Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 5 (1956)

Artikel: Cuidados a ter na construção das grandes pontes de betão armado

Autor: Cardoso, Edgar

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-6024

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 11.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

VI a 2

Cuidados a ter na construção das grandes pontes de betão armado

Précautions à prendre au cours de l'exécution des ponts en béton armé de grandes dimensions

Practice of large reinforced concrete bridge construction

Die Berechnung von grossen Brücken in Eisenbeton

EDGAR CARDOSO
Prof. do I. S. T.
Lisboa

1 – INTRODUÇÃO

Dum modo geral o engenheiro projectista, quer demasiado influenciado pelas operações analíticas ou por processos especiais de cálculo, quer pela sua pouca experiência da construção, dimensiona as obras que concebe sem ter em conta alguns dos importantes esforços que se geram durante as diferentes fases de execução, como se elas fossem por magia construídas de um jacto e só entrassem em funcionamento depois de completamente prontas e descimbradas.

Por outro lado, o empreiteiro, por justificados motivos de interesse material, tem a natural tendência de levar àvante da forma mais económica a construção que lhe foi adjudicada sem se importar com as hipóteses de que o autor do projecto se serviu para base dos seus estudos, para ele até a maior parte das vezes desconhecidas.

Evidentemente que não deverá ser assim.

Logo após algumas horas da primeira betonagem o betão ganha forma própria e começa a ser solicitado. Todos os engenheiros o reconhecem e desde os bancos da escola técnica onde se diplomaram ouviram as razões pelas quais é necessário verificar a estabilidade das construções à medida que estas se vão desenvolvendo, a que não é estranho a variável tempo, pois são, de resto, os próprios regulamentos a exigi-lo.

Todos os constructores sabem também que uma betonagem que não siga um plano devidamente estudado, que um cavalete mais deformável ou uma interrupção dos trabalhos são a causa de uma, por vezes completa, alteração das tensões calculadas.

Ora, se tais factos, de uns e outros conhecidos, não têm importância na maioria das obras correntes, o mesmo não se poderá dizer das construções de grande volume em que, por exemplo, as cargas permanentes provocam estados de tensão bem superiores aos das sobrecargas de serviço ou em que os esforços da retracção diferencial chegam a provocar a própria rotura do material.

Assim, se uma viga contínua for betonada dos apoios para o meio dos vãos poderá acontecer que à medida que a betonagem vai progredindo, vá o cavalete por seu turno sofrendo deformações que levem o betão já endurecido a absorver uma grande parte das cargas que realmente competiram à obra provisória de apoio. Resultará um maior valor para os momentos flectores nos apoios e uma acentuada redução nos vãos relativamente aos que corresponderiam ao cálculo da viga contínua ideal.

Uma outra ordem de betonagem poderá certamente originar alterações em sentido inverso.

Um pilar de grande largura com a betonagem interrompida por algum tempo em certa junta estará sem dúvida predisposto a fissurar no betão mais jovem, perpendicularmente à junta, dado que este contrairá, por efeito de presa, enquanto que o que lhe serviu de apoio já havia contraído na sua maior parte.

Estas considerações são suficientes para só por si justificarem o maior cuidado na elaboração do projecto das grandes obras de betão armado e das disposições que devem ser adoptadas na construção para que exista perfeita correspondência entre a concepção analítica e a materialização dos cálculos. É destes problemas que vamos tentar dar uma ideia através de casos concretos e de que somos responsáveis, total ou parcialmente, pelos defeitos a seguir assinalados.

2 – BETONAGEM E O FUNCIONAMENTO PREMATURO DA CONSTRUÇÃO OU DOS SEUS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS

Um elemento estrutural de grandes dimensões não pode ser betonado duma só vez e instantaneamente. Há pois que fraccioná-lo, mesmo na hipótese de betonagem contínua.

No caso particular das pontes — mais geralmente o arco e o tabuleiro vigado — duas técnicas principais podem ser usadas:

betonagem por camadas sobrepostas;

betonagem a toda a altura dos elementos resistentes e em fracções do comprimento.

Ainda outro caso se apresenta: o das estruturas formadas pela associação de vários elementos que não podem ser executados simultaneamente.

2. 1 – Betonagem por camadas

Neste caso, de betonagem por camadas sobrepostas, é necessário garantir que as camadas já endurecidas não entrem em funcionamento

prematuro, o que será difícil de conseguir ou, melhor ainda, que possam resistir eficazmente aos esforços gerados.

O *arco* (ou abóboda) executado por camadas sobrepostas (Fig. 1-a) terá que receber as sucessivas camadas sem que as anteriores sejam fechadas Executando primeiramente o intradorso, depois a alma e finalmente o extradorso, mesmo «corrigido» o arco, de forma alguma poderá trabalhar como um único monolito resistente para o seu próprio peso como se ele fosse de material homogéneo e só entrasse em funcionamento depois de completamente executado. Mesmo que não existisse contracção

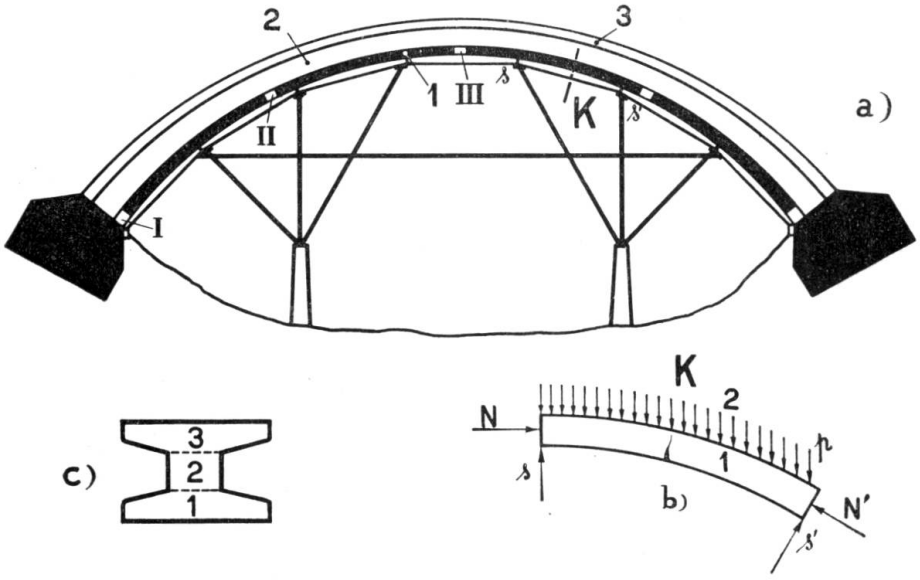

FIG. 1. Esquema dum arco betonado por camadas

diferencial ter-se-ia de admitir que a primeira camada estivesse já solicitada por parte do seu próprio peso e da segunda camada e que estas duas suportariam, em parte, a terceira camada, em condições extremamente difíceis de precisar.

E, se o cimbre tem apoios suficientemente espaçados haverá que garantir que entre esses apoios ss' (Fig. 1-a) a deformação da cambota não provoque, nas débeis camadas endurecidas, flexões exageradas pela actuação do seu próprio peso e em particular pelo peso do betão fresco.

De facto, se fecharmos as juntas I, II, III... antes de lançarmos o betão da 2.ª camada ao executar-se esta passará a primeira a ser solicitada pois é de admitir que o cimbre por ser mais deformável absorva apenas uma pequena fracção da carga do 2.º anel. Por melhor que se pense corrigir os esforços do arco, dado que a correcção não poderá provocar o deslisamento das camadas, há-de fatalmente haver fortes tensões no intradorso em benefício do extradorso, resultando o imperfeito funcionamento da estrutura. Mas se não executarmos as juntas I, II, III... então, não existindo o impulso parcial N e N' (Fig. 1-b) pode dar-se o caso do troço entre escoras s e s' trabalhar à flexão sob a acção do peso p da camada 2, a ponto de romper por não possuir armaduras adequadas. Ao fugir-se dum perigo poder-se-á cair, portanto, num perigo maior.

Seja agora o caso duma *viga contínua* (Fig. 2).

Ao betonar-se a camada 3 sobre as camadas já endurecidas 1 e 2 estaremos a colocar cargas sobre uma viga resistente que evidentemente só transmitirá os seus efeitos ao cavalete depois de partir, dado que uma viga de grande altura tem deformações desprezíveis relativamente

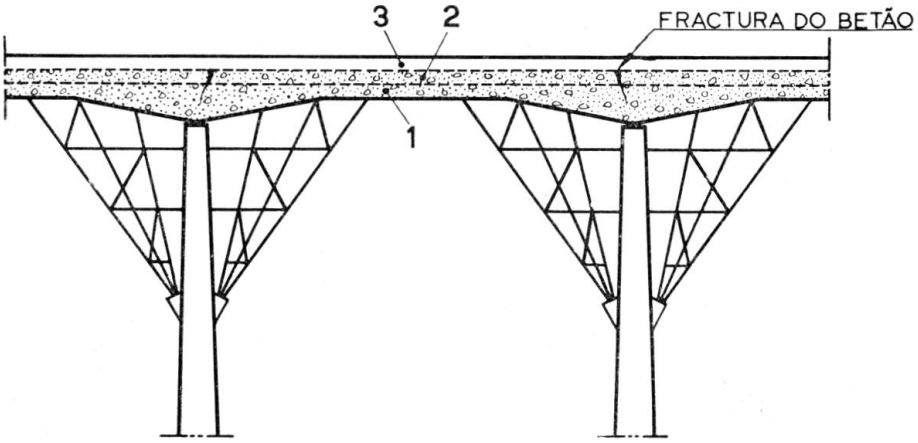

FIG. 2. Viga contínua betonada por camadas

ao cavalete. A meio dos vãos natural é que a viga resista por existirem armaduras suficientes mas nos apoios só não se dará a rotura se nas camadas 1 e 2 existirem fortes armaduras de tracção, o que nem sempre é previsto por quem projecta. Uma destas fendas foi notada na betonagem assim estabelecida no primeiro apoio da ponte do Vale da Ursa, ponte que se representa na Fig. 3. Verificada a deficiência do projecto no que se refere à distribuição das armaduras de tracção nas zonas sobre os apoios e alterado o plano de betonagem de modo a que as camadas de betão envolvessem sempre pelo menos uma fiada de armaduras deixarem de aparecer fendas em todos os outros apoios.

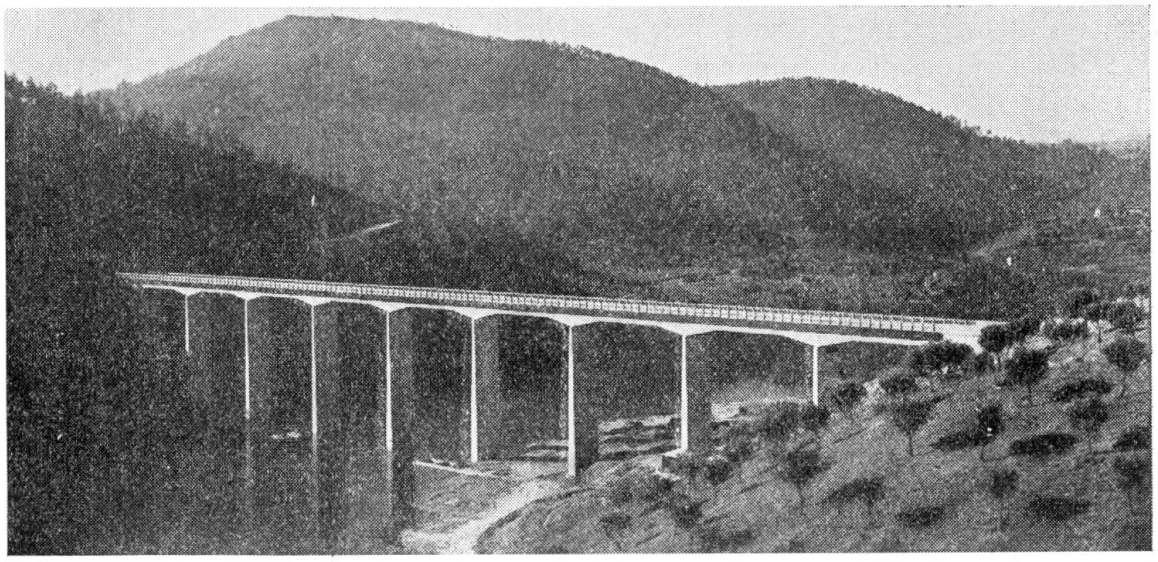

FIG. 3. Ponte do Vale da Ursa na albufeira de Castelo de Bode

2. 2 – Betonagem a toda a altura dos elementos resistentes

Também quando se utiliza esta técnica de betonagem não são de desprezar os esforços gerados durante a construção. Assim, no caso dum *arco,* as grandes aduelas, devido aos movimentos do cimbre, funcionam

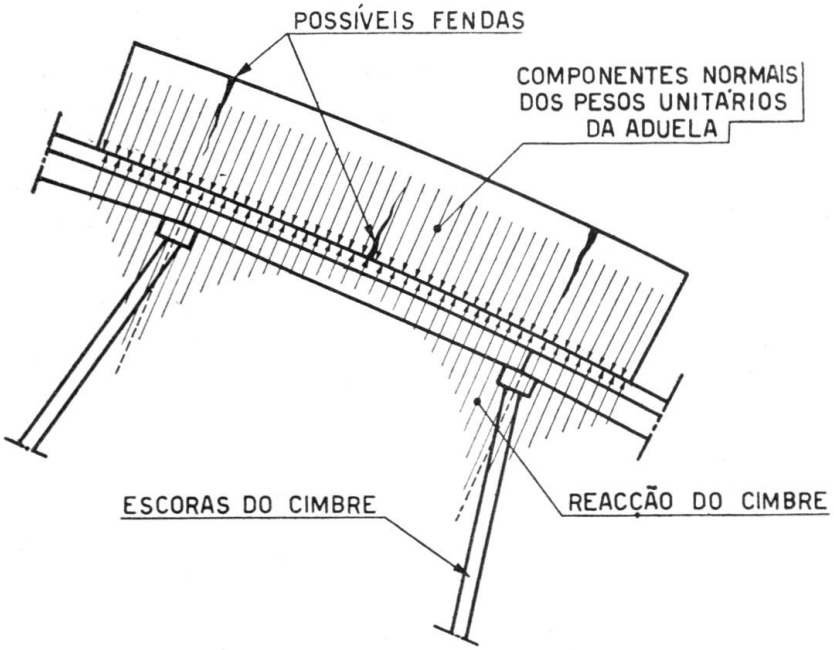

FIG. 4. Esquema duma aduela dum arco betonado a toda a altura das secções

à flexão pelo facto da distribuição das reacções do cimbre não corresponder ponto por ponto ao peso da aduela. É pois possível a existência de fendas como se indicam na Fig. 4, que desaparecerão quando o arco entrar no seu verdadeiro funcionamento. E se o arco é ôco (Fig. 5-a)

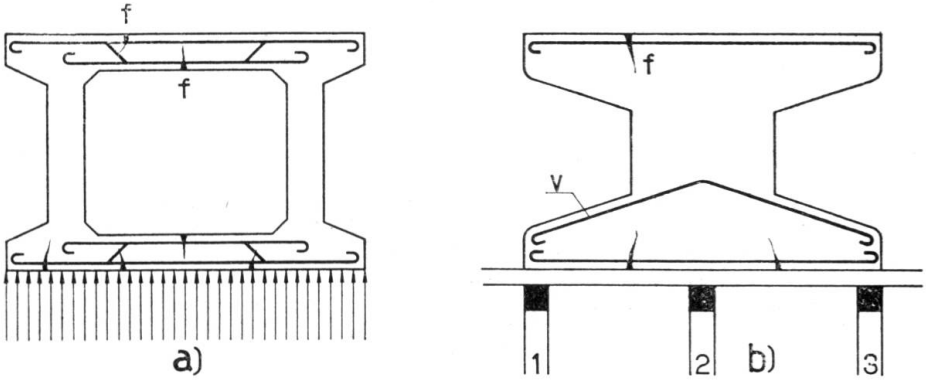

FIG. 5. Esquema das secções dum arco vazado (*a*) e dum arco aligeirado (*b*). Localização das possíveis fendas

ou de secção aligeirada em I, (Fig. 5-b), podem ainda gerar-se esforços na direcção transversal.

Assim, admitindo que a aduela se encontra já executada, pelo facto de não existir impulso que se oponha às forças resultantes do peso e da reacção do cimbre, os banzos, em especial o inferior, serão fortemente solicitados à flexão. Se não se betona ràpidamente toda a aduela ao

executar-se o banzo superior já o banzo inferior estará endurecido e então o peso daquele, transmitindo-se apenas pelas almas ao cimbre produzirá neste uma reacção transversal uniforme ou quase uniforme a que o banzo de intradorso do arco terá que resistir por flexão.

Por seu turno o banzo superior, logo a seguir à desmoldagem, ficará solicitado sob a acção do seu próprio peso, com a tendência a romper segundo as linhas f indicadas nas Figs. 5-a e 5-b.

Como se verifica pela Fig. 6 — pormenor das aduelas do arco da ponte da Foz do Sousa indicada na Fig. 7 — a secção transversal do arco é do tipo da Fig. 5-b, apresentando os banzos uma saliência de 1,60 m para cada lado da alma. Para garantir a segurança das aduelas contra tal solicitação foi pois necessário prever as armaduras indicadas.

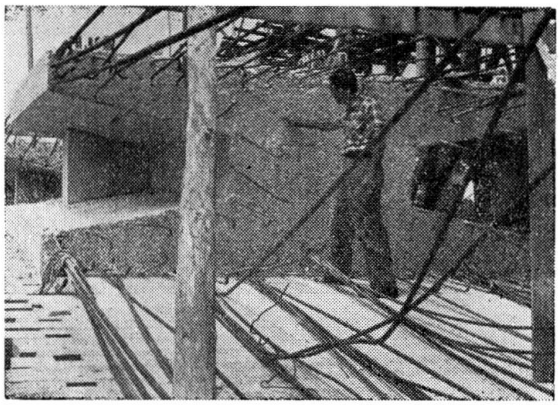

FIG. 6. Pormenor da secção duma aduela do arco da ponte da Foz do Sousa

E se no descimbramento se aliviam primeiramente as cambotas 1 e 3 (Fig. 5-b), serão de admitir esforços no banzo inferior em sentido inverso obrigando por seu turno a empregar as armaduras v. Retirando em primeiro lugar a cambota 2, sob a alma, maiores tensões de tracção surgirão na face inferior do intradorso.

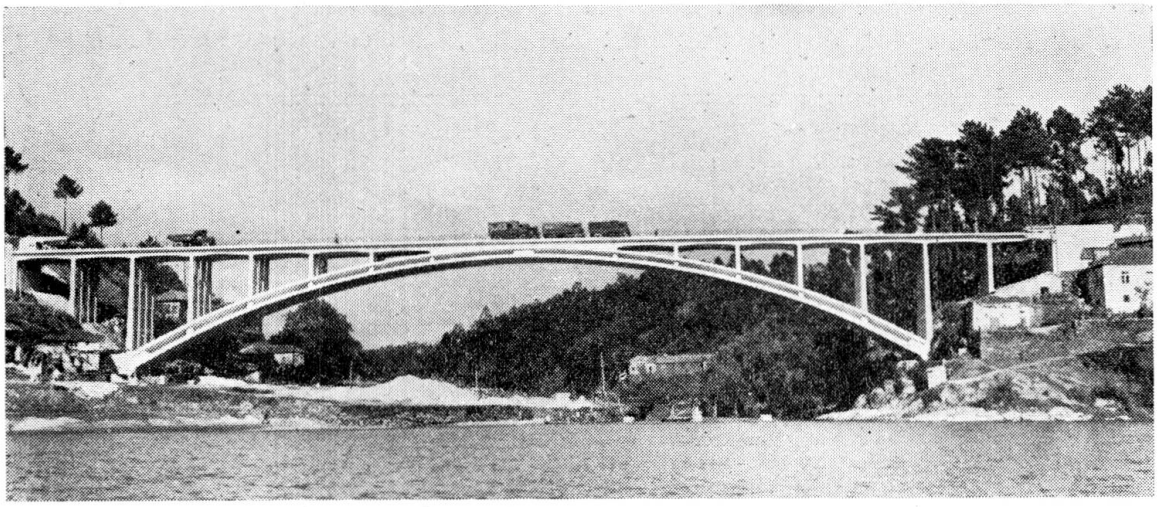

FIG. 7. Ponte da Foz do Sousa — Conjunto

É pois necessário que as secções da estrutura sejam concebidas para resistirem não só ao seu próprio peso mas também que o descimbramento se faça por forma a não obrigar a dispêndio escusado do material para absorver com segurança as tensões acidentalmente desenvolvidas nas diferentes fases de execução.

Procedendo com todos estes cuidados — no projecto e na execução (sem falar no funcionamento longitudinal, por mais conhecido) foi a citada ponte da Foz do Sousa construída sem que se notasse a mais insignificante fenda.

No caso das *vigas contínuas*, com a betonagem por troços a toda a altura, o problema tem ainda alta complexidade.

Para que o funcionamento da viga sob a acção do seu próprio peso corresponda exactamente à hipótese comumente idealizada no projecto torna-se necessário que a viga, uma vez terminada, não esteja já esforçada por deformação dos cavaletes, condição que para ser satisfeita obriga a admitir que a reacção do cavalete seja em cada zona elementar igual ao peso do volume do betão sobre essa zona.

Pràticamente tal hipótese só se consegue deixando pequenos intervalos *i* Fig. 8 entre os diferentes troços 1, 2, 3, 4... e desligando as próprias armaduras o que evidentemente complica a construção.

O que acontecerá então quando não se deixam esses intervalos e se não desligam ou interrompem as armaduras?

Se executarmos a betonagem a partir dos apoios para o meio vão, sempre para um e outro lado do mesmo pilar, é certo que à medida que

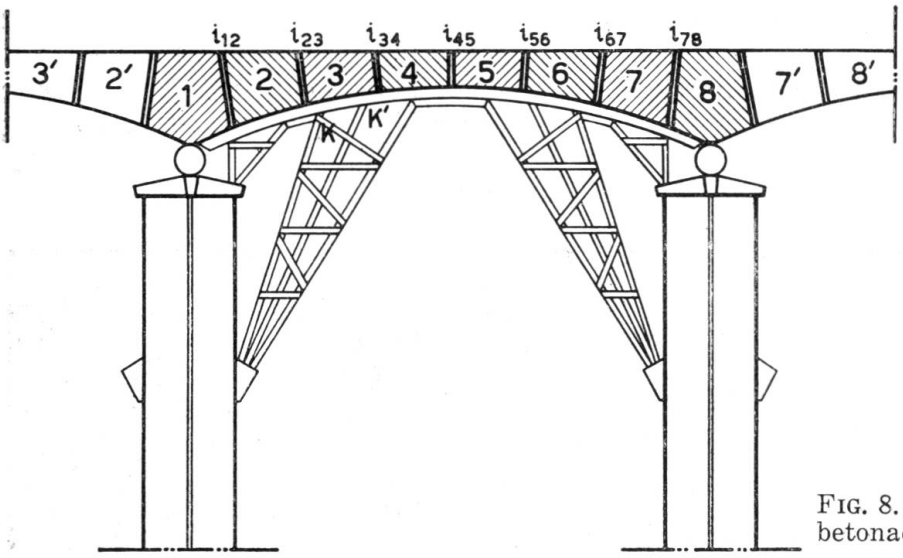

FIG. 8. Viga contínua betonada por aduelas

a betonagem vai progredindo começarão a gerar-se esforços nas duplas consolas sobre cada pilar pois que uma parte do peso do betão informe será absorvido pelo atrito e aderência das juntas de betonagem, pela continuidade dos moldes e do cavalete e das armaduras, em vez de ser integral e localmente transmitido ao cavalete.

Assim, o troço 3, (Fig. 8), deveria descarregar inteiramente sobre a zona KK' mas estando este troço ligado à parte restante já construída 1 e 2, viria para o cavalete apenas uma fracção do peso 3. Prosseguindo por esta ordem com a betonagem a viga contínua passaria a ter momentos flectores nos apoios consideràvelmente maiores do que os correspondentes à viga contínua teórica.

Deixando para o fim as zonas 1 e 8, sobre os pilares, dado que os troços 2 e 7 têm apoios no cavalete consideràvelmente mais rígidos que

os centrais 3, 4, 5 e 6, resultará que a viga 2 – 7, já resistente, entrará em funcionamento de peça simplesmente apoiada antes de existir o betão da viga sobre os pilares ou de este betão estar em condições de suportar esforços. Nesta hipótese, aparecerão apenas tenues momentos flectores sobre os apoios.

Só pelo plano de betonagem adoptado será pois possível prever com precisão qual o estado de tensão com que a viga fica depois de descimbrada.

Do exposto e atendendo ao facto de ser sempre ou quase sempre vantajoso reduzir os esforços nos vãos em prejuízo dos apoios deverá a primeira solução ser a adoptada.

Mas é preferivel contar nos cálculos com o momento flector mais conveniente para o vão e para os apoios e estabelecer rótulas provisórias que permitam que a estrutura antes de «fechada» seja isostática. Ao «blocar» os troços que fazem de rótulas a estrutura passará a hiperestática para as solicitações ulteriores, ficando contudo com esforços devidos à carga permanente perfeitamente conhecidos e com a melhor distribuição.

Citaremos a este respeito dois exemplos.

2. 2. 1 – *Caso da Ponte de Coimbra*

Esta ponte é formada por 5 vãos contínuos com uma articulação num vão extremo, apoiada em pilares intermédios pendulares e com os os vãos extremos ligados monolìticamente a montantes articulados na base e constituindo uma superestrutura do tipo pórtico múltiplo.

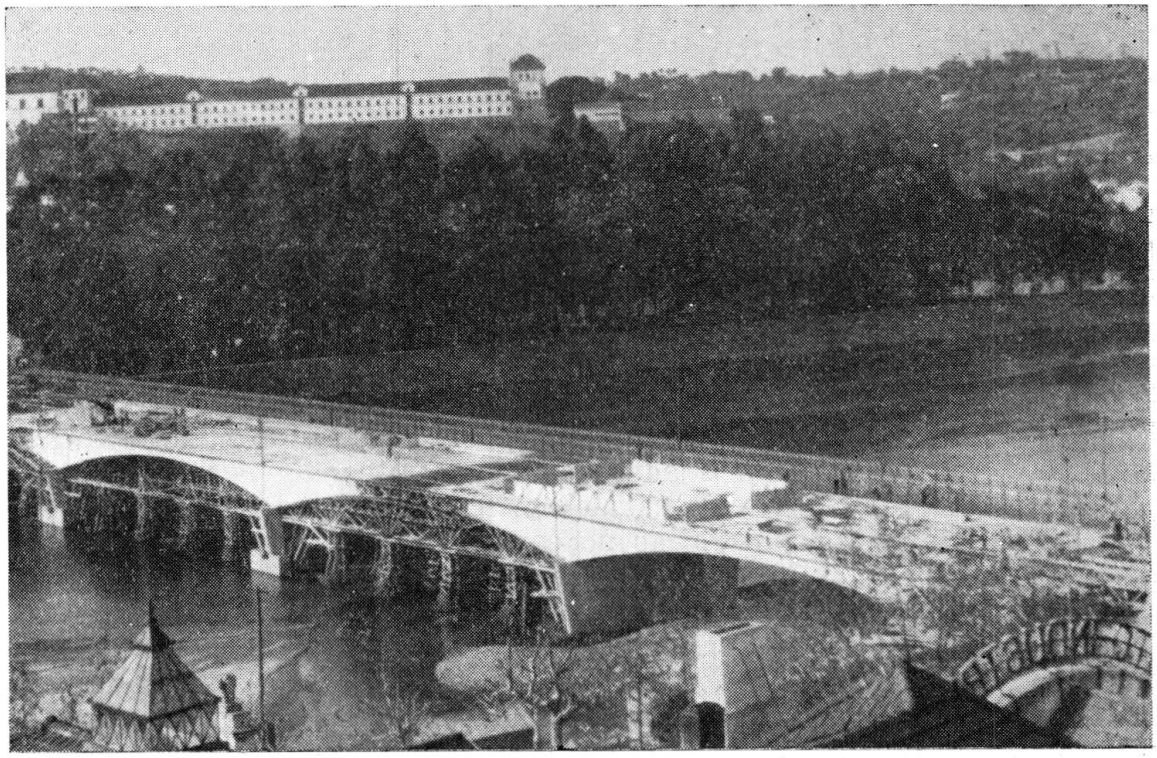

FIG. 9. Ponte de Coimbra — fase de construção — Superestrutura em funcionamento isostático por não estarem fechados os vãos 2.º e 4.º

Para termos a garantia de que a distribuição dos esforços era a desejada e que não se introduziam esforços internos por assentamentos diferenciais das fundações procedeu-se à betonagem do vão central e dos vãos extremos e duma certa parte em consola dos vãos 2.º e 4.º ficando estes por fechar durante tempo suficiente para que se produzissem

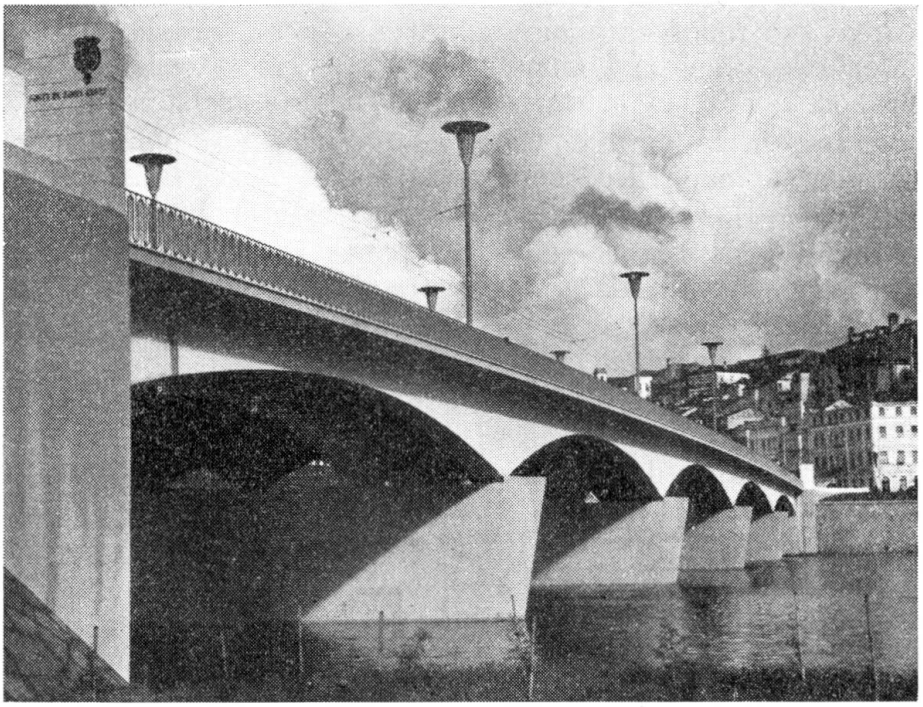

FIG. 10. Ponte de Coimbra (Santa Clara), terminada

os assentamentos dos pilares e se comprovasse por ensaios de carga a indeformabilidade das fundações. Chegou-se mesmo a descimbrar completamente o 1.º vão e a maior parte do 3.º antes de se executarem os pequenos troços centrais de fecho dos vãos 2.º e 4.º, como se vê na Fig. 9.

A correcção dos esforços pode pois fazer-se pela variação do comprimento dos troços em consola, de cargas acidentais colocadas em certas zonas ou com o auxílio de macacos hidráulicos impulsionando pontaletes situados nos vãos ou nas consolas. Utilizou-se esta última técnica para corrigir os esforços com o que se reduziram de cerca de 30 mm as contra-flechas das consolas, como convinha.

Tomando estes cuidados, no projecto e na construção, foi a ponte terminada com pleno êxito. Assinalamos apenas o facto de não termos ligado a importância devida aos deslocamentos durante as diferentes fases da betonagem do que resultou uma razante poligonal curvilínea com ângulos nos topos das consolas e que posteriormente teve que ser corrigido pela pedra de cantaria do focinho da laje dos passeios, correcção que resultou perfeita como se verifica pela Fig. 10.

O estudo das concordâncias dos troços a betonar não pode ser desprezado para que arquitectònicamente nada haja a dizer ou a corrigir. É pois a conclusão que se tira desta última nota.

2. 2. 2 – *Caso das Pontes do Cávado e do Caldo*

Depois da betonagem da ponte do Cávado, na albufeira da Caniçada da Hidro Eléctrica do Cávado, ao serem retirados os taipais laterais das zonas vazadas sobre os pilares, notaram-se umas ligeiras fissuras capilares na parte superior do banzo inferior (Fig. 11). Por essas fissuras se apresentarem em todos os apoios admitiu-se nessa ocasião tratar-se dum efeito sistemático — possìvelmente o resultado duma cedência do cavalete antes que o betão dessas zonas tivesse suficiente resistência.

Na betonagem da ponte do Caldo adoptou-se outro plano de betonagem e reforçou-se a armadura da zona onde se notaram as fissuras na ponte do Cávado com a finalidade de evitar a repetição daquelas fissuras.

Efectuado o descimbramento da ponte do Cávado essas fissuras aumentaram um pouco mais de espessura, não se notando contudo outras.

Imediatamente a seguir a uns dias de intenso calor tropical novas fissuras capilares surgiram em *s* e *m* (Fig. 11).

Revistos os cálculos com a maior atenção concluiu-se estarem pràticamente exactos para as hipóteses formuladas e que é uso considerar, mas não poderia haver dúvidas que algum erro fundamentalmente importante estava em acção.

Analisado o problema sob uma mais alta especulação analítica e experimental — esta com o auxílio de modelos reduzidos de aglomerado de cortiça, de gêsso e de celuloide, planos e espaciais — a par do minucioso exame dos cavaletes e dos planos de betonagem, concluiu-se inequìvocamente terem essas fendas origem:

a) numa importante modificação do diagrama dos momentos devidos à carga permanente, que em vez de ser M M' passou a ser M_1 M_1', (Fig. 11), proveniente da formação de rótulas plásticas na zona vasada dos apoios, devidas ao sistema de betonagem e à deformabilidade dos cavaletes;

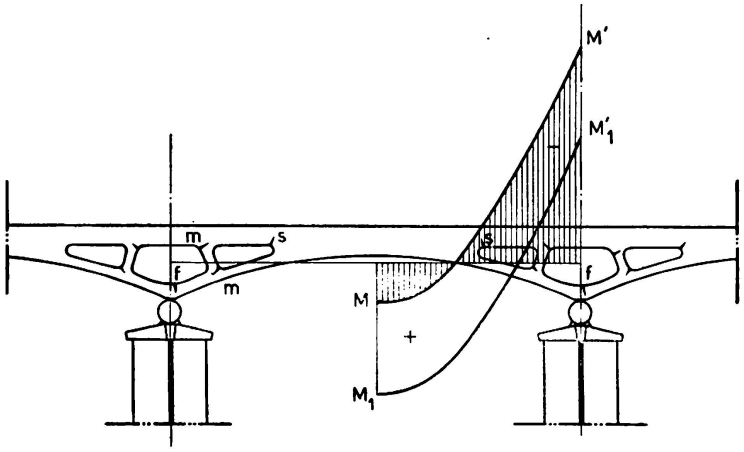

FIG. 11. Esquema duma viga contínua de rótula. Diagramas dos momentos flectores e fissuras

b) na variação de temperatura da laje do tabuleiro, de menor espessura e inteiramente exposta, relativamente às nervuras das vigas, de maior massa e protegidas, quando sobre ela incidiu o intenso

calor solar de uns dias de verão o que aumentou ainda mais consideràvelmente o momento positivo, fenómeno que «grosso--modo» se pode computar de intensidade da ordem de grandeza da carga permanente a avaliar pelas flechas observadas em cantilevers construídos, pelos próprios ensaios em modelo reduzido e pelos cálculos analíticos efectuados;

c) na retracção do betão (contracção de presa) e mais particularmente na retracção diferencial das zonas menos armadas para as mais armadas.

Estas diferentes acções, sendo do mesmo sinal, somam os seus efeitos e dada a pequena percentagem de armaduras dessas zonas (pois o seu funcionamento previsto no cálculo era especialmente de compressão) as fendas deveriam realmente formar-se como se constatou na supracitada análise.

Qual a solução a adoptar para dar à estrutura o estado de tensão inicialmente previsto ou o mais aconselhável?

Depois de aturado e cuidadoso estudo e perante o espanto dos operários das obras, resolvemos cortar alternadamente os vãos os quais apenas ficaram ligados pelas armaturas inferiores. Deixaram pois de existir momentos positivos nos vãos constatando-se nos novos cantilevers formados (em substituição da viga contínua) as deformações correspondentes à eliminação dos momentos positivos.

Uma vez cortado o betão e o ferro dessas zonas e ainda corrigido o estado de solicitação com o auxílio de cargas adicionais nos extremos das consolas, soldaram-se a electrogéneo as armaduras cortadas. Retiradas essas cargas encheram-se de betão as zonas que se havia demolido. Desta forma aumentaram-se de 10 a 15 % os momentos flectores sobre os apoios (aumento que se eliminará para o efeito da variação diferencial de temperatura) o que não apresenta qualquer perigo para as estruturas mas em contra-partida puseram-se em funcionamento óptimo aquelas secções que temporàriamente foram esforçadas além do que era permitido.

É pois de concluir que um tabuleiro contínuo merece toda a atenção para que de qualquer modo não haja — por razões construtivas — uma profunda alteração na distribuição dos esforços inicialmente calculados. E dada a grande dificuldade de evitar tais incovenientes só um caminho seguro existe: considerar, no projecto e na construção, para a carga permanente, articulações provisórias que obriguem a ponte a funcionar em condições de isostaticidade.

Mas se por uma razão qualquer o mal já está feito, que não exista pelo menos o receio de lhe dar o remédio já indicado: cortar a ponte em certas zonas onde deveria ser nulo o momento flector ou onde mais convenha e voltar depois a ligá-la novamente, soldando as armaduras e refazendo o betão demolido.

2.3 – *Betonagem duma estrutura monolítica constituída por vários elementos*

Quando a superestrutura é formada por vários elementos constitutivos que sejam obrigados a um funcionamento de conjuto também o plano

de betonagem pode ter fundamental importância. É necessário que ao «fechar» um certo elemento ou parte de elemento não existam esforços nos restantes elementos da «malha» que se completa, particularmente se esta é triangulada e que possam ser prejudiciais em virtude das cargas que faltam não poderem já contribuir para os anular ou reduzir, como sucede nos bow-string, vigas Langer, Nielsen, e em tipos particulares de arco de tímpanos vazados.

Seja o caso da ponte em arco de tabuleiro superior de tímpanos vazados — arco esbelto e tabuleiro rígido, como se adoptou na *ponte de Barca d'Alva* (Fig. 12).

Este tipo de ponte é particularmente vantajoso por permitir a construção com um cimbre muito ligeiro pelo facto dos muretes e do tabuleiro,

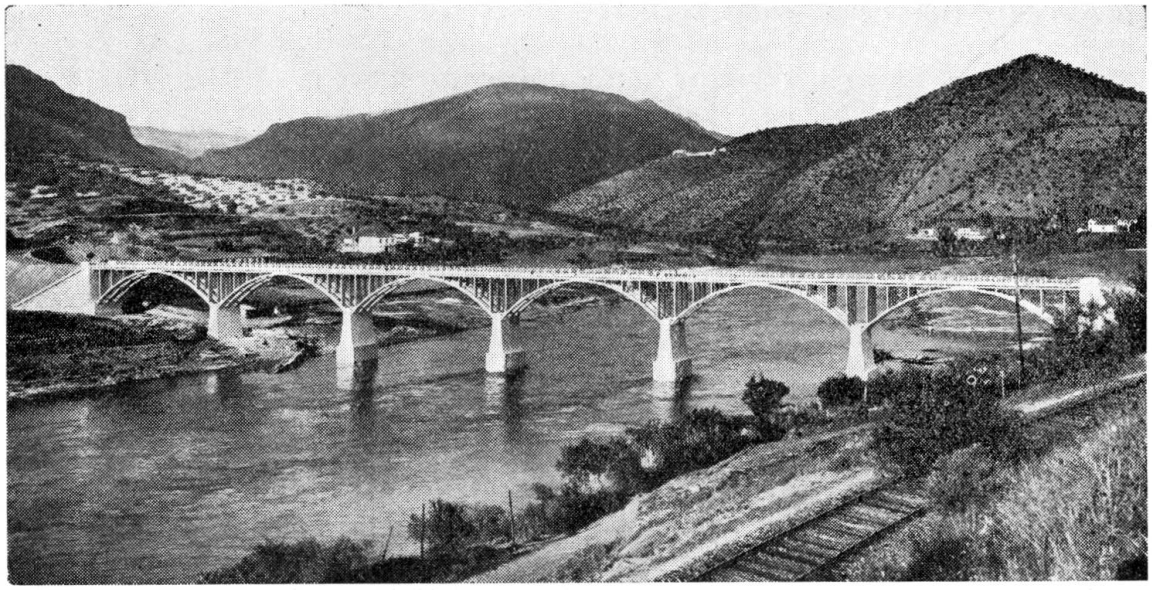

FIG. 12. Ponte de Barca d'Alva, do tipo arco esbelto e tabuleiro rígido

que mais pesam, poderem executar-se já com o arco a servir de cavalete, desde que se distribuam convenientemente as zonas de betonagem.

De qualquer modo, suponhamos que se executa o tabuleiro pela ordem indicada na Fig. 13 começando pela zona do fecho. Quando estiverem executados os troços 1, 2, 3, 4, 5 e 6, o arco funciona como elemento isolado apenas com uma perturbação na zona do fecho (visto que o betão aderindo ao do arco já trabalha em conjunto para as cargas 2, 3, 4, 5 e 6.

Mas, algumas horas depois de se betonarem as zonas 7 e 8, por exemplo, já o arco tem os seus movimentos condicionados ao tabuleiro nas zonas entre os troços 2 e 3. Então, as cargas adicionais 9 e 10, de algumas dezenas de toneladas, não poderão colaborar integralmente nesses troços do arco visto ser agora o tabuleiro a absorver a maior parte dos momentos flectores.

Se no projecto se havia admitido — como geralmente sucede — que a directriz do arco é o antifunicular do carga permanente, o momento que foi para o tabuleiro nas zonas entre 2 e 3 proveniente das tais cargas 9 e

10 fará imensa falta ao arco por não permitir a centragem da linha das pressões, por hipótese admitida nos cálculos.

Em conclusão, a execução da obra tem que corresponder ao cálculo ou este ao processo de execução. No presente caso, em que se adoptou

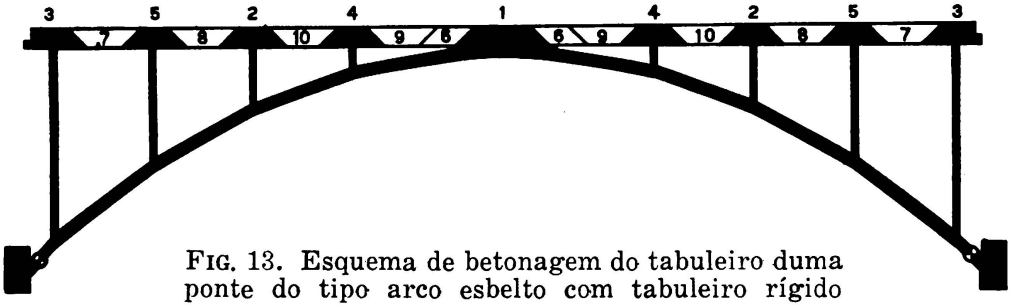

FIG. 13. Esquema de betonagem do tabuleiro duma ponte do tipo arco esbelto com tabuleiro rígido

para directriz o antifunicular da carga permanente dever-se-á «fechar» simultaneamente todos os troços 7, 8, 9 e 10, quer por camadas quer preferivelmente a toda a altura em fracções da largura.

3 – A CONTRACÇÃO DIFERENCIAL E OS SEUS EFEITOS NAS CONSTRUÇÕES MONOLÍTICAS

O betão é um material com «vida própria» de características bem conhecidas, função do tempo, para a mesma génese. Além das características mecânicas as mais importantes são a *contracção de presa*, dum modo geral prejudicial e a *fluência*, fenómeno de auto-adoptação ao mínimo esforço, quase sempre favorável.

Sendo pois a contracção uma função do tempo, traduzida por uma curva O, a, b, c, d com a configuração da Fig. 14, resulta que, se sobre um certo betão já resistente de *n* dias de idade, executarmos um novo troço de betão este não pode contrair livremente segundo a curva O' a' b' c' d'.

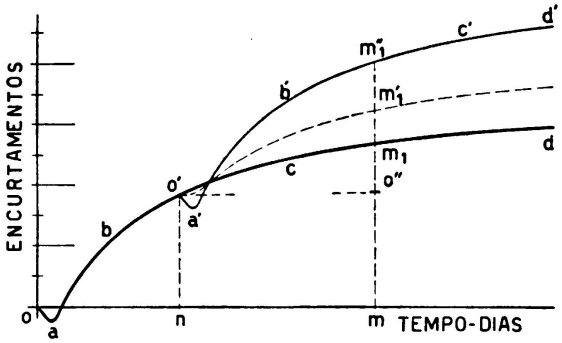

FIG. 14. Variação da contracção do betão com a idade — Contracção diferencial

Suponhamos que não existe a fluência e que os betões resistem, o novo às tracções e o mais idoso às compressões (este sem dúvida resistirá). Ao fim de m dias a junta de betonagem do betão velho encurtou de m m'_1 e o novo betão que devia ter encurtado se fosse livre de m''_1 o'' encurtou apenas m'_1 o'', isto é, ficou submetido a uma tensão correspondente a m''_1 m'_1. Gerar-se-ão, portanto, na superfície de betonagem tensões de escorregamento e perpendicularmente tracções no betão mais jovem e compressões correspondentes ao encurtamento adicional m'_1 m_1 no betão mais idoso.

Estas tensões raramente provocam a rotura tanto mais que são atenuadas pela fluência, principalmente a do jovem betão. Contudo,

tratando-se de juntas de betonagem muito extensas — no caso das barragens, dos elementos de pontes muito largas — tal rotura poderá surgir se não se adoptam disposições construtivas adequadas como é, com efeito, suficientemente conhecido dos engenheiros da especialidade.

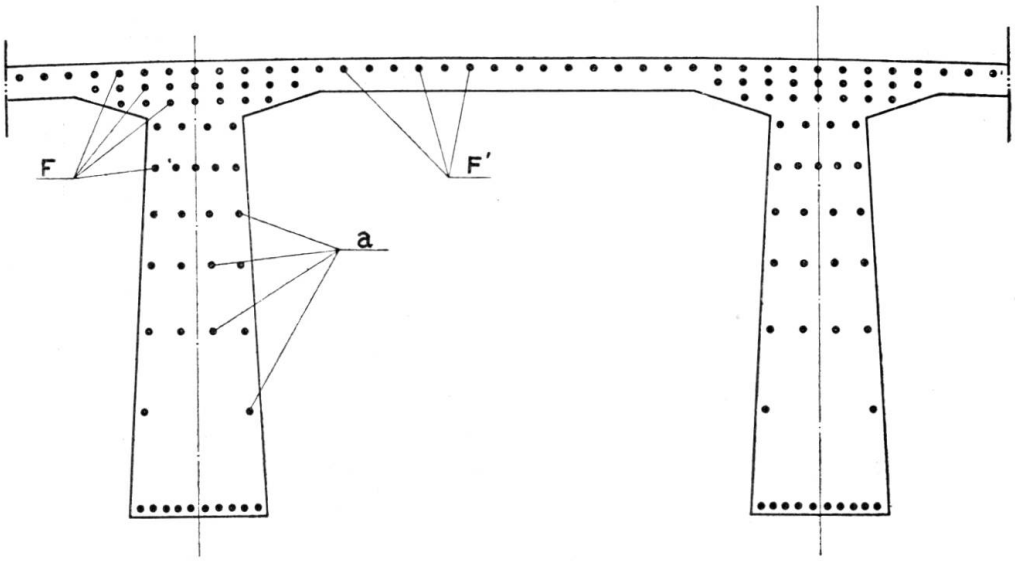

FIG. 15. Esquema da distribuição das armaduras nas zonas dos apoios das vigas contínuas, em «T»

Um outro aspecto do problema diz respeito à diferença da contracção verificada entre as zonas com grande percentagem de armaduras e das zonas fracamente armadas, embora da mesma idade, efeito nem sempre devidamente tido em conta nos projectos, fenómeno importante, sem dúvida, para as peças de grande comprimento e de apreciável altura das secções transversais ou de grande largura com armadura concentrada em restritas zonas.

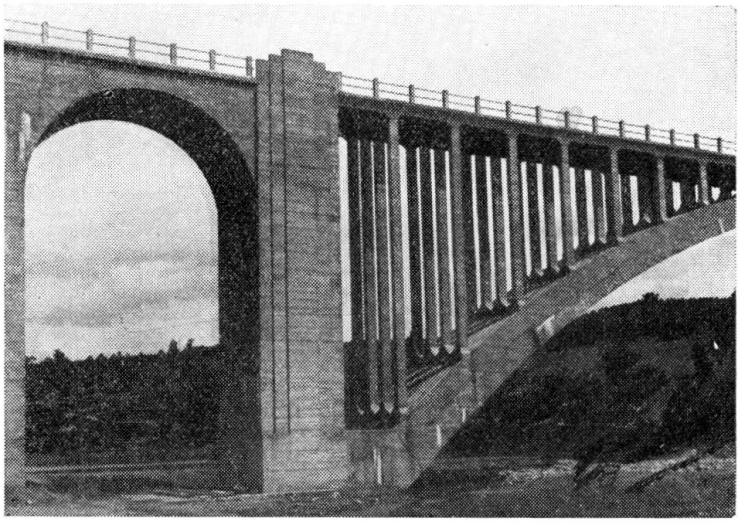

FIG. 16. Ponte em arco, betonado por aneis

Referimo-nos às vigas altas armadas à tracção e à compressão (para ter em conta a alteração dos esforços com as posições das sobrecargas) com reduzidas armaduras nas almas ou a grandes vãos de laje dos tabuleiros vigados nas zonas dos momentos negativos das vigas "T". É pois necessário colocar armaduras *a* nas almas (Fig. 15) e distribuir as armaduras de tracção das vigas, pela alma F e pela laje, F'. Se assim não está indicado nos desenhos deverá o construtor

chamar a atenção do autor do projecto ou das entidades da fiscalização dos perigos que poderão advir.

Tais dispositivos para reduzir os efeitos da contracção diferencial consistem, no primeiro caso, na alternância, das betonagens, no endentamento das camadas, no emprego de varões de travamento, caixas, saliências ou simples pedras entre os dois betões, na adopção de armaduras longitudinais colocadas nos troços mais jovens paralelamente às juntas de betonagem e próximo destas, etc., além dos aconselháveis tratamentos dos betões (mantê-los húmidos, empregar a refrigeração) e do emprego de cimentos especiais como os de baixo ou moderado calor de hidratação. No segundo, além dos cuidados já enumerados, na distribuição racional das armaduras pela secção da peça.

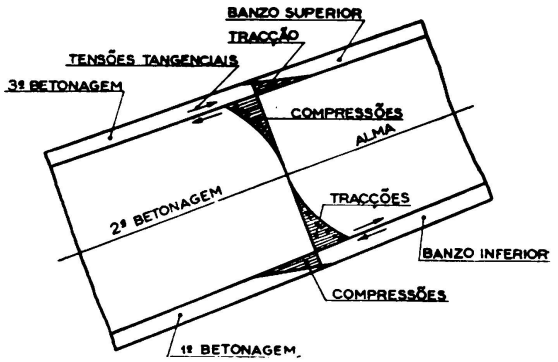

FIG. 17. Tensões devidas à contracção diferencial num arco betonado por aneis

No caso das pontes o fenómeno surge mais particularmente nos elementos seguintes:

a) Nas juntas de ligação das «camadas» dos arcos quando se adopta este tipo de construção, o que se considera altamente defeituoso mesmo quando se endentam as camadas, semelhantemente à clássica técnica usada nas abóbodas de cantaria de pedra natural.

Na Fig. 16 duma ponte onde foi seguida esta técnica a 2.ª camada desligou da 1.ª pelo menos em certas zonas como se constata pelas próprias escorrências calcáreas das juntas.

Entre as várias camadas dum arco construído por anéis desenvolvem-se tensões que esquemàticamente se indicam na Fig. 17 e que se sobrepõem às do funcionamento «arco».

Um caso semelhante ao da construção dos arcos por camadas é o dos muros de tímpano sobre as abóbodas.

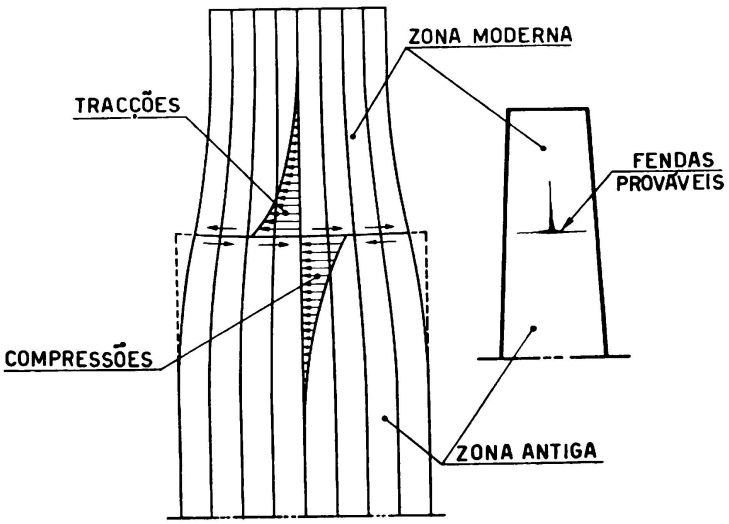

FIG. 18. Tensões devidas à contracção diferencial num pilar. Fendas prováveis

b) Nas juntas de betonagem dum mesmo elemento quando betonado simultâneamente em toda a área das secções normais à directriz, tal como nos grandes pilares ou na construção de arcos por aduelas.

Neste caso, o problema não tem a gravidade do caso anterior, à excepção dos depósitos para líquidos, porque mesmo que se dê a rotura da junta, por deslizamento, ela continuará a trabalhar em boas condições por estarem em geral em funcionamento de compressão. O fenómeno pode esquematizar-se na Fig. 18. O troço mais antigo na ligação ao moderno é obrigado a comprimir-se e este a dilatar donde resulta, na junta, um estado de tensão tangencial e nas secções paralelas à directriz um estado de tensão normal, de tracção no betão novo e de compressão no betão velho.

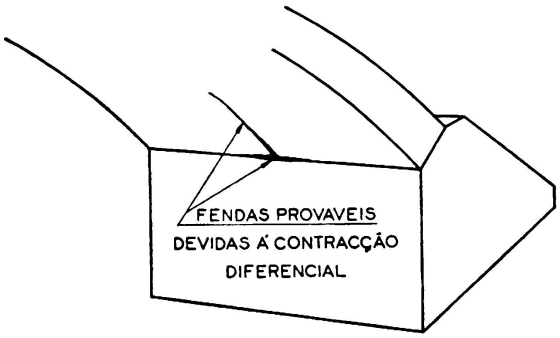

FIG. 19. Efeitos da contracção diferencial na ligação duma abóboda aos encontros

Se a superfície tem uma grande área, da ordem dos 100 m², ou um grande lado, 20 ou 30 m, quase certo é dar-se a rotura quando o intervalo nas betonagens vai além de 15 a 30 dias se não se tomam as disposições atrás indicadas. A rotura dá-se como indica a Fig. 18 sendo numerosíssimos os exemplos que se poderiam apresentar.

O caso mais característico é o da ligação das abóbodas largas aos maciços dos encontros (Fig. 19). Estes são construídos em geral com uns meses de avanço de modo que o betão da abóboda tende a contrair sobre um maciço de grande volume, já quase completamente contraído.

Se a abóboda não possui armaduras transversais suficientes é pràticamente inevitável a rotura, para larguras de abóboda superiores a 20 m. Constatamos uma rotura deste tipo na Passagem Superior da Cruz das Oliveiras na Auto-estrada Lisboa-Estádio, apenas com 15 m de largura de abóboda, a qual tem muito reduzida armadura transversal.

Não é pois possível, sem perigo, projectar uma larga abóboda de betão simples, pois que a esses efeitos adicionam-se os das sobrecargas e dos impulsos dos muros de tímpano.

4 – A DESIGUALDADE DE TEMPERATURAS ENTRE AS DIVERSAS FIBRAS DO MATERIAL DAS SECÇÕES

Pode dizer-se que é corrente, no cálculo de pontes, ter-se em conta os efeitos das variações de temperatura uniforme, quando as estruturas são hiperestáticas. Mais raramente se consideram as variações de temperatura desigual dos elementos componentes de uma obra e só muito excepcionalmente se tem em conta a diferença de temperatura entre as diversas fibras do material das secções transversais das estruturas.

Este último efeito é, contudo, de alta importância em certas obras directamente expostas às radiações solares. As mais afectadas são, sem dúvida, os tabuleiros de pontes (na construção civil os terraços) do tipo hiperestático (lajes contínuas ou lajes nervuradas hiperestáticas) como é do conhecimento geral. Todos os engenheiros civis sabem calcular estes efeitos pelo menos para certas hipóteses particulares como a da variação linear da temperatura nas secções transversais.

Mas o que nem sempre se tem presente é a ordem de grandeza das tensões geradas e muito especialmente o «sentido» dos esforços gerados.

Nos tabuleiros do tipo viga contínua, laje nervurada ou laje sem nervuras, para fraca camada protectora isolante como é a dos pavimentos modernos das pontes (betão betuminoso de 3 a 5 cm de espessura), a variação de temperatura pode atingir, no nosso clima 10 a 20° C, consoante a região. Do meio dia às 3 da tarde natural é verificar-se em certos dias de verão tais variações de temperatura no sentido positivo, quer dizer, encontrar-se a face superior a 40° C e a face inferior a 25° C, o que não sucede em sentido inverso. De facto ao desaparecer o sol essa diferença estará pràticamente reduzida a zero não fazendo o fresco da noite com que exista uma diferença negativa de mais do que $^1/_4$ ou $^1/_5$ daquele valor.

O que sucederá pois?

Se chamarmos positivos os momentos flectores que geram tracções nas fibras inferiores somos levados a concluir que os efeitos do sol sobre os tabuleiros contínuos de pontes provocam momentos flectores positivos acentualmente mais intensos do que momentos negativos. Haverá portanto um apreciável aumento de tensões nas zonas dos vãos, tensões que serão em muitos casos da ordem das provocadas pelas cargas permanentes com uma correspondente diminuição de esforços nas zonas dos apoios.

Em conclusão, se tais efeitos não foram considerados no projecto deverá o construtor ao elaborar o plano de betonagem, tomar o cuidado de executar a superestructura de modo que ela fique com momentos positivos menores do que previu o cálculo tanto mais que os efeitos da fluência são geralmente do mesmo sinal da variação diferencial de temperatura. Foi esta razão pela qual, no exemplo atrás citado das pontes do Cávado e do Caldo, decidimos anular totalmente os momentos a meio do vão provenientes da carga permanente à custa do corte temporário dos tabuleiros.

RESUMO

No presente artigo indicam-se os cuidados a ter na construção das grandes pontes de betão armado tendo em vista a eliminação total ou parcial dos esforços secundários desenvolvidos nas estruturas durante as suas diferentes fases de execução em particular provenientes do sistema de betonagem e em função das deformações dos cavaletes e da contracção diferencial do betão.

Analisa-se, também, o fenómeno da alteração da distribuição dos esforços principais desenvolvidos nas estruturas proveniente das mesmas causas e, ainda, da desigualdade de temperatura entre as diversas fibras do material.

Ilustra-se o artigo com os casos concretos:

a) Arco abatido do tipo aligeirado (ponte da Foz do Sousa).

b) Pórtico especial com vigas de altura muito variável (ponte de Coimbra).

c) Arco múltiplo esbelto de tabuleiro rígido (ponte de Barca d'Alva).

d) Viga contínua de alma vasada sobre pilares ôcos de alvenaria (pontes do Cávado e do Caldo sobre a albufeira da Caniçada, da Hidro Eléctrica do Cávado).

RÉSUMÉ

L'auteur décrit les précautions à prendre lors de la construction des ponts en béton armé de grandes dimensions en vue de l'élimination totale ou partielle des efforts secondaires qui prennent naissance au cours des différentes phases d'exécution; il traite plus particulièrement le cas des efforts secondaires dûs au système de bétonnage adopté et en fonction des déformations des supports de coffrages et du retrait du béton.

Il étudie également le phénomène de la modification de la distribution des contraintes principales dues aux mêmes causes et aux différences de température entre les différentes fibres du matériau.

Il cite les exemples pratiques suivants:

a) Arc surbaissé allégé (Pont de Foz do Sousa).

b) Portique spécial à poutre de hauteur très variable (Pont de Coimbra).

c) Arc multiple mince à tablier rigide (Pont de Barca d'Alva).

d) Poutre continue en caisson sur piliers creux en maçonnerie (Ponts du Cávado et du Caldo sur la retenue de Caniçada de l'aménagement Hydro-Electrique du Cávado).

SUMMARY

The author describes pratical methods applied to large reinforced concrete bridge construction in order to eliminate in part, or totally, secondary efforts developped in the course of construction; the author deals more particularily with those secondary efforts which are caused by the concrete laying methods adopted and depending on the trestles' deformations and shrinkage of concrete.

Modification of the repartition of a bridge's principal stresses due to the same factors and to differences of temperature between the various fibers of the concrete is also dealt with.

The following practical examples are mentionned:

a) Lightened flat arch (Foz do Sousa Bridge).

b) Special frame structure with large variations of beam heigth (Coimbra bridge).

c) Multiple thin arch with rigid platform (Barca d'Alva bridge).

d) Continuous box web beam on hollow masonry columns (Cávado and Caldo bridges on the Caniçada empoundment lake of the Cávado Hydro-Electric Scheme).

ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Arbeit werden die Massnahmen gezeigt, welche bei der Konstruktion von grossen Brücken in Eisenbeton getroffen werden müssen, um die Sekundärkräfte im Bauwerk vollständig oder teilweise auszuschalten. Diese treten während den verschiedenen Phasen des Baues auf, insbesondere infolge des Betoniervorganges, der Formänderungen des Lehrgerüsts und des Schwindens von Beton.

Untersucht wird ferner die Aenderung der Hauptbeanspruchungen, welche aus denselben Gründen und infolge der Temperaturunterschiede in den verschiedenen Teilen des Bauwerks auftritt.

Die Arbeit wird illustriert durch folgende konkrete Fälle:

a) Flacher Bogen in augeflöster Bauweise (Bücke von Foz do Sousa).

b) Rahmenbrücke mit veränderlicher Querschnittshöhe der Balken (Brücke von Coimbra).

c) Mehrfacher schlanker Bogen mit Versteifungsträger (Brücke von Barca d'Alva).

d) Durchlaufender Balken mit unterbrochenem Steg über Hohlpfeilern aus Mauerwerk (Brücken von Cávado und Caldo über den Caniçada-Stausee des Kraftwerks Cávado).

Leere Seite
Blank page
Page vide