

Acidentes em Canalizações de Ferro Fundido

ENG.º THIERRY CELSO DE REZENDE

DAE — São Paulo

1 — GENERALIDADES

Durante longos anos exercendo nossas atividades profissionais, primeiro como engenheiro e posteriormente como chefe da Secção de Distribuição do Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo, tivemos ocasião de nos defrontarmos com um sem número de casos de rupturas de canalizações de ferro fundido, os comumente chamados arrebentamentos. Diariamente se sucedem acidentes desta natureza e quando os mesmos se dão com tubulações de grandes diâmetros, muitas vezes assentadas em locais de difícil acesso, é fácil imaginar o trabalho e o custo dos serviços de reparação. Outro aspecto desses acidentes que sempre foi ponto pacífico é o de que sua causa, na maior parte das vezes, se deve a golpes de ariete que, por circunstâncias várias, se verificam nas canalizações.

Ora, uma análise menos superficial destes casos revela que justamente a maioria dos arrebentamentos não devem se dar por esse motivo. De um grande número de acidentes por nós acompanhados, separamos três que a nosso ver comprovam a afirmação acima. Estes acidentes não são casos isolados; como êles existem dezenas que também poderiam servir de exemplo. Entretanto, julgamo-los bem representativos para elucidar nosso ponto de vista.

Êstes três casos são os seguintes:

1 — Arrebentamentos da Sub-adutora Moóca-Penha nas proximidades do Cemitério da Quarta Parada.

A Moóca-Penha é uma sub-adutora de ferro fundido, com 900mm. de diâmetro, que abastece o reservatório da Penha com água proveniente do reservatório da Moóca. No seu trajeto corta o Cemitério da Quarta Parada, em terreno que foi em determinada época utilizado pela P.M.S.P. como depósito de lixo, chegando a se colocar sobre a tubulação uma camada de cerca de 4 metros de altura desse material. A partir dessa data, passaram a ocorrer sucessivos arrebentamentos na tubulação, em tão grande número que a Secção de Distribuição foi obrigada a remanejá-la.

Evidentemente, a causa desses arrebentamentos não pode ser atribuída a golpes de ariete, uma vez que seria muita coincidência que os mesmos só surgissem após o atêrro do terreno. A carga sobre a tubulação também não pode servir como causa, uma vez que a mesma sub-adutora atravessa outros locais com profundidade maiores sem nunca ter apresentado rupturas.

2 — Arrebentamentos da adutora do Guaraú, próximo ao Posto de Cloração.

A adutora do Guaraú é uma tubulação de 625mm de diâmetro que, saindo da Serra da Cantareira, atinge o reservatório de Santana. Trata-se de linha bem construída, datando sua execução do início deste século, e que raramente apresentava problemas de manutenção.

Quando se iniciaram as obras de construção da futura E.T.A. do Guaraú (relacionadas com o Sistema Juqueri), a adutora foi coberta por um atêrro de cerca de 8 metros de altura. Imediatamente se sucederam as rupturas dessa canalização, tendo sido a Secção de Adução obrigada a remanejar a tubulação, única maneira de se manter a adução normalizada. Evidentemente, não se pode culpar o golpe de ariete por êsses acidentes.

Pela descrição dos acidentes acima, poder-se-ia inferir que a carga de atêrro colocada sobre a tubulação nos dois casos fôsse excessiva, provocando a sua ruptura. Entretanto, existem quilômetros de tubulações enterradas a essa profundidade, inclusive dessas mesmas sub-adutoras que nunca apresentaram rupturas. Como se explicar que apenas nesses trechos se verificou o acidente?

O caso que exporemos a seguir é também muito interessante e parece trazer alguma luz sobre o problema.

3 — Arrebentamentos da sub-adutora Moóca-Penha nas proximidades do reservatório da Penha.

A mesma sub-adutora Moóca-Penha já citada acima, sofreu dois arrebentamentos consecutivos nas proximidades do reservatório da Penha, por ocasião da construção da rede de esgôto no local. Trata-se de re-

gião situada próximo ao reservatório, com baixa pressão de serviço na tubulação, não havendo a menor possibilidade de golpe de ariete. É certo que a vala aberta para a construção da rede de esgoto ao lado da sub-adutora, provocou o seu arrebentamento. Esta última tem um recobrimento de cerca de 1,50 metros de terra no trecho em questão.

Por ocasião dos serviços de reparo de um dos acidentes, que por sinal exigiram grande esforço, uma vez que a vala aberta para a construção da rede de esgoto ainda não estava aterrada, dificultando o acesso ao local, em conversa com o engenheiro Luís Tambesco que dirigia os serviços, discutimos exatamente esse ponto. Era evidente que a abertura da vala havia provocado o arrebentamento: essa premissa era uma decorrência do fato de só aparecer rupturas na canalização após o início das obras de esgoto. Entretanto, a maneira pela qual era provocada a ruptura é que consistia a dificuldade.

Quando examinamos os três casos expostos em conjunto e procuramos determinar o que há neles de comum e que possa eventualmente produzir os acidentes em estudo, chegamos a conclusão que uma explicação muito viável é a de que os acidentes relatados se deram por movimentos do sub-solo e não por efeito de cargas que agissem diretamente sobre a tubulação. Realmente, ao se aterrar um terreno, o que se está fazendo é carregá-lo com uma carga que, dependendo de sua grandeza, poderá provocar seu adensamento, ou mesmo sua redução de volume por efeito de compressão. Igualmente, ao se abrir uma vala para construção de rede de esgoto, o terreno vizinho irá muito provavelmente apresentar movimentos por efeito da ação do empuxo dos maciços terrosos sobre o escoramento. Mesmo que este último seja bem feito, sua rigidez nunca será suficiente para evitar este fato.

Fixado o movimento do sub-solo como elemento comum em rupturas de canalizações, resta verificar se este fato pode constituir-se por si só em causa suficiente para provocá-las. Vejamos, então, o que pode suceder com as tubulações nestes casos.

2 — CARACTERÍSTICAS DAS TUBULAÇÕES

Para boa compreensão do que passaremos a expor, há necessidade de uma breve recapitulação das propriedades dos materiais com que são fabricadas as tubulações, uma vez que o comportamento destas últimas em relação aos esforços que as solicitam, varia de material para material. Serão estudados apenas o aço e o ferro fundido que são os únicos materiais empregados no Sistema de Distribuição do D.A.E.

Tanto o aço como o ferro fundido são ligas Ferro-Carbono com teor de carbono abaixo de 2%

para o aço e acima desse valor para o ferro fundido. Outros elementos que entram na composição da liga o fazem em proporção bem menor, apresentando as impurezas teor mais elevado no ferro-fundido.

No que se refere à curva obtida no diagrama tensão-deformação, a situação é bem diferente de um para outro material. O aço que se inclui entre os materiais dúcteis, apresenta o seguinte diagrama:

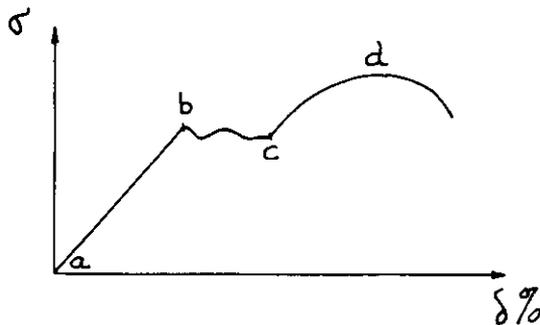


FIG. 1

No trecho a-b, há proporcionalidade entre tensão e deformação. Após atingir o ponto b, inicia-se o fenômeno de escoamento que se prolonga até o ponto c. No trecho b-c do gráfico acima, nota-se que a deformação ocorre mais rapidamente do que o permite a aplicação da carga.

Continuando a submeter o corpo de prova a um esforço de tração, chega-se a um ponto d, correspondente a uma carga máxima, depois do que o corpo de prova se rompe.

O limite de escoamento, equivalente à menor carga observada durante o fenômeno de escoamento dividida pela seção primitiva do corpo de prova, é importante porque a tensão admissível no material é tomada como sendo uma sua fração.

Já o ferro-fundido inclui-se entre os metais frágeis. Uma sua característica é não apresentar escoamento, rompendo-se pouco após atingir o limite de proporcionalidade. O seu diagrama tensão-deformação apresenta o aspecto seguinte:

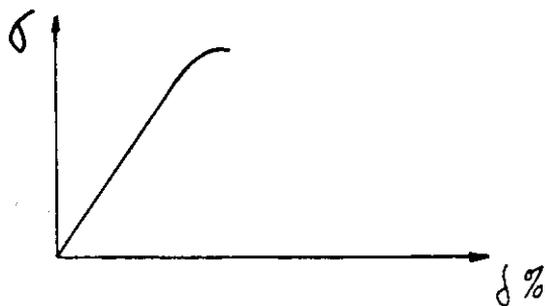


FIG. 2

Verifica-se, assim, que o aço apresenta grandes deformações antes da ruptura o que não acon-

tece com o ferro fundido. Este fato é de grande importância para nossa exposição. Como pretendemos ligar as rupturas das canalizações a movimentos do sub-solo no qual as mesmas estão assentadas, é lógico que este fenômeno irá também provocar movimentos e deformações nas tubulações. A ser verdade a premissa acima, as canalizações de ferro fundido deveriam romper com muito mais facilidade que as de aço, uma vez que estas últimas são passíveis de se deformar em escala muito maior. Ora, este fato é exatamente o que se verifica na prática; em todo o tempo que trabalhamos na Divisão de Águas, nunca tomamos conhecimento de rupturas de canalizações de aço, ao contrário das de ferro fundido, com número incontável de arrebentamentos.

Sobre o assunto, deve ainda ser dito que o módulo de elasticidade para ambos os materiais é praticamente igual, tendo por valor $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

Quanto às taxas de ruptura, para o ferro fundido empregado na fabricação de tubos, ela se situa em torno de 2.000 kg/cm^2 . Para o aço se usa normalmente a tensão admissível como uma parcela do limite de escoamento que pode ser tomado como sendo de 2.400 kg/cm^2 . Entretanto, a tensão de ruptura do aço é muito superior, podendo se tomar 4.000 kg/cm^2 como valor médio.

2 — ESFORÇOS SOLICITANTES

Consideremos a viga engastada numa extremidade e com apoio simples na outra, como na figura abaixo:

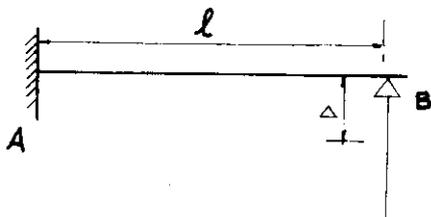


FIG. 3

Se o apoio B sofrer um recalque Δ , este fato provocará um momento fletor em A de valor:

$$M_A = 3 E J \frac{\Delta}{l^2}$$

Este momento fletor dará origem a reações de apoio em A e B de valor igual, porém de sinais contrários, tendo por valor:

$$R_A = - R_B = \frac{M_A}{l}$$

Consideremos agora uma tubulação na situação seguinte:

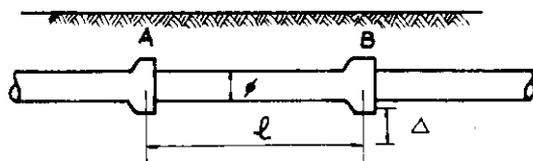


FIG. 4

Abstraindo-nos de qualquer outro tipo de solicitação, considerando a tubulação A-B perfeitamente engastada em A, se ela sofrer um recalque Δ em B, aparecerá um momento fletor em A e reações em A e B com valores idênticos aos apontados no início.

Se o momento fletor M_A provocar tensões superiores às de ruptura do material constituinte da tubulação, esta última se romperá segundo uma secção vertical. Ora, este fato não sucede na prática; qualquer engenheiro que trabalha em conservação de sistemas de abastecimento de água sabe que as rupturas de canalizações de diâmetro superior a 300 mm se dão no sentido longitudinal, segundo a sua geratriz superior ou segundo sua geratriz inferior.

A existência de tensões provenientes da pressão interna não tem influência neste caso, uma vez que no ponto em que as tensões oriundas do momento fletor M_A são máximas, elas são tensões principais em relação às primeiras. Melhor dizendo, as tensões provenientes do momento fletor M_A não irão provocar acréscimo sensível nas tensões produzidas pela pressão interna. Sendo tensões no sentido destas últimas que provocam a ruptura com direção paralela ao eixo da tubulação, não haveria motivo para que esta última se rompesse por influência de M_A .

Resta analisar o efeito das reações de apoio R_A e R_B . Antes, entretanto, é preciso conhecer o que se chama ovalização da tubulação.

4 — O MOMENTO DE OVALIZAÇÃO

Chama-se momento de ovalização aos momentos deformantes que tendem a achatar a secção transversal de uma tubulação inicialmente circular.

A figura seguinte elucida o aspecto físico do fenômeno:

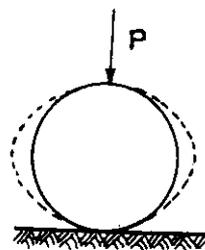


FIG. 5

Estes momentos são provocados por cargas ou esforços externos agindo no plano da secção. Assim, podem provocá-lo o peso de terra, o peso próprio, empuxos laterais, etc.

Consideremos, agora, uma tubulação sobre apoios descontínuos como a seguinte:

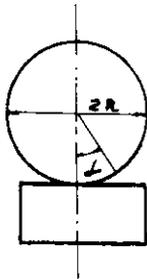
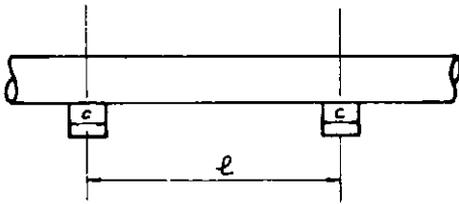


FIG. 6

Admitindo-se que a reação de apoio provoque pressões uniformes neste último, ela dará origem a um momento de ovalização por unidade de comprimento que tem por valor:

$$M_{\alpha} = \frac{QR}{2\pi c} \left[1 + \frac{1}{2} \cos \alpha - (\pi - \alpha) \sin \alpha \right]$$

onde

Q = reação de apoio.

R, c e α tem os significados indicados na figura 6.

M_{α} varia com α ao longo da circunferência da secção transversal do tubo e tem os seguintes valores particulares:

$$\begin{aligned} \alpha = 0 \quad M_0 &= 0,2385 \text{ Q R} \\ \alpha = 45^\circ \quad M_{\pi/4} &= - 0,0498 \text{ Q R} \\ \alpha = 90^\circ \quad M_{\pi/2} &= - 0,0909 \text{ Q R} \\ \alpha = 180^\circ \quad M_{\pi} &= 0,0796 \text{ Q R} \end{aligned}$$

No caso do apoio não se dar através de uma reta, mas sim como o indicado na figura 7., isto é, através de um ângulo 2β , os valores de M_{α} variarão também com 2β e serão máximos para $\alpha = 0$.

M_{α} para $\alpha = 0$ pode ser dado pela expressão $M_0 = KQR$ onde K tem os seguintes valores:

β	K
15°	0,18
30°	0,13
45°	0,10
60°	0,08
90°	0,07

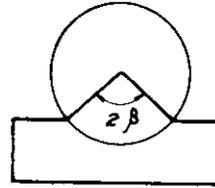


FIG. 7

Voltamos agora ao caso da tubulação indicada na figura 4. As reações R_A e R_B darão origem a momentos de ovalização, conforme foi visto. Este momento provocará tensões de tração no plano da secção transversal da tubulação e estas tensões sim, se somarão às provenientes da pressão interna. Neste caso, caso a resultante ultrapasse o limite de resistência do material, a tubulação se romperá segundo uma direção paralela a seu eixo e, como as tensões provenientes do momento de ovalização são máximas para $\alpha = 0$, a fratura se localizará ou na geratriz superior ou inferior.

Parece, assim, coerente atribuir a recalques, grande parte das rupturas de canalizações. Restaria, apenas, verificar se as tensões oriundas do momento fletor longitudinal não seriam superiores às provenientes do momento de ovalização, caso em que a canalização se romperia por ação do primeiro e segundo uma fratura perpendicular a seu eixo. É o que verificaremos no item seguinte.

5 — EXEMPLO DE UM CASO CONCRETO

Vamos supor uma tubulação de 600 mm de diâmetro, de ferro fundido, classe L. A., comprimento de cada tubo 6,00 metros, na situação indicada abaixo.

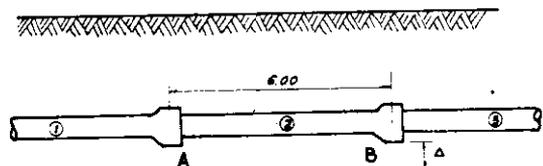


FIG. 8

Vamos supor, ainda que a extremidade B do tubo | 2 |, por ação de uma movimentação do solo, apresente um recalque Δ e que a extremidade A permaneça imóvel, podendo êsse tubo ser considerado como perfeitamente engastado nesse ponto. Para

simplificar a exposição, façamos a hipótese de que o solo sob o tubo $|2|$ (entre A e B) não apresente resistência às deformações deste último.

Neste caso, como já vimos, o tubo estará sujeito a um momento fletor M_A e a reações de apoio $R_A = -R_B$.

Sendo $e = 1,6$ cm a espessura do tubo (ver catálogo da C. M. Barbará) e $2.100.000$ kg/cm² o seu módulo de elasticidade obteremos:

$$\sigma_1 = 553 \Delta \text{ kg/m}^2$$

para valor da tensão máxima de tração devida ao momento fletor M_A .

Calculemos a seguir a máxima tensão de tração proveniente do momento de ovalização provocado por R_A e R_B . Adotando-se para c (vêr figura 6) a dimensão da profundidade da bôlsa que para este caso é de 12 cm (vêr catálogo da C. M. Barbará) e para β o valor de 90° , obtemos para essa tensão o valor de:

$$\sigma_2 = 1804 \Delta \text{ kg/cm}^2$$

Observa-se, assim, que a tensão de tração devida ao momento de ovalização, neste caso, é cerca de 3,2 vezes maior que a provocada pelo momento fletor longitudinal. Nota-se, também, que ela tem valor elevado. Se bem que as condições em que foram calculadas estas tensões são ideais, este exemplo, por si só, é suficiente para mostrar que no caso de movimentação do solo e conseqüente movimentação da tubulação, as tensões que surgem nesta última são elevadas e que este, se romper-se, o faz por efeito do momento de ovalização.

6 — CONCLUSÕES

Embora este trabalho não apresente uma prova definitiva da causa dos rompimentos de tubulações, julgamos ter pelo menos mostrado que é muito mais correto atribuir-se este fato a problemas ligados a deformações do terreno do que ao golpe de ariete.

Julgamos, também, que se impõe a necessidade de se adotar medidas de proteção às canalizações para evitar estes acidentes. Dentre as medidas de proteção, uma das mais eficientes é a fiscalização periódica das faixas das adutoras e sub-adutoras. O funcionário encarregado desse serviço deverá comunicar imediatamente à administração quaisquer fatos que possam provocar acidentes, principalmente escavações e atêrros próximos às mesmas.

Para o caso de tubulações que atravessam regiões cujo solo é de baixa capacidade de resistência, uma das soluções é o estaqueamento de seu trajeto. Outra é a utilização de tubulações de aço que por permitirem maiores deformações, poderão resistir aos esforços provenientes de uma eventual acomodação do sub-solo.

BIBLIOGRAFIA

- Cálculo de Concreto Armado — Prof. Telemaco Van Langendock — Curso de Metais — Prof. Vicente Chiaverini.
- Le calcul des Tuyaux en Beton Armé et non Armé — A. Guerrin e G. Daniel.
- Catálogo da Cia. Metalúrgica Barbará.
- Catálogo da Cia. Ferro Brasileiro.



SERVIÇOS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA (BRASIL)

A Revista DAE inicia com este número a publicação de dados estatísticos de grande interesse, a respeito de serviços de abastecimento de água de várias cidades brasileiras. (Vêr pag. seguinte).

Começamos, deliberadamente, com uma relação que está longe de ser completa ou perfeita, dentro do propósito de estabelecer o ponto de partida para a divulgação de informações tão valiosas.

Há decênios vêm sendo feitas críticas e observações relativas à falta de dados e de informações básicas sobre a operação dos nossos serviços de saneamento básico, elementos esses que seriam de grande interesse para projetistas, administradores e operadores.

Esperamos que esta publicação inicial sirva de estímulo para que nossos leitores venham a contribuir para completar cada vez mais as informações ora divulgadas.

Ao Eng. José M. de Azevedo Netto, catedrático da Faculdade de Higiene da U.S.P., a Revista DAE agradece a sua valiosa colaboração na publicação destes dados estatísticos.

SERVIÇOS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA (BRASIL)
Dados Estatísticos referentes a Dezembro de 1966

Cidade	População Urbana	N.º Ligações Elétricas	N.º Ligações Água	Pop. Abast. (*)	Ext. Rêde km	Volume Aduzido (Médio)	N.º Hidrômetros	Tarifa Água Mínima		N.º Eng.ºs
								NCr\$	M³	
Maceió	184 000	27 966	18 280	109 700	116	24 000	13 800	2,000	10	2
Natal	150 000	—	20 157	120 900	238	25 000	15 925	2,50	20	4
São Paulo	4 800 000	800 688	535 316	3 211 900	5 888	933 000	438 011	1,60	15	200
Campina Grande ..	127 000	25 150	8 153	48 900	119	15 000	3 700	3,85	20	4
São Luís	162 900	16 345	15 280	91 700	120	24 000	11 105	3,00	15	3
Belo Horizonte ..	960 000	155 000	60 000	360 000	695	135 000	50 000	1,71	20	21
Curitiba	411 900	93 977	35 369	212 200	566	77 000	25 773	0,99	15	3
São Bernardo ..	120 000	...	17 592	105 600	345	26 000	16 556	1,35	15	...
Santo André	400 000	...	36 032	216 200	365	34 000	30 000	1,50	10	...
São Caetano	148 000	...	23 422	140 500	220	20 000	4 120	1,35	15	...
Recife	1 020 000	116 838	65 000	390 000	600	150 000	35 000	2,70	30	50
Pôrto Alegre	760 000	...	80 000	480 000	1 000	230 000	35 000	2,10	15	...
Guanabara	3 800 000	843 000	348 351	...	4 360	1 600 000	80 130	2,10	30	95
Campinas	250 000	...	40 302	242 000	606	60 000	34 267	2,10	15	6

(*) — Na base de 6 pessoas por ligação