro interno.

As tensões na coluna x do quadro I são referentes ao tubo cheio sob pressão de ensaio de 2 x pressão de serviço. A média das tensões é de $4545 \approx 4550 \text{ kg/cm}^2$, e o desvio padrão da amostra é de $490 \approx 500 \text{ kg/cm}^2$. Estes valores são tomados como sendo os parâmetros do lote do qual foram retiradas amostras.

Condições a satisfazer para que a distribuição possa ser considerada normal.

a) Limite de variação das médias dos grupos.

Entrando com a média dos \bar{s} ($= 436 \approx 450$) do Quadro I e o valor de $n = 5$ no diagrama de L. E. Simon para "Probable Range of Error in An Observed Mean", na escala D é encontrado o valor 700. Assim a variação da média será 4550 ± 700 ; portanto os valores dos x deverão se encontrar entre 5150 e 3750, o que de fato se dá, quando se examine o Quadro I.

∴ Esta condição foi satisfeita.

b) Limites de variação dos desvios padrão dos grupos. Entrando com $\bar{s} = 450$ e $n = 5$ no diagrama para "Standard Deviation", na escala D é encontrado o valor 500. A variação de \bar{s} não deverá exceder 450 ± 500 , ou seja, zero e 950; o que se dá.

Esta condição foi satisfeita.

c) Existência de um único centro de variação no diagrama de pontos. Examinando o diagrama se nota a existência de 3 centros de variação, embora um dêles de pequena importância.

∴ Esta condição não foi satisfeita.

A classificação do tipo de distribuição

O item (c) exclue a distribuição normal assim como a de Camp-Meidell, pois além do centro de variação principal (próximo da média), há um centro secundário na extrema esquerda (vêr diagrama de pontos). Além disso, examinando o diagrama, se nota ser necessário medir 3σ de cada lado da média para incluir todos os valores das tensões desta amostra isolada.

Assim, a distribuição é classificada como de Tchebycheff.

Os limites das tensões

Sendo $t = 3.2$ para a classificação Tchebycheff os limites

$$\text{são } \bar{x} \pm 3.2 \sigma_n = 4550 \pm 3.2 \times 500 = \begin{cases} 6050 \text{ kg/cm}^2 \\ 2850 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Calculado o tubo com estes limites, haverá aproximadamente 90% do fornecimento satisfazendo a hipótese de não serem os mesmos excedidos.

Dos 2850 kg/cm², deduzida a perda de tensão originada pela deformação lenta e retração do concreto, que pode variar de 1500 kg/cm² a 2500 kg/cm², pouco resta para produzir a compressão necessária ao concreto para evitar tração neste quando seja o tubo sujeito a pressão interna e a sobrecargas externas. Nestas condições de controle e com essa média seria necessário se contentar com menor porcentagem de tubos dentro de limites mais estreitos, para que seja realizável o projeto. (1)

Admitindo que com uma faixa de variação de 1500 kg/cm², em vez de 3200 kg/cm² seja realizável o projeto: —

$$t = \frac{0.5 \times 1500}{\sigma_n = 500} \approx 1.5$$

$$P_t \sigma = 1 - \frac{1}{t^2} = 1 - 0.445 \approx 0.55, \text{ ou seja, aproximadamente } 55\%$$

do fornecimento dentro dos limites de

$$4550 \pm 1.5 \times 500 = \begin{cases} 5300 \text{ kg/cm}^2 \\ 3800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

(1) Para verificar a possibilidade de ser realizado o projeto será necessário verificar as tensões nos materiais do tubo, empregando os limites citados. A porcentagem de tubos fóra dos limites previstos indica que estarão sujeitos a taxas de trabalho mais desfavoráveis que as taxas calculadas com aqueles limites.

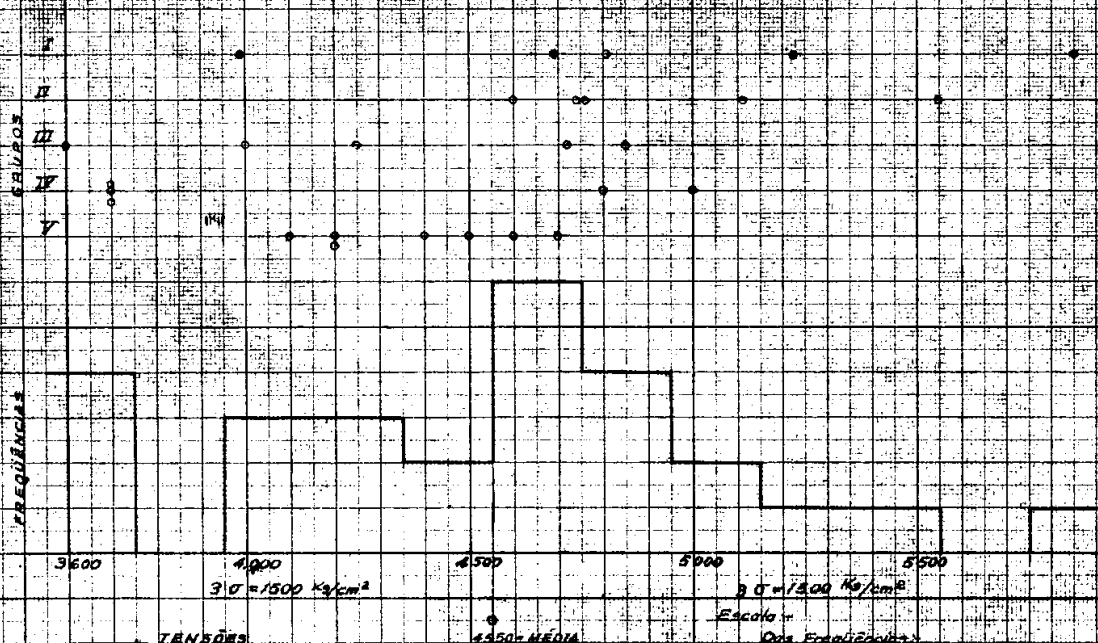
QUADRO I

Cálculo do Desvio Padrão e da Média de uma Amostra de 27 Tubos.
Tensões em kg/cm²

* D a t a	Grupo	Tubo	Tensão	Tensão média do sub-grupo	(Desvio) ²	Desvio padrão do sub-grupo	Média dos	Média dos	Desvio pa- drão da amostra
a	N.º	N.º	X	\bar{X}	s ²	$\frac{s}{s}$	$\frac{s}{s}$	$\frac{s}{x}$	
		1	3980		900×10^3				
		2	4689		$58 \times "$				
		3	4905		$00 \times "$				
		4	5225		$88 \times "$				
		5	5848		$825 \times "$				
	I		24647	4929	$1881 \times "$				$614 = \bar{s}_1$
		6	4592		$129 \times "$				
		7	5131		$32 \times "$				
		8	5546		$354 \times "$				
		9	4737		$46 \times "$				
		10	4751		$40 \times "$				
	II		24757	4951	$601 \times "$				$347 = \bar{s}_2$
		11	4849		$322 \times "$				
		12	4713		$186 \times "$				
		13	4246		$1 \times "$				
		14	4000		$84 \times "$				
		15	3660		$465 \times "$				
	III		21408	4281	$1058 \times "$				$460 = \bar{s}_3$
		16	3700		$230 \times "$				
		17	4800		$144 \times "$				
		18	3700		$230 \times "$				
		19	3700		$230 \times "$				
		20	5000		$672 \times "$				
	IV		20900	4180	$1506 \times "$				$549 = \bar{s}_4$
		21	4100		$82 \times "$				
		22	4200		$35 \times "$				
		23	4500		$13 \times "$				
		24	4200		$35 \times "$				
		25	4700		$99 \times "$				
		26	4600		$46 \times "$				
		27	4400		$00 \times "$				
	V		30700	4386	$310 \times "$				$210 = \bar{s}_5$ 436 4545 490

(*) De 18-3-44 a 20-7-44, a partir do tubo n.º 1.

DIAGRAMA DE PONTOS E GRÁFICO DAS FREQUÊNCIAS



Escala:
 Das Frequências \rightarrow
 Largura do retângulo: 2cm
 Altura do retângulo: 1 ponto = 1cm
 Das Tensões: 100 kg/cm² = 1cm

$$s^2 = (\bar{x} - x)^2$$

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{\sum S_i^2}{n}}, \text{ onde } n = \text{número de observações no grupo; } \sum S_i^2 = \text{soma}$$

dos quadrados dos desvios de cada observação do grupo I,

$$(\sigma_a)^2 = \frac{n_1 \bar{s}_1^2 + n_2 \bar{s}_2^2 + \dots + n_k \bar{s}_k^2}{N - K}$$

onde n_1 n_2 n_k são o número de tubos nos diversos grupos; s_1 s_2 s_k são os desvios padrão de cada grupo; N é o número de observações no total da amostra (27 neste caso); K é o número de grupos na amostra (5 neste caso). (Ver p. 83 da publicação da British Standards Institution n.º 600 — 1935).

AMOSTRAGEM. ESPECIFICAÇÃO BASEADA EM FRAÇÃO DEFICIENTE vs ESPECIFICAÇÃO BASEADA EM PARAMETROS DE DISTRIBUIÇÕES CONHECIDAS.

Referindo-se a especificações usuais baseadas em fração deficiente, diz L. E. Simon, Diretor Assistente no Departamento de Material Bélico do Exército (1) na pág. 9, fim: — (Exército Americano).

“Thus one sees that if lots of articles are submitted which “are 10% defective they are not rejected 50% of the time, as it “might appear from superficial reading of the specification, but “only 26% of the time. A product which is fraction effective “0,95 would generally not be regarded very good, yet *it would “pass the specification more than 91% of the time”*. (2)

Mais adiante, pág. 10, fim: —

“The most discouraging factor, however, inheres not in the “rejection of some good lots or in the acceptance of some bad “lots, but in the fact that *the accepted lots in this case are no “better than the rejected lots”* (3)

Na página 12: —

“without a knowledge of the general quality level of the relati- “vely large stock from which a single lot comes, it is quite *im- “possible to predict even the approximate quality* of the lot from “the observation of “*a small sample even though the sample is “perfect.”* (4)

Na pág. 25: —

“A plot of data from a chart which is made in Appendix A “unquestionably shows that for most purposes *samples sizes of “the order of 300 t 600 are a minimum for achieving satisfacto-*

(1) Ver An Engineer's Manual of Statistical Methods, edição de 1941.

(2) O grifo é meu.

(3) O grifo é meu.

(4) Todo o trecho está grifado pelo autor.

"ry working estimates of the lot fraction defective from the evidence of a "sample and that *very small samples* are not only "practically worthless for distinguishing between lots (except "where defects are overwhelming, but likely to be positively misleading. (Os gritos são meus).

Para contornar as dificuldades acima apontadas, especialmente a necessidade de grande número de amostras, os métodos modernos de controle de fabricação recorrendo à Estatística, utilizam as propriedades da distribuição normal e no caso de distribuição anormal, do conhecimento prévio do desvio padrão, para através da distribuição de Camp-Maidell e da distribuição mais geral, de Tchebycheff, avaliar a conformidade do conjunto do material oferecido relativamente ao especificado por meio de número relativamente reduzido de amostras. Contudo, para empregar tais distribuições é necessário que observações prévias sejam feitas para verificar se o resultado do processo de fabricação se enquadra numa das duas primeiras, ou se a distribuição é muito irregular, sendo então, aplicável a desigualdade de Tchebycheff. Vide página 47, fim, e página 51, onde diz Leslie E. Simon: —

"...prior knowledge must exist to the effect that this type of "products is approximately normally distributed, or else certain "types of tests should be made which will be discussed a few "paragraphs later".

No caso presente, o conhecimento prévio que temos é a experiência de Sorocaba, que como foi demonstrado atrás, não justifica a aplicação da distribuição normal.

O NÚMERO DE AMOSTRAS

O número de amostras para ajuizar da normalidade da distribuição é indicado na *página 51*, pelo autor citado, quando diz: —

"However, experience shows that the meeting of this criterion by 25 sub-groups of 4 is indeed reliable assurance of "uniformity. It is sometimes necessary to accept the hazard of "making tentative predictions based on satisfaction of the criterion by a considerable smaller number of samples of 4, when "sampling is expensive or further sampling impossible and the "re are cogent engineering reasons for believing the product to "be uniform".

Na página 88 da publicação da British Standards Institution: —

"It is not until a sample contains perhaps as many as 30 "observations that we can speak of the standard deviations, "been normally distributed about σ with a standard error of " $\sigma/\sqrt{2n}$."

Na página 55-56 referindo a $s = \sigma/\sqrt{n}$

"The accuracy of the relation is subject to several limitations "(a) the variation among the observations, x must be approximately of Normal form, (b) — the sample should contain at "least 30 observations".

E S P E C I F I C A Ç Õ E S

PARA TUBOS DE CONCRETO ARMADO CENTRIFUGADO E CINTADOS COM AÇO SOB TENSÃO PRÉVIA COM JUNTAS METÁLICAS DE PONTA E BOLSA PARA OS SIFÕES SUPLEMENTARES DA ADUTORA DE COTIA

§ I — GENERALIDADES

a) Definição de tubo de concreto armado e cintado.

Entende-se por tal um cilindro de concreto, de parede fina ou espessa, armada de aço no seu interior, e reforçado por cinta de aço na superfície externa, cilindro cujos diâmetro interno e externo possam ser considerados constantes para efeito do cálculo das tensões nos materiais do tubo, materiais êsses que por sua vez podem ser considerados como possuindo propriedades mecânicas uniformes em cada tubo.

b) Os tubos são destinados a:

- 1 — suportar a pressão de ensaio indicada.
- 2 — suportar uma carga externa de 2.500 quilos por metro linear, aplicada uniformemente sobre o quarto de círculo superior, estando o tubo vazio e apoiado sobre o quarto de círculo inferior.
- 3 — resistir a prova de flexão adiante mencionada.

c) O tubo compõe-se de 3 partes distintas, fabricadas em 3 fases distintas:

- 1 — O núcleo — tubo de concreto armado centrifugado;
- 2 — A cinta metálica de aço;
- 3 — A camada protetora da cinta.

d) Os tubos e peças serão marcados externamente com:

- 1 — marca da fábrica;
- 2 — data da fabricação;
- 3 — pressão de ensaio;

Essas 4 indicações devem ser permanentes.

§ II — AÇO DA CINTA

Será empregado aço de procedência da Companhia Belgo-Mineira de 3/16" de diâmetro, com as seguintes características:

- limite mínimo de resistência à ruptura: 6.500 kg/cm²;
- limite mínimo de escoamento: 80% da resistência verificada no ensaio de ruptura;
- alongamento mínimo (10 d) = 15%.

Os aços serão ensaiados antes de serem empregados na fabricação, sendo que os resultados oficiais dos ensaios serão fornecidos à Fiscalização.

§ III — O CONCRETO DO NÚCLEO ESPECIFICAÇÕES

- a) Especificações segundo EB1 — EB2 — EB4.
- b) O agregado graúdo não terá graduação superior a 35 mm.
- c) O consumo de cimento será de 500 kg/cm³.
- d) Os corpos de prova cilíndricos terão resistência de ruptura superior a 250 kg/cm² aos 28 dias de idade.

§ IV — O AÇO DO NÚCLEO
ESPECIFICAÇÃO

Segundo EB3.

§ V — A CAPA PROTETORA DA CINTA
ESPECIFICAÇÃO

- a) Especificação segundo EB₁ - EB₂ e EB₃.
- b) A camada protetora será constituída de argamassa de cimento e areia.
- c) O consumo de cimento será de 450 kg/cm³.
- d) Os corpos de prova cilíndricos terão resistência de ruptura superior a 250 kg/cm² aos 28 dias de idade.

§ VI — TAXAS DE TRABALHO
TAXAS MÁXIMAS

- a) Concreto: — compressão de 120 kg/cm².
- b) Aço da armadura do núcleo: 1000 kg/cm².
- c) Aço da cinta: 5.000 kg/cm².

§ VII — ENSAIOS DE RECEBIMENTO

I — ENSAIOS NO NÚCLEO cintado, sem capa protetora da cinta (a não ser na região do apóio no ensaio de flexão).

- a) **FLEXÃO** — Serão ensaiados dois tubos escolhidos ao acaso no curso da fabricação e antes da aplicação da camada protetora. Os apóios serão tacos de madeira dura com superfície de contato em forma de arco de circunferência com diâmetro 5 mm maior que o diâmetro externo do tubo com capa protetora e flexa correspondente a $\frac{1}{4}$ da circunferência do tubo na região do apóio. A distância entre os eixos dos dois apóios será igual a 60% do comprimento do tubo e o comprimento dos apóios será igual ao dos pilares que apoiarão o tubo no terreno da obra.

1 — Os dois tubos serão ensaiados vasios com sobrecarga uniforme de 2.500 quilos por metro linear, aplicada sobre superfície correspondente ao $\frac{1}{4}$ de círculo simétrico ao de apóio; um deles será rompido à flexão e o outro reservado para ruptura por pressão interna.

2 — O tubo reservado para a prova de ruptura por pressão interna será ensaiado sob pressão de prova e não deverá acusar vazamento.

3 — **JULGAMENTO** —

Se os dois tubos ensaiados em (1) não apresentarem resultados satisfatórios, serão recusados todos os tubos. Se um deles não satisfizer, será repetido o ensaio com 2 outros: se se um deles não satisfizer, serão recusados todos os tubos.

Se o tubo ensaiado em (2) não satisfizer, serão repetidos em mais dois tubos exatamente os mesmos ensaios a que foi sujeito o tubo substituído. Se um deles não satisfizer serão recusados todos os tubos.

b) COMPRESSÃO DIAMETRAL —

1 — Serão ensaiados dois tubos vazios escolhidos ao acaso durante a fabricação e antes da aplicação da capa protetora. Admite-se que o tubo se apoia sobre areia em todo seu comprimento e sobre superfície correspondente a um quarto de círculo. A sobrecarga a ser considerada será de 2.500 quilos por metro linear, aplicada uniformemente sobre superfície oposta e simétrica à superfície de apoio.

2 — Um destes tubos será levado à ruptura, e outro será ensaiado à pressão interna de prova.

3 — JULGAMENTO —

No caso dos dois tubos do n.º 1 da letra (b) não satisfazerem, serão recusados todos os tubos.

No caso de um dos tubos do n.º 1 da letra (b) não satisfazer, serão ensaiados mais dois tubos. Um deles não satisfazendo, serão recusados todos os tubos.

No caso do tubo do n.º 2 da letra (b), apresentar vazamento, serão retirados mais dois tubos que serão ensaiados exatamente como aqueles que substituem. Se um deles não der resultado satisfatório, serão recusados todos os tubos.

II — VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA CINTA DO TUBO CINTADO:

Este ensaio terá por base a medida das deformações tangenciais no tubo núcleo e será realizado em duas fases, para cada tubo a ensaiar:

- a) ensaio para a medida da deformação tangencial produzida no concreto em função da pressão interna.
- b) ensaio para a medida da deformação tangencial produzida no concreto pela retirada da cinta.

Esses ensaios serão feitos no prazo de 5 dias após a fretagem.

c) MÉTODO DE ENSAIO —

Para a medida das deformações produzidas pela pressão interna, serão colocados entre duas espiras consecutivas 4 tensômetros de 45°. As leituras serão feitas com uma pressão interna inicial de 1 kg/cm² e com uma pressão interna final igual à pressão de prova, podendo ser efetuadas tantas determinações quantas julgadas necessárias, porquanto só podem ser consideradas medidas satisfatórias as que não apresentarem afastamentos superiores a 10% da média obtida nas leituras dos 4 tensômetros. A deformação será a média das 4 leituras verificadas.

Para a medida da deformação produzida pela retirada da cinta, os tensômetros deverão ser mantidos na mesma posição que a adotada para a medida da deformação produzida pela pressão interna, e o resultado será também a média das 4 leituras efetuadas.

d) AMOSTRAGEM —

Para se proceder aos ensaios de verificação de tensão na cinta, será escolhido e retirado um tubo de cada lote de 200 tubos núcleos percentados, com um mínimo de 5 para a totalidade dos tubos fabricados.

e) CALCULO DA TENSÃO DA CINTA —

O cálculo será efetuado com as seguintes hipóteses:

- tubo núcleo considerado como membrana (tubo fino) ou como tubo espesso;
- luva fictícia (cinta) considerada como membrana (tubo fino) e de acordo com os anexos A e B que fazem parte integrante da presente especificação.

f) JULGAMENTO —

A tensão do aço da cinta deverá ser compreendida entre 3.500 e 5.000 kg/cm², estando o tubo sob pressão de prova. Em caso contrário serão repetidos os ensaios sobre dois outros tubos. Se estes não satisfizerem será o lote correspondente recusado.

III — ENSAIOS DE PRESSÃO INTERNA:

Todos os tubos serão ensaiados na usina à pressão de prova.

A pressão será elevada gradualmente até atingir a pressão de prova. De cada dez tubos ensaiados, um será mantido durante 10 minutos na pressão de prova, enquanto os outros só permanecerão sob esta carga o tempo suficiente ao exame do tubo.

JULGAMENTO —

Os tubos não deverão acusar vazamento.

Manchas de umidade e gotas aderentes não serão consideradas vazamento.

Todos os tubos que não satisfaçam serão recusados.

§ VIII**a) JUNTAS —**

O ensaio de ruptura por pressão interna, previsto no n.º I letra (a) do § VII, será realizado de uma maneira tal que permita a verificação da estanqueidade e resistência da junta.

b) CURVAS E PEÇAS ESPECIAIS —

Deverão satisfazer as taxas de trabalho especificadas quando sujeitas às cargas previstas para os tubos e as especificações próprias.

c) DADOS QUE DEVERÃO SER APRESENTADOS —

Deverão ser apresentados os seguintes dados relativos aos tubos;

- a) espessura da parede do tubo núcleo;
- b) espessura mínima da camada de proteção;
- c) espessura total do tubo;
- d) diâmetros interno e externo do tubo;
- e) espessura do anel de concreto para a junta;
- f) diâmetro externo do anel de junta;
- g) largura do anel de junta;
- i) peso por metro linear;
- j) peso por tubo;
- k) luva de chapa, lado ponto:

- 1 — espessura,
- 2 — largura,
- 3 — diâmetro externo;
- l) aro de refôrço, lado ponta;
- m) luva de chapa, lado encaixe:
 - 1 — espessura,
 - 2 — largura,
 - 3 — diâmetro externo;
- n) aro de aço do encaixe;
- o) armadura do tubo núcleo:
 - 1 — número e diâmetro de espiras por metro linear;
 - 2 — número e diâmetro de geratrizes;
- p) armadura para junta:
 - 1 — número e diâmetro de espiras;
 - 2 — número e diâmetro de geratrizes;
- q) percinta; número e diâmetro de espiras por metro linear;

d) ENSAIOS DE RECEBIMENTO DA LINHA —

Serão feitos ensaios de estanqueidade da canalização em cada sifão concluído.

Sob a pressão de serviço, a perda d'água em 24 horas não será superior a 1/1000 do volume d'água contido no trecho ensaiado.

O ensaio será realizado transcorrido o prazo mínimo de 8 dias após o enchimento do sifão.

§ IX — NÚCLEO — CONDIÇÕES DE FABRICAÇÃO

O tubo núcleo é fabricado por centrifugação.

Os mais modernos mecanismos são utilizados para a construção constantemente fiscalizada e que compreende as operações seguintes:

- 1 — Confeção dos anéis metálicos de extremidade;
- 2 — Confeção das armaduras de ferro redondo.

As ligações das armaduras são feitas por solda elétrica;

3 — Preparação dos concretos: —

- a) **AGLOMERANTES** — Segundo as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas EB₁ - EB₂ - EB₁. O agregado graúdo não excederá a graduação superior a 35 mm.
- b) Determinada a composição granulométrica dos agregados, areia e pedra britada, nas condições de resistência máxima, fixa-se experimentalmente a quantidade de água necessária à obtenção da consistência desejada.
- c) As misturas são preparadas mecanicamente em betoneiras dos tipos mais modernos.

4 — Centrifugação:

- As formas empregadas devem ser estanques.
- A posição da armadura, assim como a sua forma, serão asseguradas durante a fabricação.
- A proteção da armadura não será inferior a 15 mm.

5 -- Cura:

— Os tubos serão colocados ainda com suas formas em câmara de vapor saturado onde permanecerão durante 6 horas no mínimo.

6 — Decorridos 8 dias o tubo de concreto armado centrifugado, que constitueo tubo núcleo, está pronto para a operação de cintagem.

§ NÚCLEO — ENSAIOS DE CONTROLE DE FABRICAÇÃO

1 — **AGREGADO** — A composição granulatório e o teor de matéria orgânica serão determinados tantas vezes quanto necessário fôr para manter o traço fixado, a compacidade original e a isenção de substncias nocivas.

2 — **CIMENTO** — O cimento empregado será ensaiado com a frequência prescrita nas especificações EB₁ e EB₂.

3 — **CONCRETO** — Diariamente serão feitos dezoito corpos de prova pequenos para ensaio de resistência aos 3, 7 e 28 dias de idade; seis corpos de prova para cada idade.

Os corpos de prova serão sujeitos ao mesmo processo de cura que os tubos.

4 — **TOQUE DE MARTELO** — Antes de receber a cinta todos os tubos serão tocados com pequeno martelo, aproveitando para isso manipulações em que o tubo está suspenso no ar.

5 — **AÇO DA ARMADURA** — Os aços serão ensaiados antes de serem empregados na fabricação e segundo EB₃.

§ XI — NÚCLEO — ACABAMENTO

1 — **FORMA** — O tubo acabado deve satisfazer ao gabarito e às medidas. As paredes internas devem ser lisas. As extremidades devem ter arestas vivas e topos perpendiculares ao eixo.

2 — CONSTITUIÇÃO

a) O tubo deve ser isento de defeitos que prejudiquem o valor prático, a resistência a pressão interna e externa, a impermeabilidade e a durabilidade;

b) Trincas superficiais em forma de teia de aranha não prejudicam, desde que os tubos, sécos ao ar, satisfaçam ao toque de martelo;

c) Os tubos rejeitados devem ser marcados e separados dos bons.

3 — MEDIDAS

a) O diâmetro interno não deverá diferir do diâmetro nominal em mais de 1% a menos da medida nominal;

b) A espessura da parede não deverá diferir da espessura nominal de mais ou menos 5% em ponto algum da parede;

c) O comprimento util não deverá diferir de mais ou menos 1% da medida nominal;

d) A parede interna não deverá divergir da reta em mais de 5 mm por metro de comprimento do tubo.

e) A posição da armadura não deverá divergir de sua posição nominal mais de 15 mm.

JULGAMENTO — Os tubos que não satisfizerem serão submetidos aos retoques possíveis, com aprovação do comprador ou seu representante, e os que não puderem ser retocados serão recusados e separados.

§ XII — CINTAGEM — CONDIÇÕES DE EXECUÇÃO

A máquina de percintar é simplesmente um tórno provido de um dispositivo especial para o aquecimento elétrico da espiral de aço, com os respectivos aparelhos de controle.

1 — AÇO —

O aço deverá satisfazer ao especificado em outra secção desta especificação.

2 — A PERCINTAGEM —

- a) Especial cuidado deve ser tomado para evitar tensões baixas nas extremidades dos tubos;
- b) As extremidades da espiral devem ser solidamente fixadas ao tubo;
- c) A distribuição do aço ao longo da geratriz do tubo deve ser uniforme, exceto nas extremidades onde as espiras podem ser mais apertadas ou soldadas entre si por processo elétrico;
- d) Sempre que fôr possível, a descontinuidade da espira deve ser evitada.

§ XIII — CINTAGEM — CONTROLE DE FABRICAÇÃO

Todos os ensaios necessários à regulação e à aferição dos aparelhos de percintagem e à determinação dos limites de variação de tensão serão feitos pelo fornecedor e à custa do mesmo logo no início da fabricação.

Os dados da aferição serão comunicados ao comprador, podendo o mesmo acompanhar a sua aplicação durante a fabricação.

§ XIV — REVESTIMENTO DE PROTEÇÃO DA CINTA

Condições de execução

A CAPA PROTETORA TERA' A ESPESSURA TOTAL DE 20 mm.

1 — FABRICAÇÃO

A proteção é obtida pelo revestimento do tubo núcleo e da percinta com uma camada de argamassa projetada na superfície externa do tubo por meio de cement-gun ou aplicada por qualquer outro processo eficaz.

2 — AGLOMERANTES

Serão empregados aglomerantes segundo as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

3 — PREPARO DA ARGAMASSA

- a) A quantidade de água necessária à obtenção da consistência desejada, será determinada experimentalmente.
- b) As misturas serão preparadas mecanicamente.

4 — CURA

Depois de terminados e durante 3 ou 4 dias os tubos serão colocados em recinto protegidos contra o sol e a chuva onde serão umedecidos diariamente.

§ XV — REVESTIMENTO DE PROTEÇÃO DA CINTA
ENSAIOS DE CONTROLE

1 — CIMENTO —

O cimento empregado será ensaiado com a frequência exigida nas especificações EB₁ e EB₂.

2 — AGREGADO —

A composição granulométrica e o teor de matéria orgânica serão determinados com a frequência necessária para manter o traço fixado, a compacidade original e a isenção de substâncias nocivas.

3 — ARGAMASSA

Resistência à compressão —

Diariamente serão feitos dezoito corpos de prova pequenos para ensaio de resistência aos 3, 7 e 28 dias de idade, seis corpos de prova para cada idade.

§ XVI — ADENDO

- 1 — As peças não cintadas estão sujeitas à especificações próprias a elas.
- 2 — Todos os ensaios de controle de fabricação, salvo os de regulagem e aferição dos aparelhos de percintagem do § XIII, serão feitos pelo comprador, ou por qualquer outra entidade por êle designada, e por sua conta.

Ao Laboratório a ser instalado na fábrica para êsse fim serão fornecidos local mobiliário necessário.

O fornecedor obriga-se a facilitar aos fiscais o completo desempenho da sua missão, dentro dos limites fixados nestas especificações.

O Fichário, onde ficará registrado o histórico de cada tubo desde sua fabricação até sua posição na linha, será organizado pela fiscalização.

- 3 — Ao fabricante será fornecida uma cópia dos resultados de cada ensaio realizado, seja de controle de fabricação como de recebimento dos tubos e dos sifões terminados.
- 4 — Modificações nas especificações poderão ser feitas por acôrdo mútuo, sempre por escrito.

Rio de Janeiro, 5 de Outubro de 1945.

S/A. INDUSTRIAL DE TUBOS
(SITUBOS)

ANEXO A

FÓRMULAS EMPREGADAS

Tubo núcleo (concreto) considerado espêso.

Hopótese de cálculo: Luva fictícia (percinta) considerada como tubo fino.

1 — *Módulo de elasticidade* E_b do concreto

$$E_b = a - b \cdot E_r$$

Sendo: E_r = módulo de elasticidade de ferro

$$a = \frac{r_1^2}{e_b \cdot r_m}$$

ε = alongamento específico tangencial para $p_i = 1 \text{ kg/cm}_2$ (medido na face externa do concreto, no ensaio da pressão interna).

$$b = \left(a - \frac{m - 1}{m} \right) \frac{e_r}{r_f} = (a - 0.75) \frac{e_r}{r_f}$$

m = coeficiente de Poisson (admitiu-se $m = 4$).

2 — *Tensões oriundas da pressão interna* $p_i = 1 \text{ kg/cm}_2$

Na face externa do concreto:

$$\sigma_r = a - c \cdot E_r \varepsilon$$

Sendo:

$$c = (a - 1) \frac{e_r}{r_f}$$

Na face interna do concreto:

$$\sigma_i = \sigma_r + \left(1 - \frac{e_r}{r_f} \right) \varepsilon \cdot E_r$$

Na luva fictícia:

$$t = \varepsilon \cdot E_r$$

3 — *Tensões produzidas pela percinta:*

Na face externa do concreto:

$$\sigma_{rv} = - \frac{a + 1}{a + 0.75} \cdot E_b \cdot \varepsilon_v$$

Na face interna do concreto:

$$\sigma_{iv} = - \sigma_{rv} - \frac{1}{a + 0.75} \cdot E_b \cdot \varepsilon_v$$

Na luva fictícia:

$$t_v = \frac{1}{b} \cdot E_b \cdot \varepsilon_v$$

Sendo:

ε_v = alongamento específico tangencial medido na face externa do concreto por ocasião da retirada da percinta.

4 — *Tensão inicial na percinta, no aço:*

$$t'_v = t_v + \epsilon_v \cdot E_f$$

ANEXO B

FÓRMULAS EMPREGADAS

Tubo núcleo (concreto) considerado como tubo fino.

Hopótese de cálculo: Luva fictícia (percinta) considerada como tubo fino.

1 — *Módulo de elasticidade E_{b1} do concreto*

$$E_{b1} = \frac{a_1}{\epsilon} - b_1 \cdot E_f$$

Sendo: E_f = módulo de elasticidade de ferro

$$a_1 = \frac{r_1}{e_b}$$

ϵ = alongamento específico tangencial para $p_1 = 1 \text{ kg/cm}_2$ (medido na face externa do concreto, no ensaio da pressão interna).

$$b_1 = \frac{r_f}{e_b}$$

2 — *Tensões oriundas da pressão interna $p_1 = 1 \text{ kg/cm}_2$*

No concreto:

$$\sigma_1 = \epsilon \cdot E_{b1}$$

Na luva fictícia:

$$\epsilon_1 = \epsilon \cdot E_f$$

3 — *Tensões produzidas pela percinta:*

No concreto:

$$\sigma_v = - \epsilon_v \cdot E_{b1}$$

Na luva fictícia:

$$\sigma t_{v1} = \frac{1}{b_1} \epsilon_v \cdot E_{b1}$$

Sendo:

v = alongamento específico tangencial medido na face externa do concreto por ocaião da retirada da percinta.

4 — *Tensão inicial na percinta, no aço:*

$$t'_{v1} = t_{v1} + \epsilon_v \cdot E_f$$

SPECIFICATION FOR

NON-CYLINDER PRESTRESSED CONCRETE PIPE

1. GENERAL DESCRIPTION.

Non-Cylinder Prestressed Concrete Pressure Pipe shall consist of a centrifugally spun concrete core. After being properly cured the core shall be brought to a state of compression by wrapping the exterior with a high tensile strength wire, under tension. Following the wire wrapping the wire shall be coated with a dense coating of concrete mortar.

The pipe sections shall be 12 or more feet in length except where specials are required.

2. MINIMUM WALL THICKNESS.

Pipe shall have inside dimensions and minimum wall thickness as follows:

Inside Diameter	Core Thickness	Mortar Coating Thickness
Inches	Inches	Inches
20"	2"	3/4"
24"	2"	3/4"
30"	2"	3/4"
36"	2 1/2"	3/4"
42"	3"	3/4"
48"	3 1/2"	3/4"
54"	3 3/4"	3/4"

For Diameters greater than 54" the wall thickness shall be determined to meet the conditions in each case.

Variations in internal diameter shall not exceed 2 percent. At no points in the body of the pipe shall the wall thickness be less than 5 percent under the minimum average wall thickness specified above. The ends of the pipe shall be at right angles to the longitudinal axis of the pipe except where beveled for curves.

3. FORMS

Forms shall consist of cast or fabricated metal end rings and steel plates rolled to true circles to form the outer forms. The forms shall be rigid so that they cannot be distorted while the concrete is being placed in them or while the pipe is being spun. Joints between the plates shall be tight to prevent leakage and the plates shall be locked together in such a manner as to form a true circle with no offsets. All forms, when assembled, shall be in balance so that they will permit pipe to be cast with walls of uniform thickness and will revolve without harmful vibration.

4. PIPE FABRICATION DETAILS

Centrifugal concrete pipe cores shall be spun in a horizontal position on a machine of sufficient rigidity so that there will be no vibration while the pipe is being spun.

After the concrete materials have been mixed they shall be uniformly distributed in the revolving mold. After the proper amount of concrete has been placed in the forms the speed shall be increased gradually to speed that will pack the concrete. This speed shall be maintained for a sufficient length of time to remove the surplus water and secure a dense concrete. After the concrete has become sufficiently packed, the water, laitance and float material shall be removed from the interior of the pipe. The pipe shall be troweled to a smooth inner surface. If the manufacturer desires the troweling operation may be omitted and the interior of the pipe shall be ground smooth after the concrete has set.

5. STEEL REINFORCING

The pipe shall have circumferential reinforcing of tensioned wire, wound in a spiral around the concrete core. The wire shall be of such a quality that its elastic limit shall exceed 100,000 lbs. per sq. in. and the ultimate strength shall be greater than 180,000 lbs. per sq. in.

The minimum size of wire shall be N.º 11 gauge Washburn and Moen and the maximum spacing of the wire shall be 2 inches to center. The ends of the wire shall be anchored to the pipe with suitable devices so that the tension of the wire is maintained. Connectors between individual coils of wire shall develop 90 percent of the ultimate strength of the wire.

The wire shall be wrapped at such a pitch and with suitable tension so that the pipe wall will be at zero lbs. per sq. compression when the internal water pressure is 2 ¼ times the normal operating pressure. The tension in the wire shall not exceed 75 percent of the elastic limit of the wire at the operating pressure.

The longitudinal reinforcing shall consist of plain round or deformed bars, under-tension, with suitably threaded ends. The bars shall be held in position by the end rings during the spinning operation and the tension shall be maintained until the concrete has set. The initial prestress in the bars shall not exceed 50 percent of the ultimate strength of the bars.

6. CONCRETE

For the purpose of securing the greatest density the proportions of cement, fine and coarse aggregate shall be varied, but in no case shall less than 8 sacks of cement be used per cubic yard of concrete. The maximum water to cement ratio shall be 5 ½ U.S. Gallons per sack of cement.

The cement shall conform to the requirements of the "Standard Specifications and tests for Portland Cement" A.S.T.M. Designations C 150-41 and C 77-40 and all subsequent amendments thereto.

The fine aggregate shall consist of clean, hard, durable particles free from lumps of clay, loam or organic material. When tested by means of laboratory screens and sieves the fine aggregate shall conform to the following requirements —:

<u>Screen and Sieve Tests</u>	<u>Min.</u>	<u>Max.</u>
Passing 3/8 inch sieve	100%	—
" n.º 4 "	95%	100%
" n.º 50 "	10%	30%
" n.º 100 "	2%	5%

The coarse aggregate shall be well graded from fine to coarse and shall have a maximum size of 3/4" unless larger material is approved by the engineer.

7. MORTAR COATING

The mortar coating shall consist of one part of cement to two parts of fine aggregate measured by volume. The mortar may be cast in

place using outside forms and vibration or it may be placed by driving a previously mixed mortar against the outside of the pipe.

8. CURING

The concrete cores shall be cured by water spray or by steam when the temperature is above 45°F and shall be cured by steam when the temperature is under 45°.

The mortar coating may be cured in the same manner as the concrete cores or may be cured through the application of an approved curing compound.

9. JOINTS

The pipe ends shall be shaped so that the joint will be self centering. The manufacturer or contractor shall use a rubber gasket type joint with the surfaces of the bell and spigot of the pipe suitably shaped for the rubber gasket. The gasket shall not be required to support the weight of the pipe, but shall keep the joint tight under all conditions of service, including expansion, contraction and normal earth settlement.

The gasket sealing the joint shall be made of rubber of special composition having a texture to assure a water tight and permanent seal. The gasket shall be a continuous ring of approved cross-section.

10. CURVES AND BENDS

Sections of pipe with bell or spigot ends beveled, and of approximately the same length as the standard sections of square end pipe, may be furnished for curved alignment or bends of the pipe line. Beveled or angle pipe shall have the same bell and spigot design as that on abutting pipe sections and shall have a maximum of 6 degree deflection from a plane perpendicular to the pipe axis.

Where curves which have a shorter radius than can be accommodated by beveling the pipe are required or where they are indicated on the drawings, short radius bends shall be constructed of standard steel cylinder pipe design. The reinforcement of the bends shall equal that in abutting pipe sections.

11. SPECIALS AND FITTINGS

The manufacturer shall furnish all fittings, bends and special pieces for closures, branches, manholes, air valve and blowoff connections to main line valves as shown in the schedules or on the contract drawings. They shall be constructed of cast or structural steel welded to a steel cylinder with reinforcement equal to abutting pipe sections, and coated inside and outside with concrete.

12. TESTING

The completed line or any valve section thereof shall not have a leakage under the working pressure of more than 100 gallons per inch diameter per mile per day.

SPECIFICATIONS FOR

PRESTRESSED CONCRETE CYLINDER PIPE

Type of Pipe:

The pipe shall be of the type known as Prestressed Concrete Cylinder Pipe and shall consist of a core formed by a continuous arc-welded

steel cylinder with steel joint rings welded to its ends, lined with concrete, wrapped under tension with a wire of high tensile strength and with a dense covering of cement mortar. Each pipe shall be constructed with a self-centering expansion joint, sealed with a rubber gasket, and capable of caring for earth settlement and extremes of temperature.

Dimensions

The dimensions of the pipe, thickness of core and minimum thickness of mortar coating over the core shall be in accordance with the following table:

<u>Nominal Inside Diameter</u>	<u>Length per Joint</u>	<u>Core Thickness</u>	<u>Mortar Coating Thickness</u>
20"	16 feet	1- $\frac{1}{4}$ inches	$\frac{3}{4}$ inch
24"	16 feet	1- $\frac{1}{2}$ inches	$\frac{3}{4}$ inch
30"	16 feet	1- $\frac{7}{8}$ inches	$\frac{3}{4}$ inch
36"	16 feet	2- $\frac{1}{4}$ inches	$\frac{3}{4}$ inch
42"	16 feet	2- $\frac{5}{8}$ inches	$\frac{3}{4}$ inch
48"	16 feet	3 inches	$\frac{3}{4}$ inch
52"	16 feet	3- $\frac{1}{4}$ inches	$\frac{3}{4}$ inch
54"	16 feet	3- $\frac{3}{8}$ inches	$\frac{3}{4}$ inch

The interior diameter of the pipe shall not be less than the nominal diameter by more than 2 per cent. The thickness of the wall of the pipe shall not be less than the nominal thickness by more than 5 per cent. The ends of pipes shall be at right angles to the pipe axis the exception of those ends which are beveled to form curves.

All straight pipe shall in general be 16 feet in length, but bends, reducers, other fittings and closure pieces may be made in lengths:

Concrete:

The concrete lining of the steel cylinder shall consist of approximately one part of cement, one and three-quarter parts of fine aggregate, and two and one-quarter parts of coarse aggregate, measured by volume. For the purpose of securing greater density, the proportions may be varied, but in no case shall the cement content be less than one part of cement to four parts of fine and coarse aggregates measured separately by volume. The maximum ratio of water to cement shall be 5- $\frac{1}{2}$ U.S. gallons of water to one bag of cement. The intent of this specification is to produce a concrete having a 28 day strength of 4500 pounds per square inch for 6" x 12" test cylinders made and tested in accordance with A.S.T.M. Specifications C-31-42. Concrete for which 28 day strength tests shall show strengths of less than 4500 pounds per square inch may be used, providing that the maximum design compressive stresses in the concrete shall not exceed 60 per cent of the 28 day strength as measured.

Placing Concrete Lining:

The concrete lining of the steel cylinder may be cast vertically by use of interior forms or may be placed by the centrifugal process.

Where the concrete lining of steel cylinders is placed by vertical casting, the steel cylinder shall be placed vertically about and interior mould, and the mould and cylinder, with joint rings welded to it, shall be held in circular and concentric position by top and bottom rings of steel or cast iron. The moulds shall be continuously vibrated while the concrete is being placed so as to produce a concrete of maximum density. After the moulds have been filled, they shall be kept in a moist atmosphere until the following day, when the forms may be removed. Curing shall then be continued so that the total period of curing is not less than forty hours.

Where centrifugal process is used, the cylinders shall be held securely in spinning frames and the frames inserted horizontally in a machine which will cause them to rotate rapidly about their longitudinal axes, and at a rim speed sufficient to insure good compaction of the concrete. The concrete shall be placed in the frames while they are revolving and shall be placed so as to be evenly distributed along the entire length of the pipe. After the concrete has been deposited, the frames shall continue to revolve until the excess water and laitance have come to the surface and the concrete has become thoroughly compacted. The interior surface of the pipe may be finished either while it is still in the centrifugal machine, or by means of grinders after the concrete has set. When the spinning of the concrete is completed, the lined cylinders or cores shall be removed from the machine and placed either vertically or horizontally in a shaded position for curing. After they have taken their initial set, they shall be kept in a moist atmosphere for a period of at least forty hours.

On the second day after placing the concrete, the pipes may be tipped into a horizontal position and placed in storage. The cores may be wrapped with wire 24 hours after the end of the curing period.

Cement Mortar:

The mortar used for coating the outside of the pipe shall consist of one part of cement to not more than three parts of fine aggregate, measured by volume. The sand for the mortar shall be such as to pass a $\frac{1}{4}$ " mesh screen. Where desirable, to improve the workability and finish of the cement mortar coating, lime may be added to the mix in an amount not to exceed 5 per cent by weight of the cement.

Placing Mortar Coating:

The cement mortar coating shall be applied to the cores after they have been wrapped under tension with high tensile wire. The mortar shall be placed on the pipe by machine in which the mortar, previously mixed, is driven against the exterior surface of the core so as to produce a dense coating around the pipe and covering the steel reinforcing. Upon completion of the coating operation, the pipe shall be placed where it is protected from sun, with and rain and after the mortar has hardened sufficiently it shall be kept moist with water or steam until the following day or for a period of not less than twelve hours, at which time the pipes may be placed in the storage yard where the ecoa-

ting shall be kept damp by periodical sprinkling with water for an additional three days.

Steel Cylinder:

The steel cylinders shall be made of hot rolled steel not lighter than N.º 16 ga. U.S. Standard and conforming to the requirements of A.S.T.M. Designation A-78-40 specifications for "Low Tensile Strength Carbon-Steel Plates for Welding, Grade B", as last revised, except that the yield point shall be at least 30,000 pounds per square inch. Either open hearth or Bessemer sheets having physical and chemical qualities equivalent to those above mentioned shall be used. Each completed cylinder with joint rings welded to it shall be subjected to a hydrostatic test by closing the ends at the joint rings, filling with water in contact at all points with welds and raising the water pressure to stress the cylinder to a fibre stress of 25,000 pounds per square inch. While under pressure test, all welds shall be thoroughly inspected. If any leaks are found, they shall be repaired and the cylinder shall be re-tested. The finished cylinder with joint rings attached shall be watertight under the required test pressure. Arc welding shall be by an approved process and test welds shall be furnished from the work as required.

High Tensile Wire Reinforcement:

The high tensile wire used for circumferential reinforcement shall be of such quality that on the basis of n.º 6 U.S. Standard gage wire, it shall have an elastic limit of not less than 100,000 pounds per square inch, and ultimate strength of not less than 185,000 pounds per square inch. No circumferential wire shall be less than $\frac{1}{8}$ " in diameter and the maximum center to center spacing shall not exceed 1". The wire shall be placed directly against the steel cylinder and shall be wrapped spirally, evenly and under constant tension. The wire shall be anchored at the ends of the pipe by mechanical devices of sufficient strength to maintain the stress in the wire. The size of wire used and the spacing and tension under which it is wound shall be so designed that the steel cylinder and the tension winding shall reach their respective elastic limits simultaneously at a pressure equivalent to $2\frac{1}{4}$ times the normal operating pressure for which the pipe is designed.

Pipe Joints:

Each length of pipe shall be provided with bell and spigot ends formed by steel joint rings securely welded to the steel cylinder. The spigot ring shall be lined by the concrete of the core and the core the bell shall be protected on its exterior surface by the cement mortar coating. The spigot ring shall have a groove for the purpose of receiving, holding and protecting the gasket and the joint surfaces shall be of such shape and dimension that the joints shall be self-centering when the pipes are laid so that the gasket shall not be required to support the weight of the adjoining pipes. The joint shall be sealed by a rubber gasket in such a way that the joint shall remain tight under all conditions of service, including expansion, contraction and normal settlement.

Rubber Gasket:

The gasket shall be made of rubber of special composition having a texture to assure a water-tight and permanent seal. The gasket shall be an endless ring of appropriate cross-section and of such size as to completely fill the recess between the bell and spigot surface and adequately produce a water-tight seal when the pipes are laid. The rubber gasket shall be the sole element depended upon to make the joint water-tight. Cement mortar or plastic materials used to complete the joint making shall not be depended upon for water tightness.

Specials:

Special pipes for elbows, tees wyes and branch connections or openings such as manholes, air valves and blow-offs shall also be of cylinder type of construction and shall be suitably reinforced to provide the same design strength as the adjoining pipe. Openings may be formed by steel rings or steel castings of suitable design and adequate strength which shall be securely welded to the steel cylinder. Special pipes shall be provided with joint rings corresponding to those on adjoining straight pipes. Special ends shall be provided on the concrete pipe where required to connect to pipes of other manufacturers.

Testing:

All pipes shall be of such a degree of watertightness that when the pipeline is finally tested, the measured leakage shall not exceed 75 gallons per inch of diameter per mile of pipe per 24 hours.

Cracks:

Small cracks in the concrete which are not the result of accident or careless handling, and which under operating pressures would not leak in excess of the specified amount, are not to be considered as cause for rejection.

LOCK JOINT PIPE COMPANY

January, 11, 1945.