

Reforço de Tanque de Aeração com Utilização de Cinta Protendida: Um Estudo de Caso

Aeration Tank Reinforcement Using Post Tensioned Beams: A Case Study

Ademar T. Hirata (1); Carlos Eduardo R. de Assis (2); Danilo Simon Fonseca Pedroso (3); Fábio Albino de Souza (4); Ricardo Augusto Borges Porfírio Pereira (5) Roger Otávio Pires Montes (6)

- (1) Mestre em Engenharia de Estruturas, Hirata e Associados
- (2) Mestre em Engenharia de Estruturas, Hirata e Associados
- (3) Especialista em Estrutura Protendida, Hirata e Associados
- (4) Mestre em Engenharia de Estruturas, EBPX
- (5) Especialista em Estrutura, Hirata e Associados
- (6) Mestre em Engenharia de Estruturas, EBPX

*hirata@hirataeassociados.com.br, carloseduardo@hirataeassociados.com.br,
danilo@hirataeassociados.com.br, fabio@ebpx.com.br,
ricardo@hirataeassociados.com.br, roger@hirataeassociados.com.br*

Resumo

O presente artigo refere-se ao reforço estrutural de um tanque de aeração em concreto armado, cujas paredes apresentavam flechas na ordem de 20 cm na borda livre superior para o meio do vão. Em princípio, mostram-se as causas do problema e suas consequências, realçando tanto os desvios da execução quanto as imperfeições do projeto inicial, nas quais contemplam tanto as falhas do modelo estrutural concebido e do detalhamento final gerado, bem como especificações normativas imprecisas. Foram feitas análises de modelos que representassem o mais próximo do real executado com utilização de softwares e, em seguida, uma revisão de cálculo que levou ao resultado final esperado do reforço proposto. Assim, apresenta-se o estudo cintas protendidas colocadas no perímetro das três células quadradas existentes (20,6 x 20,6 x 8,5m cada) do referido tanque, onde se verificaram os Estados-Limites de Serviço e Último (ELS e ELU), justificando, conjuntamente, o traçado e o tipo de protensão escolhidos. Por fim, apresenta-se a estrutura já recuperada, revelando sua integridade com o realce das paredes de concreto, agora, com flechas dentro dos padrões normativos, tanto em estado vazio, onde há a atuação somente do empuxo do solo adjacente, quanto em diferentes arranjos de preenchimento das células que a compõe.

Palavras-Chave: Reforço Estrutural; Tanque de Aeração; Cinta Protendida

Abstract

The following article refers to the structural reinforcement of an aeration tank, which deflections on the reinforced concrete walls were in order of 20 cm at the top free edge to the middle of the span. At first, there are shown the main causes of the problem and their consequences, which includes both deviations of execution and also initial project imperfections. These issues are due to failures of structural designed model, final detail generated and inaccurate specifications according to NBR 6118. Therefore, analyzes of representative models faithful to the real run were made, based on softwares, and then a calculation review that led to the final result expected from the proposed reinforcement. Later on, post tensioned beams inserted on the perimeter of the three existing square cells (20.6 x 20.6 x 8.5 meters each) of the tank were studied and an evaluation of Service and Strength Limits made, justifying shape and type of prestressing chosen. Finally, the structure already recovered is shown, revealing its integrity with the enhancement of concrete walls, now with deflections within the normative standards, in empty state, where there is only side soil load as well as in different fill arrangements of cells that compose it.

Keywords: Structural Reinforcement; Aeration Tank; Post Tensioned Beam

1 Introdução

Localizado no estado de Goiás, o tanque de aeração (reservatório utilizado em tratamento de águas residuais), retratado neste trabalho, revelou-se impróprio para uso devido às patologias manifestadas logo no início de sua utilização.

Deformações excessivas do tanque, observadas tanto com o empuxo de terra anexo ao mesmo, quanto ao gradativo enchimento das células que o compunham, geraram, por consequência, trincas bastante robustas na intersecção das paredes de concreto, propiciando inúmeros pontos de vazamento que jamais deveriam estar presentes em uma obra do tipo.

O estudo de caso apresentado neste trabalho refere-se ao procedimento de reforço escolhido para extinguir as patologias constatadas, cuja base está no cintamento desse reservatório semienterrado com a inserção de peças protendidas, responsáveis pela maior rigidez agregada à estrutura que, assim, passou a atender aos limites normativos de serviço e último.

Primeiramente, elucidam-se os principais itens causadores das grandes flechas verificadas e suas consequências, fazendo uma análise do projeto inicial, na qual se destacam o imperfeito modelo de cálculo idealizado, os detalhamentos falhos gerados, as especificações normativas imprecisas, bem como os desvios da execução que foram possíveis de serem observados no pós-obra.

Mostra-se a concepção do modelo estrutural que melhor tangencia as recomendações bibliográficas, tomando-se, como auxílio, softwares, onde se apresenta a esquemática que levou ao resultado final esperado do reforço proposto, atentando-se para a cinta protendida, peça chave dos trabalhos.

Finalmente, revela-se a integridade da estrutura já recuperada, realçando as flechas finais das paredes de concreto, agora, com valores inferiores aos limites de norma, nos diferentes estados de carregamento. Observou-se a estabilização das trincas e fissuras, o que possibilitou suas recuperações como medida de garantir estanqueidade do tanque.

Objetiva-se expor, no meio técnico, a solução escolhida, cujos resultados se mostraram efetivos no que diz respeito às estimativas de cálculo previamente concebidas. A análise retratada nesse artigo é uma fonte de pesquisa para futuros engenheiros que possivelmente poderão lidar com problemas do mesmo tipo, assim, procuram-se mostrar as etapas do processo para que o mesmo possa ser reproduzido com a consciência de que os resultados esperados serão fielmente observados no pós-obra.

1.1 Estado Inicial do Tanque

Em visita à estação de tratamento de efluentes retratada, procurou-se reunir informações que sustentassem um procedimento de reforço estrutural adequado, verificando o estado geral da estrutura com o levantamento das manifestações patológicas existentes.

Com a obra finalizada e pronta para uso, já fez-se notável a não linearidade das paredes externas de concreto, devido à aplicação da carga do empuxo de terra, como mostra a figura 1; e, ainda, pela figura 2, como forma de teste da impermeabilização, o enchimento de somente uma das células resultou em torno de 20 cm de flecha na parede interna. O procedimento fora feito nas duas células restantes, confirmando a mesma deformidade observada no primeiro teste e em função desse grande abaulamento, trincas foram geradas na ligação entre as paredes centrais e externas, vide figura 3.



Figura 1-Parede externa deformada devido ao empuxo de terra

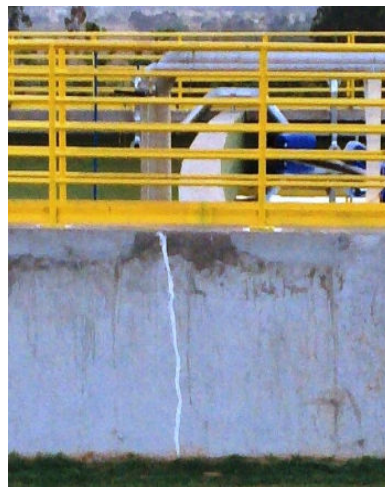


Figura 2-Parede interna deformada: segunda célula cheia



Figura 3-Trincas na ligação das paredes

Como a estrutura dos tanques encontrava-se com deformações apreciáveis, inúmeras fissuras foram geradas, prejudicando o bom funcionamento do material de impermeabilização. Somada às falhas de projeto, a imperfeição executiva une-se como causa dos pontos de infiltração de água detectados, pois além das juntas frias oriundas da concretagem por etapa não terem sido tratadas de maneira correta, conforme figura 4, os tubetes utilizados para o travamento das fôrmas das paredes, como se vê na figura 5, não foram retirados e nem calafetados. E, ainda, na parte interna das células, não foi feito o tratamento do substrato para a aplicação da impermeabilização, permitindo a percolação de água nas microfissuras presentes nas paredes.



Figura 4- Infiltração advinda da junta fria não tratada.

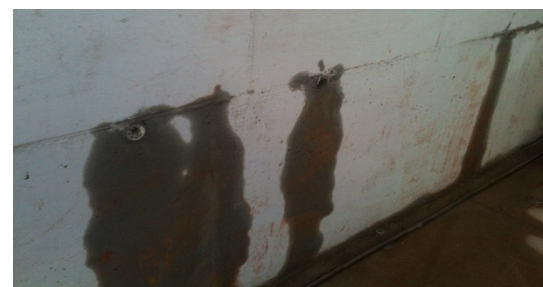


Figura 5- Infiltração advinda dos tubetes não retirados e nem calafetados

Procedimentos corriqueiros poderiam ter sido os únicos requisitos de reparo caso não houvesse tamanho desvio das estimativas concebidas pelo projeto inicial, no entanto, por se tratar de uma estrutura que esquivou-se dos limites normativos, foi realmente necessário valer-se de técnica mais refinada para correção do tanque, visando redução dessas deformações e fissurações observadas.

2 Avaliação do Projeto e Execução

2.1 Modelagem estrutural

Sabe-se que a concepção de um modelo de cálculo adequado é fator fundamental para que as análises estruturais se aproximem da realidade, as quais, inclusive, devem levar em conta o atendimento dos requisitos de qualidade estabelecidos pela NBR 6118:2014.

Assim sendo, segundo a mesma norma, o modelo estrutural pode ser idealizado através da composição de elementos estruturais básicos, como vigas, pilares, chapas e outros, desde que formem sistemas que representem, de forma clara, os caminhos percorridos pelas ações até os apoios. No caso de um reservatório, por exemplo, pode-se considerar cada parede como uma laje engastada em três bordas, condição reforçada pelo uso de mísulas, e simplesmente apoiada ou livre quando houver ou não tampa, submetida ao carregamento hidrostático correspondente à altura da coluna d'água (FUSCO, 1994). Porém, a modelagem deve ser devidamente analisada de forma a comprovar as hipóteses iniciais consideradas, com a compatibilização de momentos fletores nas arestas comuns a duas lajes (VASCONCELOS, 1998).

De qualquer maneira, um projeto que não prevê tais cuidados pode não respeitar os parâmetros normativos relativos à capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade da estrutura, que deixam de ser satisfeitos quando são ultrapassados os respectivos estados limites último e de serviço, necessitando de reforço ou até demolição, se executado.

No caso do reforço estrutural do qual esse trabalho retrata, comprovou-se a não adequação do estado limite de serviço de deformações excessivas, onde se obteve uma flecha imediata em torno de 20cm nas paredes do reservatório, muito além da máxima diferida permitida, no caso, de 6,8 cm de acordo com a NBR 6118:2014, indicando possível desacordo das previsões de cálculo do projeto inicial somado às falhas executivas.

Assim sendo, para que houvesse um entendimento do que ocorreu, foram feitas modelagens computacionais do tanque executado em diferentes softwares do mercado. Dessa forma, ilustram-se, a seguir, os resultados do SAP2000, comparando-os com os obtidos pelo ROBOT Structural Analyses, também baseado em elementos finitos e TQS, que apesar de simplificar o modelo em estudo considerando uma só célula, apresentou resultados próximos aos dos outros programas.

Tomou-se, então, uma das paredes internas para o estudo, onde foram verificadas, para o carregamento hidrostático, na extremidade livre para o meio do vão, as flechas indicadas pela figura 6 e tabela 1, na qual, apesar de um dos valores superar o limite máximo normativo permitido, está bem próximo do mesmo e, por decisão, talvez, até estaria dentro dos padrões, teoricamente. Porém, essa primeira modelagem, como se vê, fugiu totalmente do que foi observado em campo.

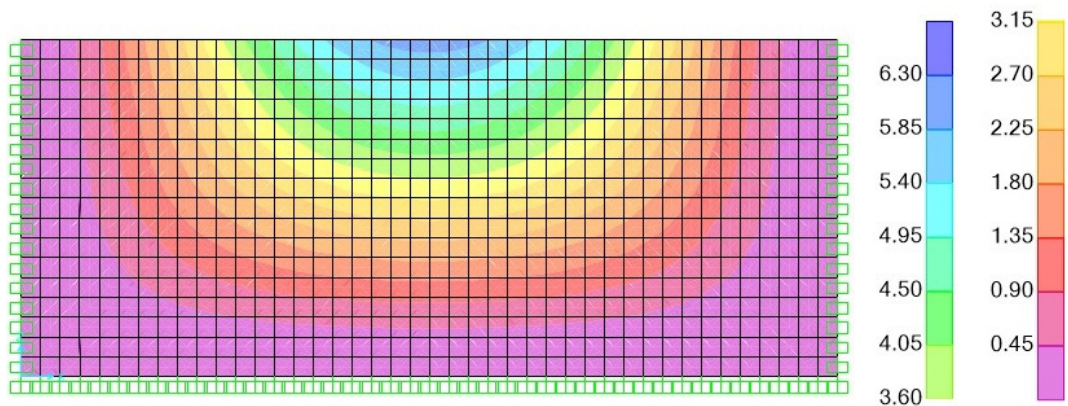


Figura 6- Flechas nas paredes engastadas nos três bordos para o carregamento hidrostático (SAP2000)

Tabela 1- Flechas obtidas com paredes engastadas para diferentes softwares

Software Utilizado	Flecha obtida com engaste nos três bordos
SAP2000	6,3 cm
Robot Structural Analises	6,0 cm
TQS	7,2 cm

A partir de diversos testes, chegou-se à suposição de que o modelo com a consideração de engastes nos três bordos das paredes não se desenvolveu plenamente, talvez pelo detalhamento errôneo de projeto e falhas executivas. Dessa forma, a partir de mudança na entrada gráfica de grelha, com a inserção de rótulas nas arestas de apoio, foi concebido o modelo do SAP2000 indicado pela figura 7, com devidas comparações com os demais softwares pela tabela 2, o qual tange os deslocamentos reais verificados.

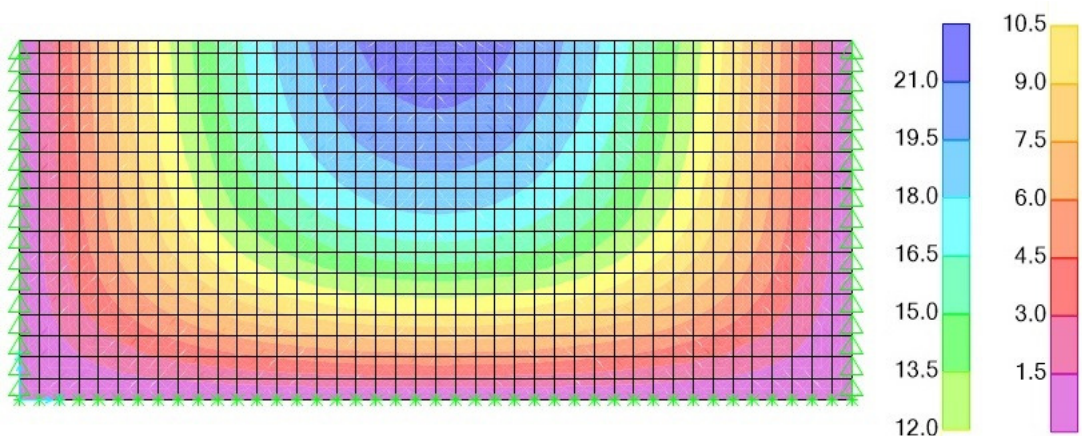


Figura 7-Flechas nas paredes rotuladas nos três bordos para o carregamento hidrostático (SAP2000)

Tabela 2- Flechas obtidas com paredes rotuladas para diferentes softwares

Software Utilizado	Flecha obtida com rótulas nos três bordos
SAP2000	21,0 cm
Robot Structural Analises	19,5 cm
TQS	22,0 cm

Certificou-se, então, a teoria sugerida, que apontou a alternância da condição de vínculos nas três arestas da parede interna, esquivando-se das orientações bibliográficas indicativas de engaste, como dito, para uma situação de apoio simples, cujos fundamentos se firmaram nas análises dos detalhamentos e execução apresentados a seguir.

2.2 Detalhamentos e execução

Apesar de não terem tanta influência no problema aqui descrito, as especificações de resistência do concreto de 20MPa e cobrimento de 4 cm das peças estruturais estavam desconformes aos requisitos da NBR 6118:2014, que indica 40MPa e 5 cm mínimos, respectivamente, para a classe de agressividade ambiental IV, industrial.

Por outro lado, observaram-se mísulas de dimensões não harmoniosas para o conjunto estrutural, como indica VASCONCELOS (1998), que sugere uma relação, pelo menos mínima, de igualdade entre as medidas destas com as paredes perpendiculares associadas. Assim, 50 cm mínimos foram discordantes com os 15 cm de projeto.

Todavia, a maior clareza do problema surgiu com a abertura de nichos nas paredes para a passagem de cordoalhas, onde, além de ter sido constatada a falta de qualquer ferragem nas mísulas mencionadas, o que foge às recomendações de FUSCO (1994), vide figura 8, o posicionamento das armaduras longitudinais das próprias paredes ficaram em discordância com a especificação do projeto, como mostra o esquema da figura 9.



Figura 8 - Ausência de armadura horizontal na mísula

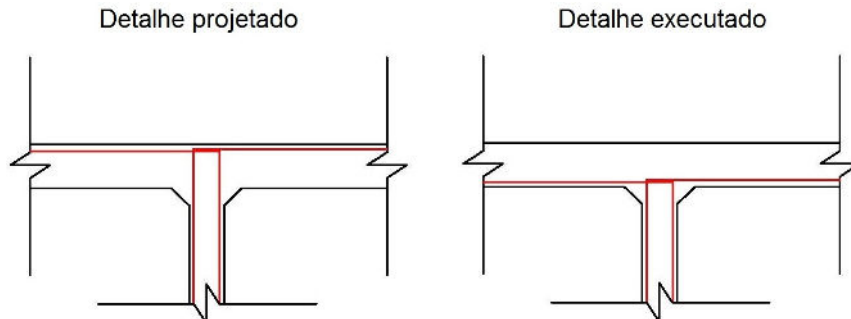


Figura 9- Posicionamento da armadura longitudinal das paredes

Evidentemente, a condição de engaste foi totalmente desfeita, o que fundamentou as modelagens computacionais realizadas e legitimou a suposição teórica proposta.

3 Projeto de Reforço

Segundo CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2007), pelo fato das deformações estarem ligadas à rigidez da peça, ou seja, relacionadas ao produto do módulo de elasticidade do material pela inércia da seção (EI), optou-se por se fazer um enrijecimento de trechos das paredes afetadas como maneira de amenizar as flechas obtidas totais para que passassem a atender aos requisitos normativos.

E ainda, tomando como princípio de que a inércia de uma seção é função do estádio no qual ela se encontra, optou-se por protender as "cintas" inseridas para limitar as tensões de tração à máxima resistida pelo concreto. Ou seja, haveria redução da inércia de cálculo caso houvesse fissuração, o que representaria um valor de rigidez de $0,4E_{ci}I_c$ sugerido pela NBR 6118:2014 contra, teoricamente, um $E_{ci}I_c$ sem reduções.

Contudo, a grande vantagem, segundo AALAMI (2014), de se ter um carregamento balanceado, nesse caso, não foi acatada, pois há inversão de momentos causados pelos diferentes arranjos de preenchimento das células que compõem o tanque. Ou seja, o perfil parabólico (visto em planta), que geraria contraflecha caso houvesse carregamento contrário às forças equivalentes dos cabos, resultaria em flechas adicionais para a outra situação. Por isso, a escolha de um perfil equivalente retilíneo centrado para as cintas foi a ideal, indicando somente a pré-compressão das mesmas.

Assim sendo, a modelagem da parede divisória das células com a consideração realista dos apoios rotulados foi mais uma vez utilizada para o estudo das deformações finais com a inserção das peças protendidas e, após alguns testes, chegou-se às seções e posicionamentos que melhor atendiam aos requisitos estruturais e de utilização arquitetônica do local, vide figura 10, que indica um valor de flecha final baixo.

Conforme se vê, o enrijecimento de trechos da parede prevê melhora considerável de desempenho da estrutura, sendo assim, toma-se a cinta média como representativa do estudo.

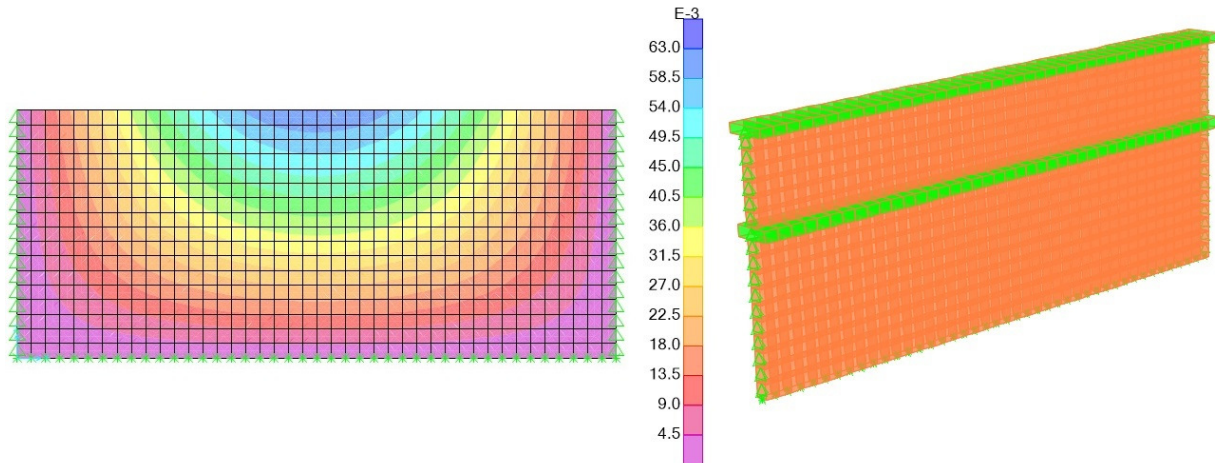


Figura 10- Flechas nas paredes rotuladas com inserção das cintas (SAP2000)

3.1 Estudo da Protensão da Cinta Média

Primeiramente, através do modelo proposto anteriormente, verificou-se o momento máximo ($M_k=813\text{KN.m}$) atuante na seção ($130 \times 40 \text{ cm}$) mais solicitada da cinta, indicada pela figura 11, gerado exclusivamente pela carga de empuxo atuante na lateral da parede. Assim, a questão seria de estabelecer a quantidade de protensão e armadura passiva necessárias para que houvesse atendimento normativo para os Estados-Limites de Serviço e Último, preconizados pela NBR 6118:2014.

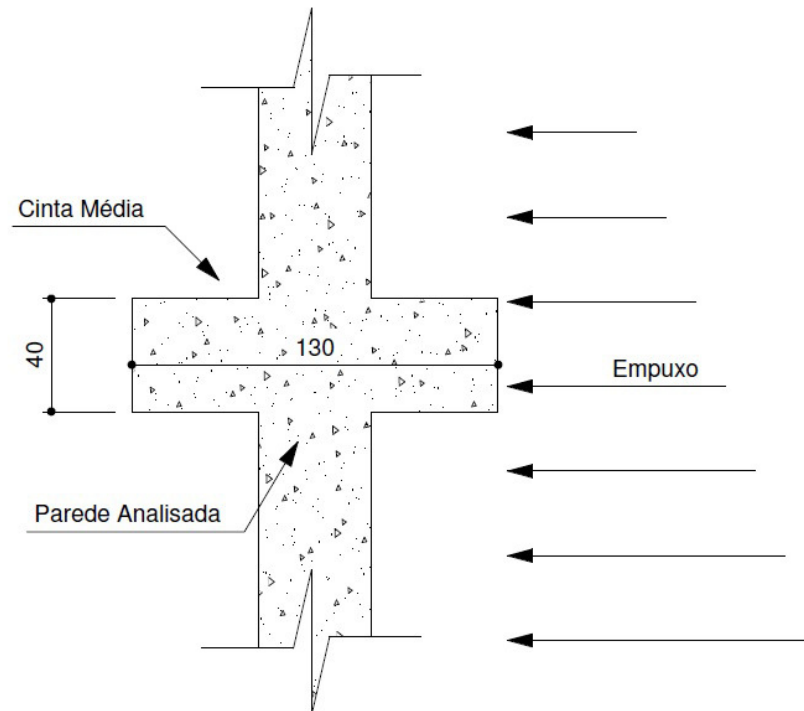


Figura 11- Seção transversal da parede indicando o posicionamento relativo e seção da cinta média (QicAD)

3.1.1 Dimensionamento para o ELS

Conforme sugere CARVALHO (2012), assim como CHOLFE e BONILHA (2013), verificam-se inicialmente as condições de serviço da peça, mais especificamente, neste caso, o estado limite de fissuração, para que depois se proceda uma análise de ruptura, com o complemento de armadura passiva, se necessário.

Logo, para início da verificação em serviço, escolheu-se o tipo de protensão levando em conta a tabela 13.4 da NBR 6118:2014, que indica nível 2 (limitada) para a classe de agressividade ambiental IV e pós-tração. Isso significa que as parcelas de tensão oriundas do momento (M_k) e da força de protensão após todas as perdas (P_{inf}), quando sobrepostas, devem ser inferiores à máxima tensão de tração resistida pelo concreto (σ_t), dada pela equação 1, de valor 3,68MPa para concreto de $F_{ck}=40\text{MPa}$.

$$\sigma_t \leq 0,21.1,5.\sqrt[3]{F_{ck}^2} \quad (\text{Equação 1})$$

Para o cálculo do número de cordoalhas necessários, portanto, usa-se a equação 2, que representa o valor da tensão em uma fibra qualquer, distante "y" do centroide da seção de área A e inércia I, com devidos cuidados de sinais. Vale lembrar, como dito, que a protensão foi centrada ($e_p=0$), anulando a segunda parcela da equação.

$$\sigma = \frac{P_{inf}}{A} + \frac{P_{inf} \cdot e_p \cdot y}{I} + \frac{M_k \cdot y}{I} \quad (\text{Equação 2})$$

E ainda, a incógnita P_{inf} , a ser determinada, corresponde à força total de protensão após todas as perdas, as quais, neste trabalho, foram estimadas em 20%, conforme sugere MIGLIORE JUNIOR (2015), quando faz-se uso de pós-tração não-aderente. Ou seja, para a cordoalha CP190RB-12.7mm escolhida pela facilidade de aplicação em obras de pequeno porte, tanto pelo uso de equipamentos leves, quanto pelo fácil manuseio das cordoalhas engraxadas (RUDLOFF, 2016), para uma força do atuador hidráulico de 150KN, tem-se uma força final de 120KN por cabo. Assim, determinada a força total, tem-se o número de cordoalhas necessário, conforme é mostrado a seguir, onde σ_1 (fibra mais tracionada) terá limitante já imposto de 3,68MPa (tração).

$$\sigma_1 = \frac{P_{inf}}{A} + \frac{P_{inf} \cdot e_p \cdot y}{I} + \frac{M_k \cdot y}{I} \rightarrow 3,68.10^3 = -\frac{120n}{0,40.1,30} + \frac{813 \cdot \frac{1,30}{2}}{0,40.1,30^3} \rightarrow n = 15,32 \rightarrow n = 16$$

É importante, também, validar as tensões de compressão, onde o valor σ_2 (tensão na fibra mais comprimida) sugerido por CHOLFE e BONILHA (2013) não ultrapasse $0,6F_{ck}$, ou seja, 24MPa, visto a seguir.

$$\sigma_2 = \frac{P_{\text{inf}}}{A} + \frac{P_{\text{inf}} \cdot e_p \cdot y}{I} + \frac{M_k y}{I} \rightarrow \sigma_2 = \frac{-120.16}{0,40.1,30} - \frac{813 \cdot \frac{1,30}{2}}{0,40.1,30^3} \rightarrow \sigma_2 = 11 \text{Mpa} < 24 \text{Mpa}$$

Além disso, tem-se a verificação normativa das tensões no ato da protensão, onde, no caso, há atuação somente da tensão de compressão gerada pela força com as perdas iniciais $\sigma_{\text{ato}} \cong 4,4 \text{MPa}$, que deve se limitar a $\sigma_{\text{máx}} \leq 0,7 F_{ckj} \cong 19 \text{MPa}$.

Portanto, após todas as verificações validadas, a quantidade de 16 cordoalhas CP190RB-12.7mm calculada atende as especificações normativas quanto ao ELS (Fissuração), bastando fazer, agora, o dimensionamento para a ruptura.

3.1.2 Dimensionamento para o ELU

Dando enfoque ao dimensionamento à flexão e antes de fazer o equilíbrio da seção, é necessário o cálculo da força de protensão para o ELU (F_{pinf}) para cordoalhas engraxadas, onde haverá acréscimo de tensão ($\Delta\sigma_p$), cujo valor é função da razão do vão ($L=20,6\text{m}$) e altura útil ($d_p=65\text{cm}$) preconizado pela NBR6118:2014. Para o caso da razão menor que 35, pela equação 3, chega-se a um acréscimo de 135MPa.

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{Fck}{100\rho_p} \leq 240 \text{MPa}, \text{ onde } \rho_p = \frac{A_p}{b_f \cdot d_p} \quad (\text{Equação 3})$$

Assim, tendo a tensão efetiva ($\sigma_e=1200\text{MPa}$), calculada a partir da razão entre a força ($P_{\text{inf}}=n.120\text{KN}$) e área das $n=16$ cordoalhas ($A_p=16\text{cm}^2$), e seu acréscimo ($\Delta\sigma_p=135\text{MPa}$), chega-se à tensão total para o ELU ($\sigma_{\text{total}}=1335\text{MPa}$) que corresponde a uma força de cálculo $F_{\text{pinf}}=1857,4\text{KN}$.

Dessa forma, estimada a posição da armadura passiva ($d_s=122 \text{ cm}$) e tendo as demais características da cinta, pela figura 12, tem-se, seguindo a linha de raciocínio apresentada por CHOLFE e BONILHA (2013), as seguintes proposições para equilíbrio:

Para $\Sigma F = 0$, tem-se que $R_{cc} = F_s + F_{\text{pinf}}$, sendo $R_{cc} = b_f \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,85 \cdot fcd$ e para $\Sigma M = 0$, no topo da seção, tem-se $R_{cc} \cdot 0,4x - F_{\text{pinf}} \cdot d_p - F_s \cdot d_s + M_d = 0$. Resolvendo a equação de 2º grau oriunda das equações de equilíbrio, chega-se à posição da linha neutra $x = 25,26\text{cm}$, com razão $K_x = \frac{x}{d} \rightarrow K_x = \frac{25,26}{122} = 0,20$, indicando o Domínio 2 para dimensionamento.

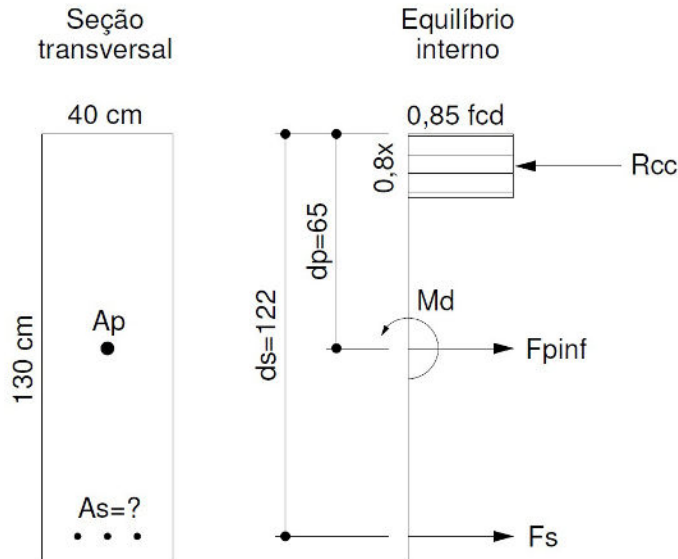


Figura 12- Seção transversal e esquemática para o equilíbrio interno da cinta (CAD)

Então, para $F_{pinf}=1857,4\text{KN}$ e $R_{cc}=1963\text{KN}$, calculado a partir da linha neutra encontrada, tem-se uma força $F_s=105,67\text{KN}$ restante a ser compensada com o uso de armadura passiva, dada pela equação 4, válida, mais uma vez, pelo domínio 2, com a confirmação da tensão no concreto $\sigma_{cd} = f_{cd}$ com $\varepsilon_{cd} = 2,6\%$, obtida por semelhança de triângulos no diagrama de domínios com $\varepsilon_{cs} = 10\%$.

$$F_s = \frac{\sigma_s}{A_s} \rightarrow A_s = \frac{f_{yd}}{F_s} \rightarrow A_s = \frac{43,50}{105,67} \rightarrow A_s = 0,41\text{cm}^2 \quad (\text{Equação 4})$$

Adotou-se, então, a armadura mínima ($A_{smin}=9,308\text{ cm}^2$) calculada pela tabela 17.3 da NBR 6118:2014, para $F_{ck}=40\text{MPa}$, que foi distribuída, tendo em vista a figura 11 apresentada anteriormente, nas duas laterais da cinta para cada ocasião de empuxo de água. As cordoalhas, por sua vez, resultaram em uma posição equivalente no centroide da seção. Nota-se que a ferragem passiva adotada é muito além da necessária ao ELU calculada, representando 2270% quando equiparadas.

Há de se perceber que a comparação entre o momento atuante característico ($M_K=813\text{KN.m}$) e de fissuração ($M_r=831\text{KN.m}$), calculado, segundo recomendações de CARVALHO (2012), pela equação 5, revela que, teoricamente, a armadura ativa seria suficiente ao dimensionamento para o ELU, dispensando qualquer uso de armadura passiva mínima calculada pela norma. No entanto, para o momento de cálculo ($M_d=1138,2\text{KN.m}$), que excede em 37% o M_r , deve haver, realmente, armadura passiva mínima para atendimento ao Estado-Limite Último detalhado anteriormente.

$$M_r = \left(\alpha_t \cdot f_{ctk,inf} + \frac{P_{inf}}{A} \right) \cdot \frac{I}{y} + P_{inf} \cdot e_p \quad (\text{Equação 5})$$

Na equação 5, apartando os demais valores já apresentados, α_t tem valor normativo de 1,5 para a seção retangular e $f_{ctk,inf}$ vale 2456KN/m², também calculado pela NBR 6118:2014.

O procedimento descrito para a cinta média de uma parede interna foi repetido para verificação e dimensionamento das demais cintas existentes para todas as condições de carregamento.

3.2 Tanque Recuperado

A figura 13, apresentada a seguir, mostra o tanque de aeração já recuperado, onde se vê uma célula totalmente preenchida adjacente a uma vazia, separadas pela parede estudada, que permaneceu estável e com baixa deformação, comprovando as previsões de cálculo feitas através da modelagem computacional exposta. Com a estabilização das trincas e fissuras, foi possível proceder suas recuperações, assegurando a estanqueidade do tanque.



Figura 13- Tanque de aeração recuperado com cintas protendidas

4 Conclusão

A execução do reforço estrutural provou a eficácia da solução escolhida para correção das grandes deformações observadas nas paredes do tanque de aeração. A inserção de cintas protendidas pelo perímetro das células garantiram que as flechas finais se limitassem aos valores normativos.

Isso posto, tornaram-se plausíveis as modelagens computacionais realizadas nos diferentes softwares apresentados, cujos resultados, pela figura 14, se mostraram condizentes entre si para as duas situações de apoio pesquisadas.

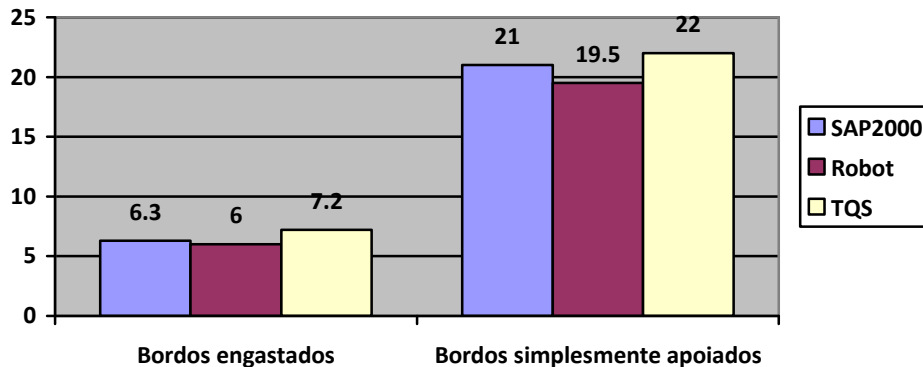


Figura 14- Flechas obtidas para as situações de apoio

No primeiro cenário, para bordos engastados da parede, seguindo a linha bibliográfica, as flechas ficaram em torno de um valor razoável, o que validaria o projeto inicial caso não houvesse tamanho desvio dessa previsão. Por outro lado, para bordos simplesmente apoiados, os resultados se mostraram bem próximos do real verificado, o que gerou dúvidas e, após verificações, foram constatadas incoerências de detalhamento e execução, que justificaram tal problema.

A partir da segunda modelagem, mais verossímil, partiu-se para as análises de reforço, buscando seções e posicionamentos das cintas que melhor atendiam aos requisitos estrutural e arquitetônico do local. Estabelecidos tais parâmetros, focou-se no dimensionamento à flexão de uma dessas peças protendidas.

Assim sendo, o trabalho desenvolvido mostrou o processo desse reparo para que o mesmo possa ser objeto de consulta para outros possíveis reforços dentro dessa mesma linha, com a garantia de que os resultados obtidos serão fiéis às previsões de projeto.

5 Referências

AALAMI, B. O.. **Post-Tensioned Buildings Design and Construction; International Edition**. Palo Alto, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro

CARVALHO, R. C.. **Estruturas em Concreto Protendido**. PINI, São Paulo, 2012.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e Detalhamento de estruturas Usuais de Concerto Armado Segundo a NBR 6118:2003**. EdUFSCAR, São Carlos, 2007.

CHOLFE, L. ; BONILHA, L.. **Concreto Protendido: Teoria e Prática**. PINI, São Paulo, 2013.

FUSCO, P. B.. **Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto**. PINI, São Paulo, 1994.

MIGLIORE JUNIOR, A. R.. **Perdas de protensão**. Apostila do Curso de Pós-Graduação em Elementos Estruturais Protendidos. Grupo Ibmec, Campinas, 2015.

RUDLOFF. Catálogo "**Concreto Protendido**". Disponível em: <http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf>. Acesso em: 18 fev. 2016

VASCONCELOS, Z. L.. **Crerios Para Projetos De Reservat6rios Paralelepipedicos Elevados De Concreto Armado**. S6o Carlos. Disserta76o (Mestrado) - Escola de Engenharia de S6o Carlos, Universidade de S6o Paulo, 1998.