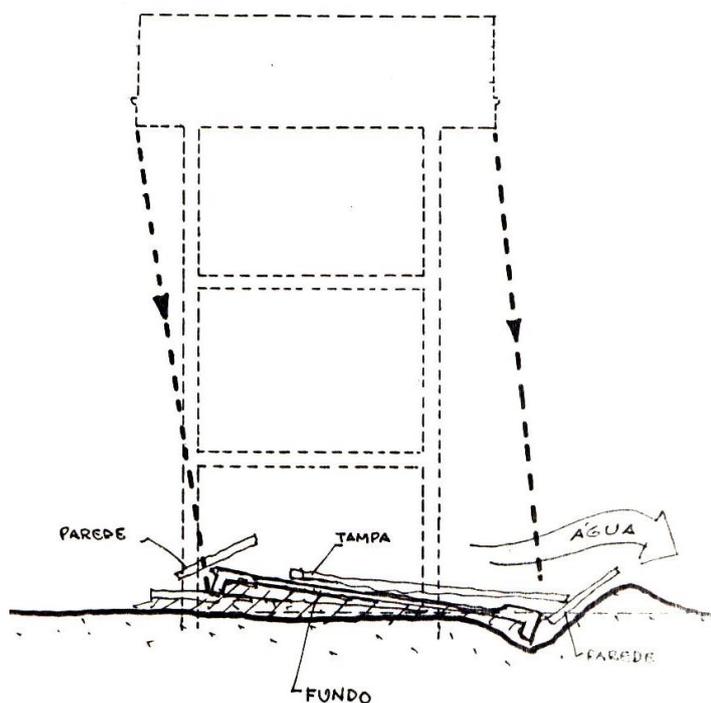


APRENDENDO COM ERROS DOS OUTROS



**O que ensinam os Engenheiros
do grupo calculistas-ba e do comunidadeTQS**

PREFÁCIO

“Uma pessoa inteligente aprende com os seus erros, uma pessoa sábia aprende com os erros dos outros”, escreveu o psiquiatra e escritor Augusto Cury, contrapondo-se ao pensamento de Otto van Bismarck: “Os tolos dizem que aprendem com os seus próprios erros; eu prefiro aprender com os erros dos outros”.

Ambos, no entanto, reconhecem que os erros cometidos, por nós mesmos ou por outros, podem nos servir de proveitosa lição. A condição necessária para que isso aconteça é que nos aproximemos deles com humildade, convencidos de que errar é humano e, por isso, eles estão sempre presentes em todas as nossas atividades.

Os engenheiros que se uniram para escrever essa coletânea de casos, em que aprendemos com erros dos outros, não são nem sábios nem tolos, mas apenas conscientes de que uma experiência adquirida, se partilhada por muitos colegas, elevará a competência coletiva de sua profissão.

São ao todo 27 coautores engenheiros a relatar 50 casos distintos, que pontificam, justamente, por sua diversidade de assuntos e de estilos. Os assuntos permeiam por erros em diversas áreas de conhecimento: geotecnia, concreto armado, concreto protendido, estruturas de aço, patologia das estruturas. Abordam problemas de estruturas sob ações estáticas, dinâmicas e situações de incêndio. Falam das edificações, das pontes, das adutoras, dos reservatórios, da chaminé de equilíbrio, dos muros, da proteção costeira. Os casos referem-se à fissuração exagerada, à deformações inconvenientes, à corrosão, à vibrações excessivas e ao colapso.

Os coautores impõem seu próprio estilo de linguagem, de narrativa e diversificam o formato do texto, impedindo assim que a leitura se torne monótona ao passar de um caso para outro.

Todos os coautores desejam que essa coletânea de casos, rica em ensinamentos, tenha divulgação tão ampla quanto as virtudes que contém. Essa divulgação é livre, mas deverá ser sempre gratuita. Se alguma instituição desejar editar esse trabalho, está autorizada a fazer, desde que mantenha integralmente a coletânea como está e sem auferir benefícios financeiros. Se alguém desejar divulgar casos isolados que o faça, desde que forneça a referência.

Boa leitura e bom aprendizado.

SUMÁRIO

CASO 1: FISSURAÇÃO DE TUBOS DE UMA ADUTORA	1
CASO 2: TRINCAS EM PAREDES DIVISÓRIAS DE ALVENARIA	5
CASO 3: VAZAMENTO DE UM RESERVATÓRIO ELEVADO.....	9
CASO 4: CORROSÃO EM PILARES DE FACHADA	13
CASO 5: FISSURAS EM LAJES DE FORRO.....	17
CASO 6: COLAPSO DE UM RESERVATÓRIO.....	20
CASO 7: TRINCAS EM LAJES.....	23
CASO 8: O PROJETO ESTRUTURAL É UM SÓ.....	27
CASO 9: EFEITOS DINÂMICOS EM MONOPOLO DE TELECOMUNICAÇÕES	29
CASO 10: TRINCAS EM ALVENARIAS.....	32
CASO 11: EFEITOS TÉRMICOS EM EMPENAS.....	33
CASO 12: CONCRETO COM AÇÚCAR	34
CASO 13: EFEITOS DINÂMICOS EM PISOS DE CONCRETO.....	35
CASO 14: A PONTE SOBRE O RIO SÃO JOSÉ ABAIXO	36
CASO 15: UM PROBLEMA DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	41
CASO 16: UM MURO DE CONTENÇÃO QUE NÃO ESTAVA CERTO.....	44
CASO 17: VAZAMENTOS NA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO DA ADUTORA DO JOANES II	45
CASO 18: BLOCO DE FUNDAÇÃO MODELADO COM SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS	51
CASO 19: CORROSÃO DE ESTRUTURA METÁLICA	54
CASO 20 – CORROSÃO DE ESTRUTURA MISTA – METÁLICA E CONCRETO ARMADO	56
CASO 21: COLAPSO DE UM PILAR EM RESTAURAÇÃO	59
CASO 22: DETERIORAÇÃO DE PILARES DE SUBSOLO.....	61
CASO 23: CORROSÃO EM PILARES E VIGAS DE FACHADA.....	62
CASO 24: O PROJETO ARQUITETÔNICO PODE PREJUDICAR O PROJETO DE ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	64
CASO 25: COLAPSO DE UM MURO	67
CASO 26: UM CASO TÍPICO.....	68
CASO 27: EXCENTRICIDADE DE EIXO DE PILAR EM VIGA DE TRANSIÇÃO	69
CASO 28: “PILARES” DE PEDREIRO – UM ERRO RECORRENTE	71
CASO 29: “APERTADORES DE TECLAS” DO COMPUTADOR.....	72
CASO 30 – POSTE NA BEIRA-MAR DE FORTALEZA, CE.....	74
CASO 31 – EMENDA DE PILAR PRÉ-MOLDADO	75
CASO 32 – TRINCAS EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO	78

CASO 33 – VIBRAÇÃO EXCESSIVA DE PISO DE EDIFÍCIO	81
CASO 34 – ERROS PONTUAIS.....	85
CASO 35 – INFLUÊNCIA DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO NO MODELO ESTRUTURAL.....	87
CASO 36 – LAJES SIMPLES OU ENGASTADAS?.....	92
CASO 37 – FISSURA EM MARQUISE.....	94
CASO 38 – SAPATA COM PILARES AFASTADOS DO CENTRO	96
CASO 39 – EDIFICAÇÃO EM ÁREA DE RISCO.....	99
CASO 40 – EROSÃO COSTEIRA.....	102
CASO 41 – PATOLOGIAS EM UM EDIFÍCIO	110
CASO 42 –XIXI DE CACHORRO	115
CASO 43 – O ACUMULAR DE ERROS NO CASO DE UM MONOPOLO AUTO-SUPPORTADO	116
CASO 44 – ERROS EM ENSAIOS EXPERIMENTAIS	123
CASO 45: DEFORMAÇÕES EM UM SILO METÁLICO DE CHAPA ONDULADA	125
CASO 46: FISSURAÇÃO EM UM BALCÃO DE MEZZANINO	136
CASO 47: ESQUECERAM A SUBPRESSÃO!	137
CASO 48: RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL SEM COMPETÊNCIA.....	140
CASO 49: LOROTAS DE OBRA	143
CASO 50: FISSURAÇÃO EM LAJE NERVURADA	145

7ª edição R01; acrescenta Caso 50	15/08/2015
7ª edição ampliada, final:	13/08/2015
6ª edição ampliada:	02/07/2015
5ª edição ampliada e melhorada:	27/05/2015
4ª edição ampliada:	16/05/2015
3ª edição ampliada:	13/05/2015
2ª edição ampliada:	10/05/2015
1ª edição:	04/05/2015

LISTAGEM DOS AUTORES

(Por ordem alfabética)

N	Nome do autor	Local	Caso nº
1	Alan Marra	Rio de Janeiro, RJ	33/34
2	Andrés Batista Cheung	Campo Grande, MS	45
3	Antonio Carlos Reis Laranjeiras	Salvador, BA	1/2/3/4/5/6/7
4	Antonio Palmeira	São Luis, MA	29/36/37
5	Carlos Roberto Santini	Itapeva, SP	14
6	Cleverson de Freitas	Curitiba, PR	31/32
7	David Oliveira	Sydney, Austrália	35
8	Dionísio Augusto A. de Neves e Souza	Rio de Janeiro, RJ	47
9	Egydio Hervé Neto	Porto Alegre, RS	28
10	Iporan de Figueiredo Guerrante	Niterói, RJ	48
11	Jairo Fruchtengarten	São Paulo, SP	8
12	Jefferson Dias de Souza Jr.	Campo Belo, SP	49
13	Josafa de Oliveira Filho	Aracaju, SE	44
14	Justino Artur Ferraz Vieira	Rio de Janeiro, RJ	10/11/12/13
15	Marcelo Rios	Salvador, BA	50
16	Marcos Carnaúba	Maceió, AL	19/20/21/22/23/39/40/41
17	Paulo Sérgio Pinto	Rio de Janeiro, RJ	26
18	Paulo Victor A. de Sousa	Niterói, RJ	18
19	Rafael Navarra	Niterói, RJ	38
20	Roberto Solano	Rio de Janeiro, RJ	15/16
21	Roger Scapini Marques	Florianópolis, SC	25/46
22	Rubens Migliore	São José do Rio Preto, SP	27
23	Rui Travanca	Lisboa, Portugal	9/43
24	Ruy Fonseca	Manaus, AM	42
25	Valdir Pgnatta e Silva	São Paulo, SP	24
26	Xisto Medeiros	Fortaleza, CE	30
27	Zé Carlos Pereira	Salvador, BA	17

CASO 1: FISSURAÇÃO DE TUBOS DE UMA ADUTORA

*Antonio Carlos Reis Laranjeiras,
Salvador, BA, abril/2015.*

O caso

Esse caso trata da fissuração dos tubos de concreto armado da adutora de água tratada da barragem do rio Joanes, que abastece Salvador. Um velho caso, mas de interesse sempre atual.

Os tubos de concreto armado dessa adutora, com 1500 mm de diâmetro interno, 150 mm de espessura, moldados in-locu, diretamente apoiados no solo, em trechos isolados de comprimentos de 30 a 33 m, apresentaram, sistematicamente, nas primeiras idades, fissuras localizadas, transversais, a meio comprimento ou a um terço do seu comprimento, com aberturas máximas acima de 0,5 mm. As fissuras já podiam ser identificadas na retirada das formas laterais.

As fotos que se seguem são dessa adutora na fase de construção.



Foto 1.1 - Vista parcial das formas da segunda fase de moldagem de um dos tubos (1964).



Foto 1.2 - Vista parcial de um dos tubos, após removidas as formas da segunda fase, e durante a aplicação do agente de cura ANTISOL da SIKA. O tubo já está fissurado.



Foto 1.3 - Vista de uma das fissuras nos tubos da adutora do Joanes.

As causas

A empresa vencedora da concorrência dessa obra convenceu o Governo do Estado a substituir os tubos pré-fabricados de menor comprimento, previstos no Edital da concorrência, por esses acima descritos, moldados in- loco. Essa moldagem tinha lugar em duas fases, conforme ilustra a figura da seção transversal dos tubos, abaixo. Na primeira fase, a parte inferior do tubo era moldada de encontro ao solo de fundação, revestido por concreto de regularização. Na segunda fase, a parte superior restante era concretada sobre escoramento e formas apoiados na parte já executada, esta já com cerca de 30 dias de idade.

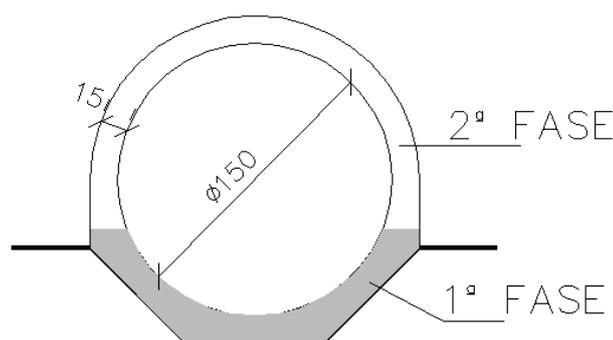


Figura 1.1 - Seção transversal dos tubos. As fases de concretagem dos tubos da adutora do Joanes.

A dissipação do calor de hidratação do cimento, após a concretagem da segunda fase, tinha sobre esse concreto ainda pouco endurecido o efeito equivalente a um abaixamento da temperatura ambiente, gerando, conseqüentemente, no material, uma natural redução de volume.

Impedido o concreto da segunda fase de se encurtar ao longo de seu comprimento - seja pela ligação rígida com o concreto já endurecido da primeira etapa, seja pelo contato com as formas - desenvolveram-se forças de tração no tubo, cumulativas a partir de suas extremidades, que vieram a provocar as fissuras localizadas que foram acima descritas. À medida que evoluía essa retração nos cinco primeiros dias, mais o concreto da segunda fase se encurtava e mais aberta se tornava a fissura. Não confundir essa retração, dita *térmica*, com a outra retração, dita *hidráulica*, que está associada à lenta evaporação da água de amassamento e que se prolonga por alguns anos.

Essa fissura permanecia localizada, isolada, sem se redistribuir por outras subsequentes, vizinhas, em virtude da pequena quantidade de armadura longitudinal, já em escoamento, na seção fissurada, constituída apenas de ϕ 6,3 c/55 cm na face externa, e de ϕ 6,3 c/35 cm na face interna do tubo.

Como na época não haviam ainda os recursos de injeção com resinas elásticas de polipropileno, a recuperação tornou-se difícil, com insucessos sucessivos, vazando a

adutora, em grande parte de sua extensão, por anos a fio, onerando o custo da água tratada, paga pelos seus usuários, em Salvador e adjacências. Hoje, o problema já foi sanado, além de que o abastecimento de água de Salvador é hoje feito, em sua maior parte pela Adutora da Pedra do Cavalo.

Como evitar

Essa é uma situação que ocorre com frequência em casos semelhantes, como o de muros extensos e paredes de reservatórios apoiados no solo, concretados em duas fases, de forma semelhante à dos tubos acima.

A nossa Norma ABNT NBR 6118:2014 prescreve, em sua subseção 17.3.5.2.2, armadura mínima e convenientemente disposta para controlar essa fissuração, de tal modo que, em vez de poucas fissuras muito abertas, induza-se a formação de muitas fissuras com aberturas inferiores a um valor predefinido. Essa armadura mínima é dada pela expressão:

$$A_{s,min} = k k_c f_{ct,ef} A_{ct}/\sigma_s$$

No caso dos tubos dessa adutora com 15 cm de espessura, em que se pretende estanqueidade, limitando a abertura característica das fissuras em 0,15 mm, nas primeiras idades, fazer, nessa expressão:

$$k = 0,8; k_c = 1,0; ,$$

$$f_{ct,ef} = 0,5 \cdot f_{ctm} \text{ (aos 28 dias), em MPa;}$$

$$\sigma_s = 735 / \sqrt{\phi}, \text{ sendo } \phi \text{ em mm e } \sigma_s \text{ em MPa.}$$

Supondo que o concreto desses tubos apresentava, na época, $f_{ck} = 25$ MPa, tem-se $f_{ctm} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,6$ MPa e que se queira usar barras CA-50 $\phi 10$, tem-se $\sigma_s = 232$ MPa e a armadura mínima por face:

$$A_{s,min} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 2,6 \cdot 100 \cdot (15/2) / 232 = 6,7 \text{ cm}^2/\text{m/face} \text{ (9 } \phi 10/\text{m/face)}$$

Essa é a armadura mínima, bem maior do que a utilizada, a qual não chega a 2 $\text{cm}^2/\text{m/face}$.

Outras medidas complementares de segurança podem ser adotadas para reduzir essa fissuração térmica, como, por exemplo, evitar moldagens de comprimentos superiores a 5 metros, impondo sempre, juntas frias de construção, com mata juntas.

CASO 2: TRINCAS EM PAREDES DIVISÓRIAS DE ALVENARIA

*Antonio Carlos Reis Laranjeiras,
Salvador, BA, abril/2015.*

O caso

As paredes divisórias de alvenaria de tijolos cerâmicos do pavimento superior do Fórum da cidade de Juazeiro, BA, inaugurado em fins de 1984, já apresentavam pronunciadas trincas, após um ano dessa inauguração. Segundo depoimentos de funcionários do Fórum, o fenômeno estava ainda em evolução, o que se evidenciava pelo crescimento das trincas existentes e surgimento de novas.

A configuração dessas trincas está esquematizada nas duas figuras que se seguem, sendo que, na primeira figura, as paredes frontais foram omitidas do desenho a fim de permitir melhor visualização das paredes internas.

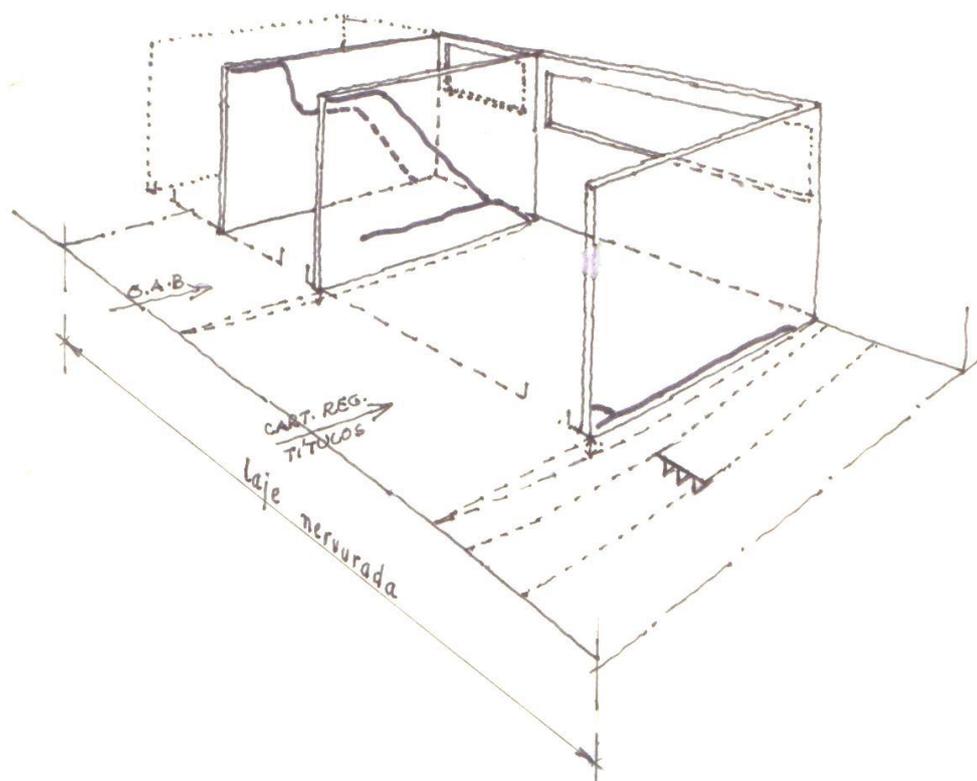


Figura 2.1 - Trincas nas paredes divisórias internas do Fórum de Juazeiro. As paredes frontais onde estão as portas foram omitidas, para melhor visualização.

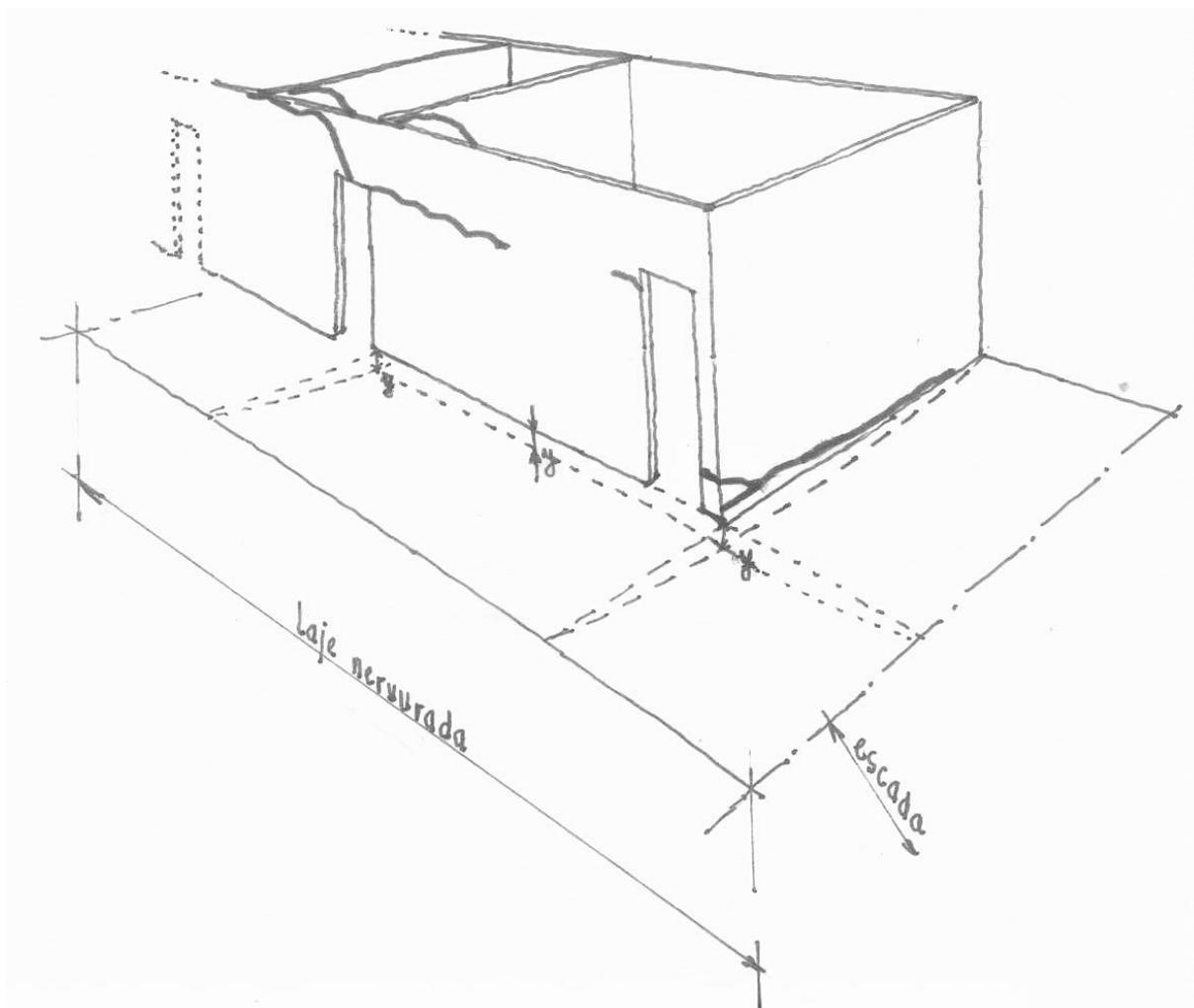


Figura 2.2 - Trincas nas paredes frontais do pavimento superior do Fórum de Juazeiro, BA.

As causas

Todas as trincas observadas resultam das deformações do piso que as sustenta. De fato, conforme se demonstra mais adiante, o piso, constituído de uma laje nervurada em uma só direção, com 22 cm de altura e 6,80 m de vão, com a seção transversal da Figura 3 é excessivamente deformável para as paredes que suporta.

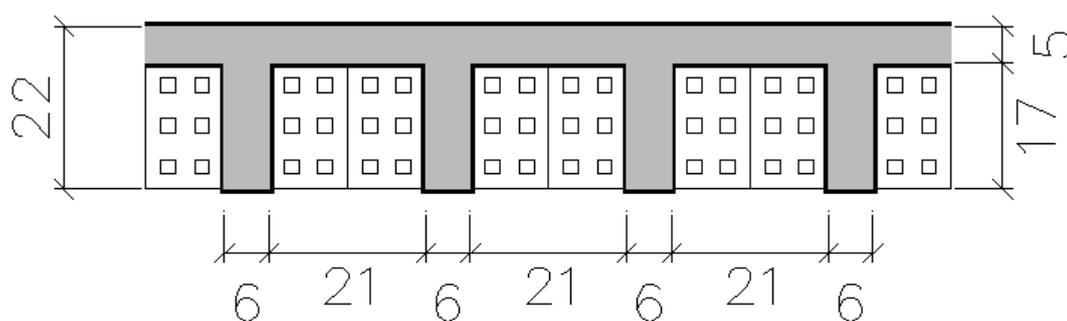


Figura 2.3 - Seção transversal da laje nervurada do piso, com enchimento de tijolos cerâmicos. Concreto $f_{ck} = 18$ MPa. Armação de $1\phi 16 + 1\phi 12.5$, por nervura.

Realmente, as paredes, com cerca de 3 m de altura, portanto muito rígidas à flexão, não conseguem acompanhar as deflexões da laje sem se dividir em partes, fissurando-se. Observe-se que a configuração das trincas nas paredes reflete a deformação, com um traçado inclinado dos pontos de menor para os de maior deformação (Figura 1), e com um traçado horizontal, ao longo dos pontos de igual deformação (Figura 2).

As deformações do piso são de fato progressivas com o tempo, o que converge com o depoimento dos funcionários do Fórum de que o fenômeno ainda está evoluindo.

Uma avaliação numérica das flechas a meio vão da laje pelo procedimento da Norma ABNT NBR 6118:2014 ITEM 17.3.2.1 indicou para a flecha que se integraliza após um ano da elevação das paredes o valor de 41 mm. Segundo essa mesma Norma, o valor admissível da flecha, nesse caso, é de $(6800/500 =) \sim 14$ mm. Apesar do cálculo numérico de flechas ser cercado de muitas incertezas e grande dispersão (20% para mais ou para menos), há um indicativo forte na comparação entre esses valores que as deformações do piso são exageradas para as paredes e podem ser a causa de suas trincas.

Segundo os cálculos teóricos, há ainda uma expectativa de aumento de flecha da ordem de 15 mm (23% da flecha final), com agravamento do cenário então observado.

A verificação da segurança à ruptura da laje apresenta no entanto resultados favoráveis. De fato, o momento fletor capaz da seção a meio vão da laje nervurada é cerca de 36% maior do que o valor de cálculo (M_d) do momento fletor solicitante, demonstrando pois suficiente segurança à ruptura por flexão.

Como evitar

A lição aprendida é a da importância do controle das deformações dos pisos e danos delas decorrentes sobre as paredes divisórias que devem suportar, notadamente quando as lajes têm vãos iguais ou maiores do que 5 m, sejam armadas em uma direção ou nas duas, maciças ou nervuradas. Não basta ter segurança à ruptura, os pisos necessitam ser rígidos nesses casos, pois as alvenarias são muito sensíveis às deformações.

Lajes em balanço que suportam panos inteiros de paredes são inimigas do engenheiro de estruturas. Um vão em balanço equivale em efeito a um vão simplesmente apoiado 2,4 vezes maior, pelo menos. Quem diz que projetou balanços com paredes sem fissuras possivelmente não visitou de novo a construção com mais de um ano de idade.

Quanto mais tempo o reescoramento for mantido, tanto menores serão as deformações finais do piso.

Uma forma de evitar deformações em lajes de piso que possam causar danos nas paredes é avaliar numericamente essas deformações pelo procedimento do item 17.3.2.1 da nossa Norma ABNT NBR 6118:2014 e comparar seus valores calculados com os respectivos valores limites da Tabela 13.2 dessa mesma Norma.

CASO 3: VAZAMENTO DE UM RESERVATÓRIO ELEVADO

*Antonio Carlos Reis Laranjeiras,
Salvador, BA, maio/2015.*

O caso

Esse caso refere-se ao enorme reservatório elevado do sistema de abastecimento de água da cidade de Feira de Santana, BA, situado às margens do anel viário dessa cidade. As dimensões dessa caixa d'água são tão grandes que os que trabalhavam em sua construção (junho, 1985) a alcunhavam de ET, numa referência a um grande disco voador Extraterrestre. Ver Figura 1.

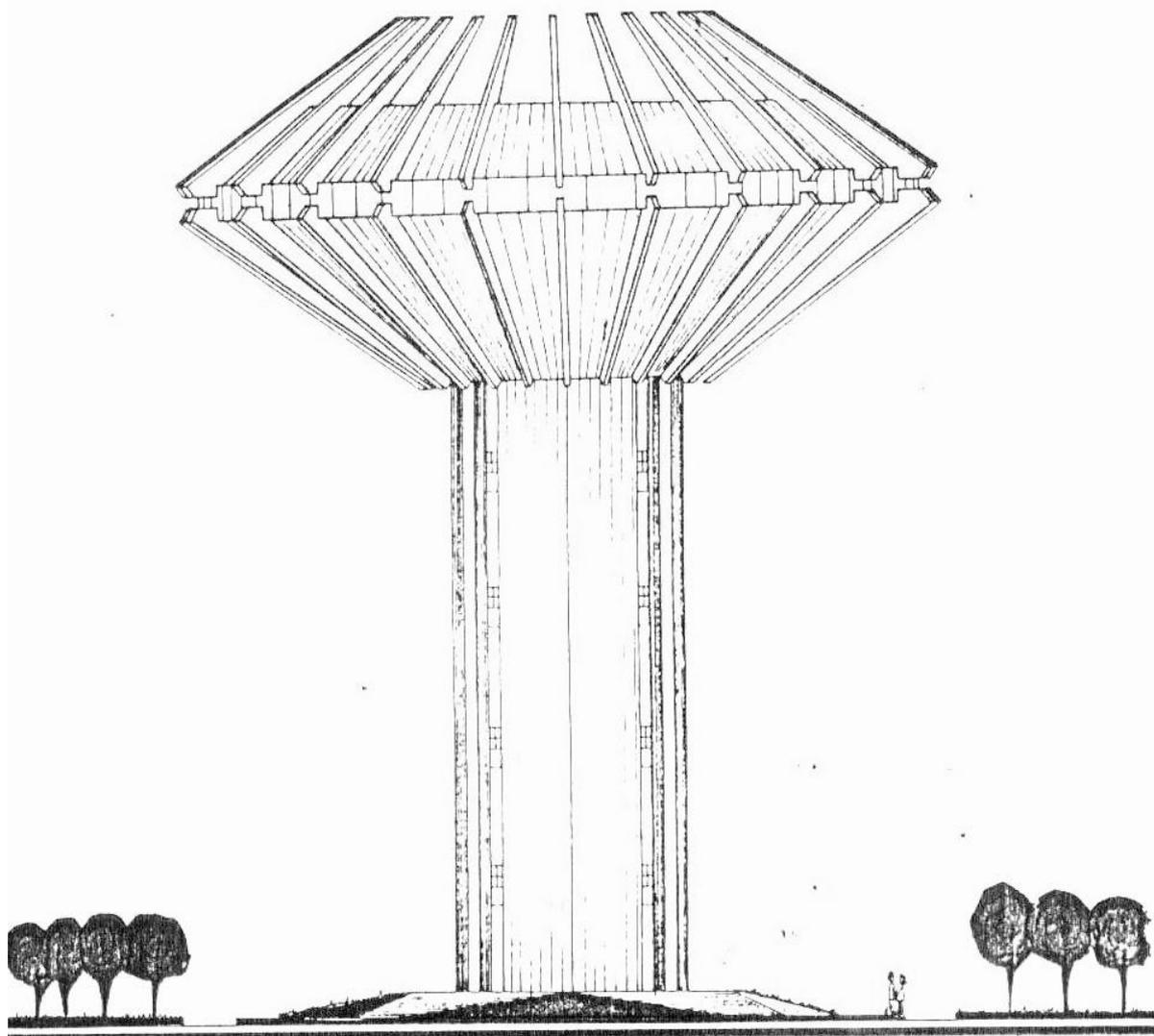


Figura 3.1 - Vista idealizada da caixa d'água do sistema de abastecimento de água de Feira de Santana, BA.

A Fiscalização das obras, ainda durante a construção, levantou dúvidas quanto à homogeneidade do concreto usado na moldagem da grande cuba, com base no fato de que suas paredes, ao serem molhadas em processo de cura, aos dois dias de idade, permitiam, em alguns locais, a passagem da água de um lado para o outro das mesmas. Temia a Fiscalização que essa falta de homogeneidade viesse a comprometer não só a estanqueidade do reservatório, mas também a resistência do material sob os esforços de protensão a serem ainda aplicados.

Fui chamado com urgência para opinar se aquela imensa cuba já concretada deveria ser rejeitada como desejava a Fiscalização ou se, ao contrário, os serviços deveriam prosseguir normalmente. Essa opinião deveria estar, naturalmente, fundamentada em justificativa convincente.

Quando cheguei ao canteiro, decorridos já cinco dias da concretagem da cuba, encontrei a mesma com a parte cônica inferior já moldada e ainda sobre escoramentos. Só após a moldagem de toda a cuba é que esta seria protendida e elevada até o topo da torre cilíndrica e fixada em posição. A figura abaixo é um desenho da seção transversal da caixa d'água como se encontrava por ocasião dessa minha visita.

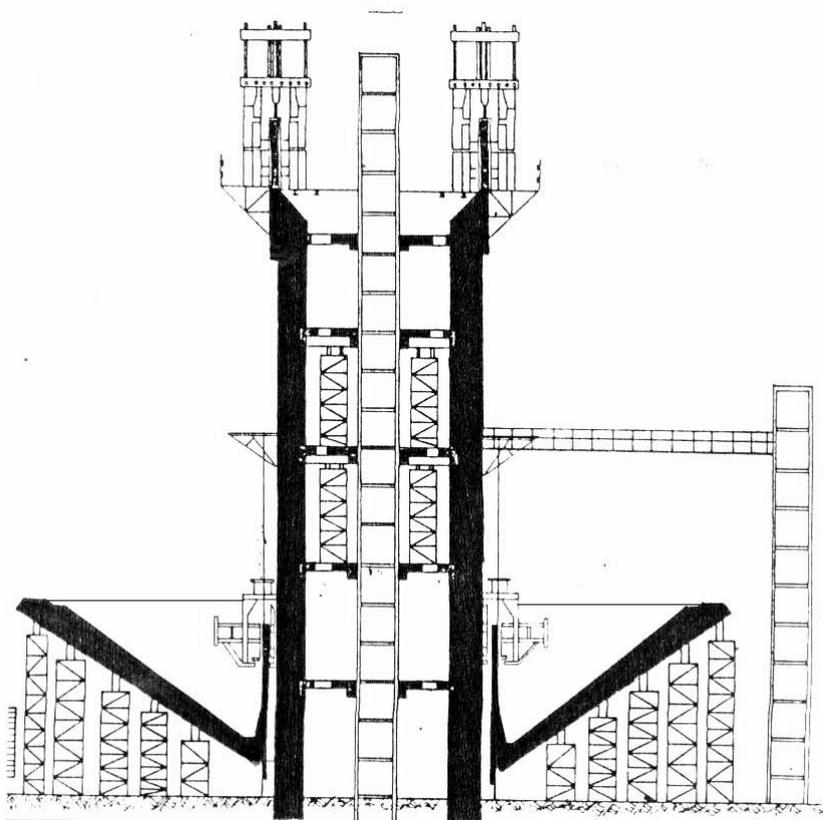


Figura 3.2 - Seção transversal da caixa d'água em construção por ocasião da inspeção

As causas

Afasto-me do relato técnico ao dar ao mesmo uma conotação pessoal, para melhor retratar as injunções emocionais, quase dramáticas, que pesaram sobre um trabalho que seria meramente técnico e impessoal de consultoria.

Quando cheguei, o ambiente no canteiro estava carregado. As tensões existentes entre Fiscalização e Empreiteiro refletiam-se no semblante carregado dos envolvidos. Esperavam-me muitos engenheiros, que evitavam emitir qualquer opinião sobre o vazamento. No meu passeio de inspeção em volta da cuba, vi-me acompanhado, em silêncio significativo, por oito engenheiros. A atmosfera passava-me uma carga pesada de responsabilidade, como se as minhas palavras finais fossem influenciar na condenação ou redenção daquele serviço já realizado, e conseqüente perda ou salvação de muitos recursos já aplicados. Além disso, desfazer um serviço já feito é um desencanto e desestímulo para uma equipe de trabalho, e uma mancha no bom nome da empresa. Não havia, portanto absolutamente espaço para leviandades ou opiniões ambíguas.

A causa parecia-me evidente, bem às claras, mas não bastava saber, tinha de convencer os que aguardavam a minha opinião. Pedi que se molhasse o concreto exatamente como tinha sido feito antes e nos mesmos cinco locais em que se identificaram vazamentos. A informação é que nesses locais não haviam sinais visíveis de defeitos de concretagem, como bexigas, nichos, vazios ou segregação entre argamassa e agregados graúdos. Nem foram identificadas, nesses locais, fissuras, trincas ou rachaduras. Em suma, não haviam sinais nem denúncias de negligência nos serviços de concretagem, pelo contrário, concordava a própria Fiscalização que os cuidados na concretagem da parede de 25 cm de espessura não mereciam reparos.

O procedimento de molhar o concreto foi repetido, com a água lançada com auxílio de mangueiras. Para surpresa de alguns, dessa vez, o local considerado o mais crítico não mais vazava. Em dois outros locais, os vazamentos continuavam a ocorrer, mas, na avaliação de todas as testemunhas, a intensidade dos mesmos era bem menor do que antes.

Não havia mais dúvidas; os vazamentos observados estavam associados à pouca idade do concreto, o que permitia supor que o simples amadurecimento do mesmo com a idade era capaz de fazê-los cessar.

A literatura técnica registra que o concreto ainda jovem pode apresentar elevada permeabilidade à água, mas que, se mantido sob cura úmida, sua impermeabilidade se eleva sensivelmente com a idade do mesmo. Otto Graf, por exemplo, registra em seu

livro "As Propriedade do Concreto", p.233, ensaios de laboratório em que um concreto, submetido a pressões baixas de água (0,5 atmosfera) apresentou, a um dia de idade, permeabilidade 6 vezes maior do que a medida aos 5 dias de idade.

Outro aspecto a destacar é que concreto com aditivos que têm ação de retardo como os plastificantes usados na cuba, pode apresentar, nas primeiras idades, locais com menores graus de hidratação e amadurecimento do que outros, em virtude da eventual presença mais concentrada desses aditivos nesses locais.

Do exposto conclui-se, portanto que era prematuro avaliar, aos dois dias de idade do concreto, sua homogeneidade, estanqueidade e resistência, pois, se mantida a cura úmida, os vazamentos observados nessa idade poderiam simplesmente deixar de existir.

E foi, felizmente, o que aconteceu com o ET de Feira, que permanece lá, em bom estado, para quem o quiser ver.

CASO 4: CORROSÃO EM PILARES DE FACHADA

*Antonio Carlos Reis Laranjeiras,
Salvador, BA, maio/2015.*

O caso

Esse caso tem muito a ver com a precária durabilidade dos nossos edifícios situados próximos à orla marítima. Na realidade, são dois casos, tão semelhantes entre si, que parecem guardar as mesmas relações entre causa e efeito. Casos como esses que se repetem de forma tão assemelhada constituem-se não só uma denúncia de erros que reclamam análise e correção, mas também uma ameaça ao prestígio social de nossa profissão.

Tratam-se de dois conjuntos residenciais de classe média, situados em locais distintos de Salvador: um no bairro do Chame-Chame e outro no bairro do Itaigara, bem distantes um do outro. Vencida essa diferença, aparecem as incontáveis semelhanças. Ambos são constituídos de dois blocos ou torres de apartamentos, cada bloco com 13 andares, unidos por um mesmo playground e por subsolos comuns de garagens.

Os revestimentos dos pilares das fachadas desses blocos, com cerca de apenas 10 anos de construídos, apresentaram trincas verticais pronunciadas. Uma vez removido o revestimento, constatou-se que essas trincas resultavam da corrosão avançada das barras longitudinais desses pilares. De fato, o produto da corrosão, por ocupar um volume maior do que o de seus elementos de origem, exerce sobre o concreto que o envolve forças de expansão que o fazem fendilhar na forma observada.

Identificou-se, em ambos conjuntos, que:

- a) Só os pilares das fachadas apresentavam danos;
- b) As fachadas deterioradas eram, exclusivamente, as voltadas na direção do mar;
- c) Nos pilares danificados, só as barras dispostas na face da fachada apresentavam corrosão, permanecendo as demais em perfeito estado de conservação.

É de interesse destacar que ambos os conjuntos não se situam exatamente em frente ao mar, mas sim afastados deste, estando o conjunto Chame-Chame a cerca de 700 metros, enquanto o do Itaigara a aproximadamente 1.500 m.

Outro fato que chamou a atenção é que esses pilares de fachada eram, em ambos os conjuntos, revestidos por pastilhas cerâmicas, assentadas sobre camada de argamassa com espessuras variáveis, de valores até 7 cm (digitei certo, 7 cm !).

As fotos abaixo ilustram a descrição acima.



Foto 4.1 - Um pilar de fachada deteriorado por corrosão das armações.

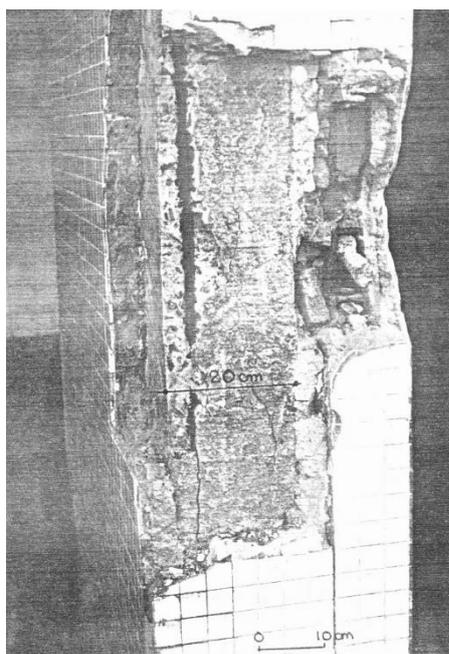


Foto 4.2 - Os revestimentos de pastilhas cerâmicas são assentados sobre espessa camada de argamassa.

As causas

A causa da corrosão das armaduras é a presença de cloretos provenientes da água do mar na superfície das barras danificadas. Os sais de cloro chegaram aí trazidos por diversos mecanismos de transporte. Inicialmente, pelo vento, que os transportou do mar até à superfície da fachada; uma vez aí depositados, foram transportados pela água de chuva, para dentro do pilar, até o contato com as barras, por um processo físico de difusão.

Não importa muito qual a quantidade de cloreto necessária para causar dano, pois o cloreto se regenera após a fase química da corrosão, possibilitando assim que, mesmo em pequenas quantidades, causem danos extremos e desproporcionais. O que importa é que o cloreto chegou lá, na superfície das barras, e deflagrou a corrosão do aço, identificada pelas trincas acima descritas.

Como evitar

Uma análise mais detida desses casos pode extrair muitas lições e sublinhar muitos conhecimentos importantes sobre o problema da durabilidade das estruturas de concreto armado em ambientes agressivos, como os próximos à orla marítima. Assim, por exemplo:

- a) Se o ambiente em volta dos edifícios é igualmente agressivo, pois depende apenas da concentração de sais de cloro existente no ar, em um dado instante, por que só as fachadas voltadas para o mar sofreram danos? A resposta é simples. Porque só nessa fachada é que se juntaram desfavoravelmente os fatores necessários à deterioração: a presença de sais de cloro na superfície da peça e a presença, em quantidade própria, da água de chuva que transportou por difusão esses sais até à superfície das barras.
- b) Pode-se concluir desse fato que definir medidas de proteção apenas em função da agressividade ambiental constitui-se um critério inadequado? Sim, pois, como demonstram esses casos, o problema não é de macro ambiente, mas sim de microambiente!
- c) Nesse particular, é oportuno que se acentue que a permeabilidade, no caso, é favorecida não só pela intercomunicação entre poros (materiais porosos), mas, principalmente, pela fissuração (micro ou macro) que se instale no material. Um revestimento de concreto compacto e sem fissuras pode ser mais eficiente que outro mais espesso que não tenha essas boas qualidades.
- d) A vulnerabilidade dos concretos à fissuração pela corrosão das armaduras constitui-se um risco difícil de superar, no caso desses pilares de fachada ou em outros, semelhantes. Cabe-nos, nesse caso, identificar as superfícies de risco, como aquelas

em que o sal depositado tenha boas possibilidades de transporte para o interior da peça, e adotar medidas especiais de proteção que impeçam esse transporte. Não depositar exagerada confiança em grandezas de cobrimentos, nem na qualidade do concreto, nem na qualidade do adensamento, nem da cura, e dispor sobre essas superfícies de risco (e só nelas) mantas ou películas de impermeabilização comprovadamente eficazes.

Não podemos continuar aceitando que nossos edifícios situados próximos à orla marítima exijam reparos custosos com vinte anos de idade ou menos, por incompetência da Engenharia. Até parece que quem está necessitando de reparos urgentes é a própria Engenharia, notadamente, a de Estruturas.

CASO 5: FISSURAS EM LAJES DE FORRO

*Antonio Carlos Reis Laranjeiras,
Salvador, BA, maio/2015.*

O caso

Esse caso relata a fissuração de lajes de forro por efeitos térmicos. Não se trata, na realidade, de um só caso, mas sim de dois com a mesma relação de causa e efeito. Isso é bom, pois um parece ser a prova e o outro a contraprova. Além disso, sua repetição chama a atenção para o fato de que não se trata de um dano de ocorrência singular, ou rara.

Tratam-se das lajes de forro de duas pequenas edificações: a primeira, a agência do Banco do Brasil na cidade de Ipirá, BA, com dois pavimentos, e a segunda, o Serviço Médico da fábrica da Nitrocarbano, Camaçari, BA. Ambas as lajes tinham comprimentos semelhantes – 25 m e 23 m, respectivamente – e larguras de 17 m e 13 m, respectivamente.

Em ambos os casos, identificava-se uma trinca pronunciada nas lajes, a partir dos bordos e a meio comprimento do lado maior, prolongando-se em direção ao centro das mesmas. As figuras que se seguem servem para ilustrar a descrição acima, observando que as linhas mais grossas representam as trincas.

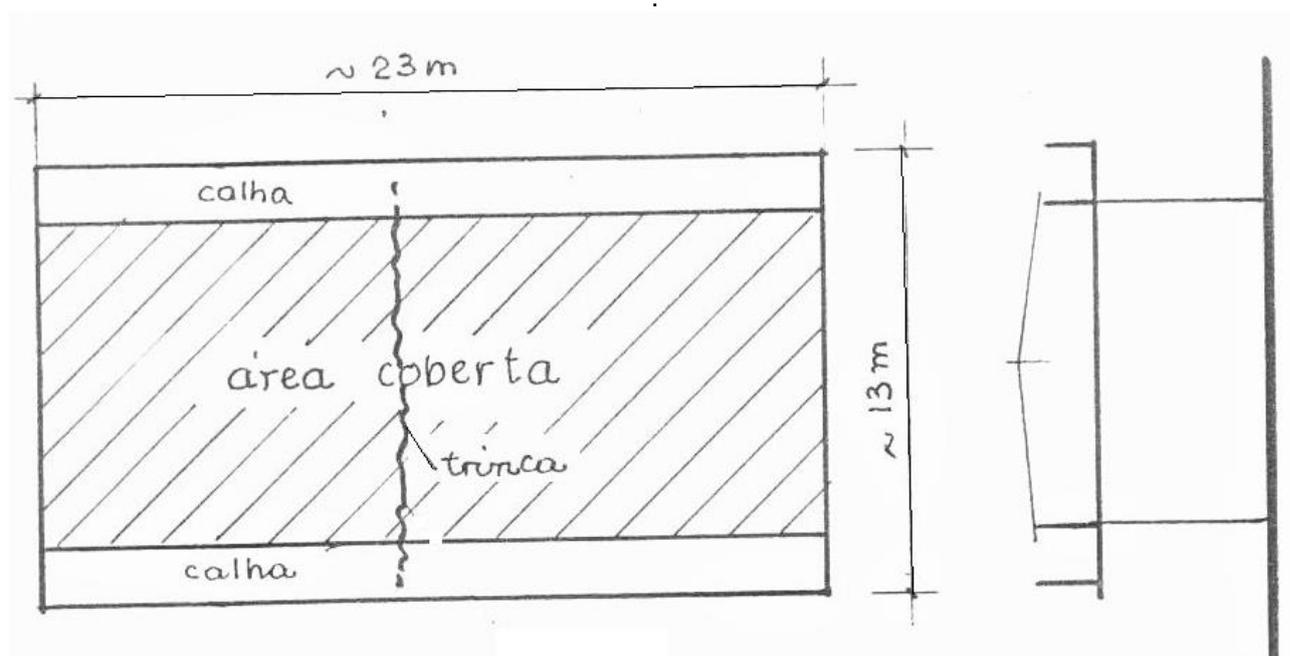


Figura 5.1 – Laje de forro da Nitrocarbano.

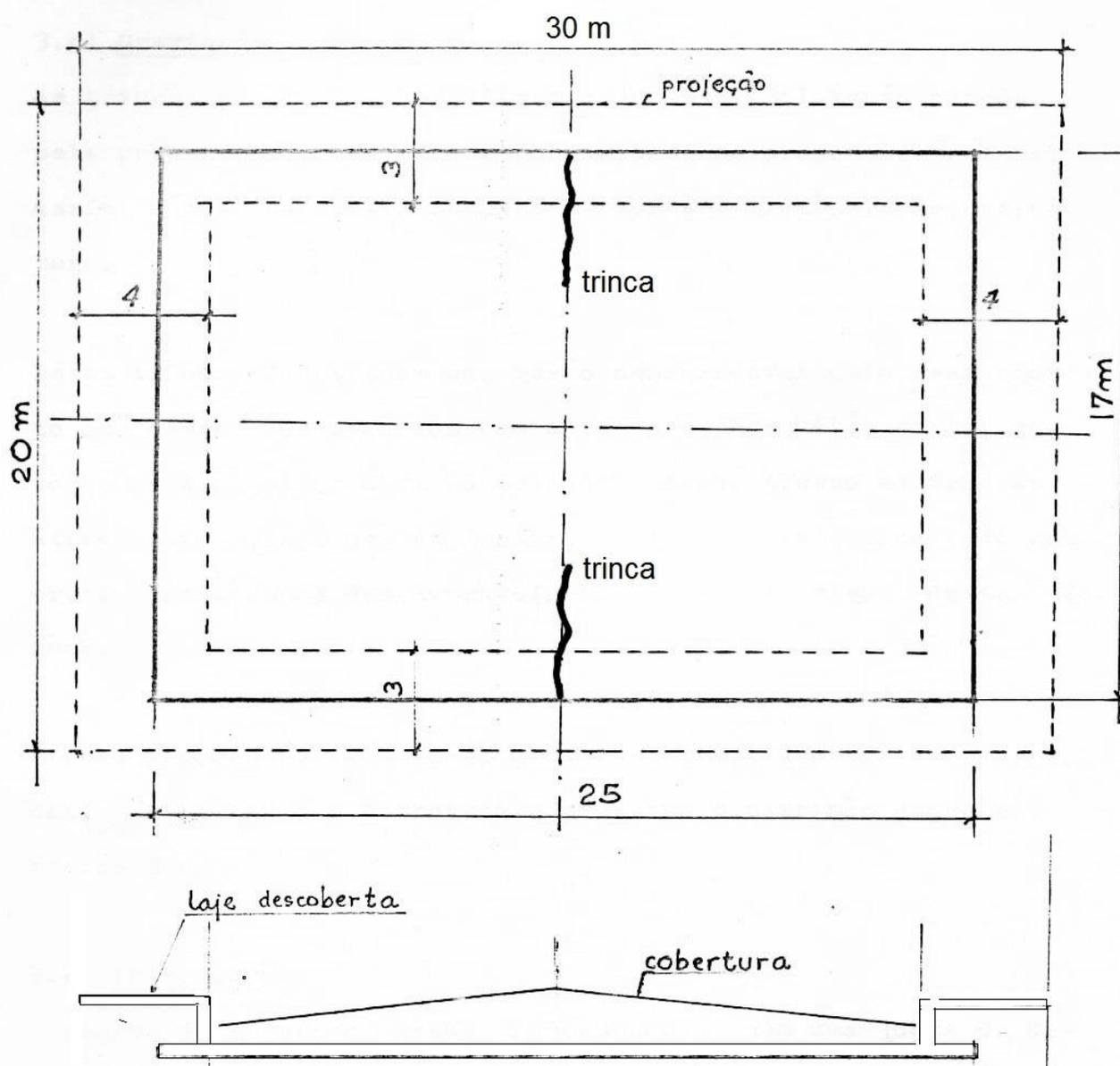


Figura 5.2 – Laje de forro da agência do Banco do Brasil de Ipirá.

As causas

Identifica-se nas figuras acima que ambas as lajes de forro têm uma área coberta e outra, lateral, descoberta. A dilatação das partes expostas ao aquecimento pelo sol - que deve chegar a $+60^{\circ}\text{C}$ - gera tensões de tração nas partes cobertas, que a fazem fissurar.

As trincas concentram-se, nos dois casos, na região central pela ausência de armação adequada para controlar esse tipo de fissuração. De fato, as lajes foram armadas apenas para os momentos fletores provocados pelas cargas gravitacionais, do que resultaram

pequenas taxas de armação, apenas em uma das faces das lajes, inferior ou superior, a depender se o momento no local era positivo ou negativo, respectivamente.

O esforço de tração praticamente axial devido ao efeito térmico acima descrito gerou a primeira fissura na região de maior concentração de tensões, isto é, a meio comprimento, pois as tensões são cumulativas a partir das extremidades. A pequena quantidade de armação, ao receber a força de tração que lhe foi transferida, integralmente, pela seção de concreto ao fissurar, entrou em escoamento, permitindo assim que a fissura ficasse concentrada, localizada, na seção fissurada a meio comprimento, sem redistribuir-se por outras seções, com o que as aberturas seriam menores.

Como evitar

Inicialmente, é necessário que estejamos atentos para situações como essas, afim de controlar devidamente os efeitos térmicos. Na fase de projeto, é possível controlar essa fissuração, dispondo pelo menos uma armadura mínima, nas duas faces da laje, na direção do maior comprimento, dimensionada de tal modo que não entre em escoamento com a fissuração da seção. É curioso notar que, enquanto a armadura de flexão é, nesses casos, da ordem de 0,15% a 0,20%, em uma só face, a armadura mínima para esse controle varia de 0,6% a 1,0%, distribuída nas duas faces, havendo, pois, uma grande diferença entre as duas.

É importante que as barras dessa armação tenham boa qualidade de aderência, ou seja, sejam nervuradas, ou, para ser ainda mais explícito, sejam de aço CA-50 e não de aço CA-60, que são fios trefilados, lisos ou quase lisos. A Norma ABNT NBR-6118:2014, em seu item 17.3.5.2.2, apresenta procedimento para dimensionar essa armadura mínima para controle dessa fissuração (sob deformações impostas).

No caso, as estruturas já estavam prontas, o que não deixou outra saída, senão a de recomendar a impermeabilização térmica das partes descobertas, e a consolidação das trincas com injeção de resinas elásticas (base poliuretano).

CASO 6: COLAPSO DE UM RESERVATÓRIO

*Antonio Carlos Reis Laranjeiras,
Salvador, BA, maio/2015.*

O caso

A importância desse caso reside no fato raro de um colapso total de uma estrutura de concreto armado.

Na madrugada do dia 13 de março de 1986, ao fim de uma noite de chuvas intensas e fortes ventos, um reservatório elevado, componente do Sistema de Abastecimento de Água da cidade de Santo Antônio de Jesus, BA, desabou, inopinadamente.

Era uma caixa d'água de concreto armado, com 360 m³ de capacidade, 14 m de diâmetro e 4 m de altura, apoiada sobre pilares e cintas, elevando-se, em seu ponto mais alto, a 24,5 m acima do solo. Os 4 pilares (50x50 cm²) apoiavam-se em fundações diretas rasas, constituídas por 4 sapatas de 3x3 m². Ao desabar, a estrutura tinha completado 30 anos de idade.

Quatro anos antes do acidente, em setembro de 1982, o reservatório foi submetido a amplos serviços de restauração das armações e do concreto dos pilares e das cintas, por firma idônea e sob fiscalização do órgão do governo do estado.

A figura que se segue é uma reconstituição do reservatório e de sua estrutura.

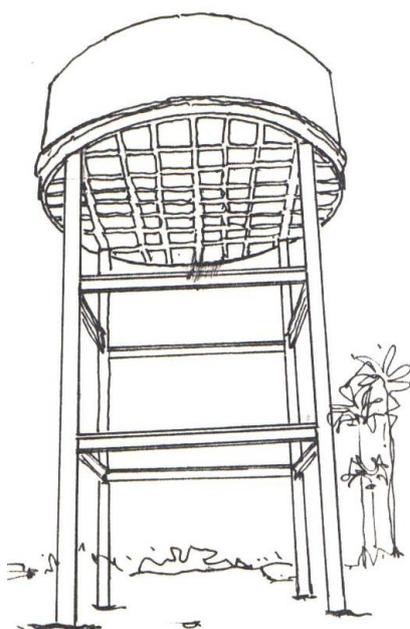


Figura 6.1 – Reservatório elevado do SAA de S. Antonio de Jesus, BA

O reservatório estava cheio por ocasião do colapso, e a sua queda teve pequeno desvio da vertical. Uma parte da cuba caiu diretamente sobre os pilares e cintas, enquanto a parte restante incidiu diretamente sobre o solo, provocando neste uma grande depressão. As evidências são que a caixa d'água atingiu o chão ainda cheia, implodindo então sob efeito desse impacto contra o solo. A figura que se segue é uma reconstituição desse desabamento.

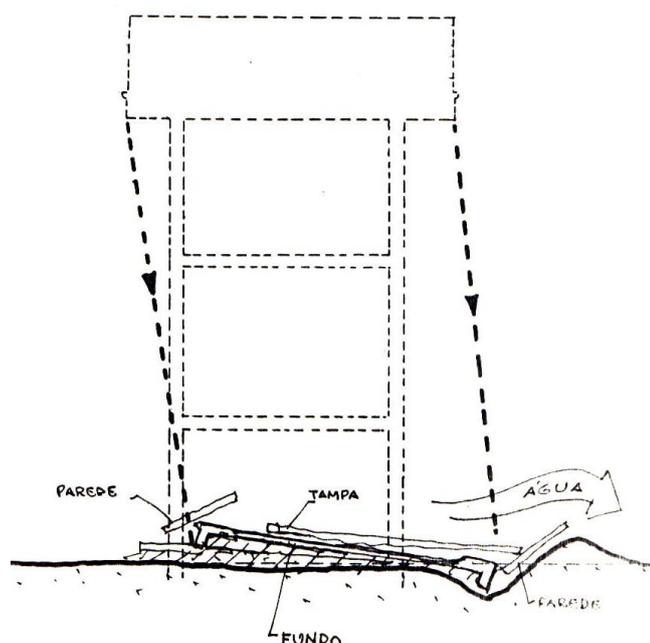


Figura 6.2 – Idealização do colapso do reservatório de S. Antonio de Jesus, BA

As causas

A queda aproximadamente vertical indica que não houve tombamento da estrutura, ou seja, ela não desabou por ter girado em torno de suas fundações, mas sim por colapso de seus pilares de sustentação, de forma rápida e progressiva. Portanto, não foram os ventos mais fortes que os usuais na região que fizeram o tanque cair, pois se assim fosse, teria tombado lateralmente, afastando-se de sua vertical.

O fato da cuba ter caído ainda cheia indica que o colapso não se iniciou por esta, mas sim pelos seus pilares ou pelas suas fundações. Esse mesmo fato reforça a evidência que a ruptura se estendeu de forma progressiva pelos pilares.

As evidências sugerem que as águas da chuva incidindo diretamente no solo natural, já que o mesmo não estava revestido, provocou a erosão do mesmo sob as sapatas superficiais, descalçando um ou dois pilares, com o que os outros, sobrecarregados, não foram capazes de resistir sozinhos ao peso da caixa d'água cheia, rompendo-se de forma brusca e progressiva.

Essa hipótese encontra respaldo em um Relatório de inspeção do próprio órgão do governo (EMBASA), datado de 1980, onde se encontram registros de recalques de fundação, nesse reservatório. Por outro lado, a hipótese da causa primária ter tido lugar nos pilares fica afastada, pois os mesmos tinham sido recentemente restaurados.

Como evitar

A grande lição aprendida nesse lamentável incidente é o da fundamental importância da proteção das fundações superficiais contra a erosão do solo de fundação pela presença de água no solo. De fato, apesar do tanque apoiar-se sobre sapatas rasas, não havia revestimento, nem drenagem adequada que garantissem o escoamento superficial das águas pluviais, evitando assim a erosão do solo de fundação.

Essas importantes medidas de proteção da estabilidade e segurança das fundações sempre foram omitidas e despercebidas pelos engenheiros que estiveram no local antes do acidente. Até mesmo nas obras de restauração da estrutura, executadas quatro anos antes do desabamento, nenhuma atenção foi dedicada a esse fundamental aspecto, não havendo, nem nos Relatórios de inspeção, nem no Relatório dos serviços de recuperação executados, qualquer menção à necessidade de drenagem superficial como forma de proteção das fundações rasas contra a erosão do solo de fundação.

CASO 7: TRINCAS EM LAJES

*Antonio Carlos Reis Laranjeiras,
Salvador, BA, abril/2015.*

O caso

Esse caso toca no assunto de transferência de atribuições, que vem acontecendo em nossa atividade de projeto. Trata-se da situação em que parte das decisões de projeto são transferidas para terceiros, como no caso de uso de lajes pré-fabricadas, do tipo treliçadas, alveolares protendidas, etc., em que os respectivos fornecedores oferecem seus produtos já dimensionados para as cargas e vãos do projeto.

As lajes de concreto armado do tipo “laje treliçada” do pavimento superior de uma instituição de ensino superior, em uma cidade do interior baiano, construídas em fevereiro de 2001, apresentaram fissuras exageradas. Trata-se de uma edificação com dois pavimentos, um térreo e outro superior, com dimensões em planta de 12 m x 42 m, e mais um apêndice de área e rampas de acesso.

Os painéis de laje do pavimento superior que se situam em ambas extremidades do edifício, com 6 m de vão, apresentavam visíveis fissuras, com abertura medida de 1,6 mm (!), ao longo do seu contorno de apoio, conforme se ilustra na figura a seguir. A inspeção visual não identificou fissuras nas faces inferiores em nenhum dos painéis de laje.

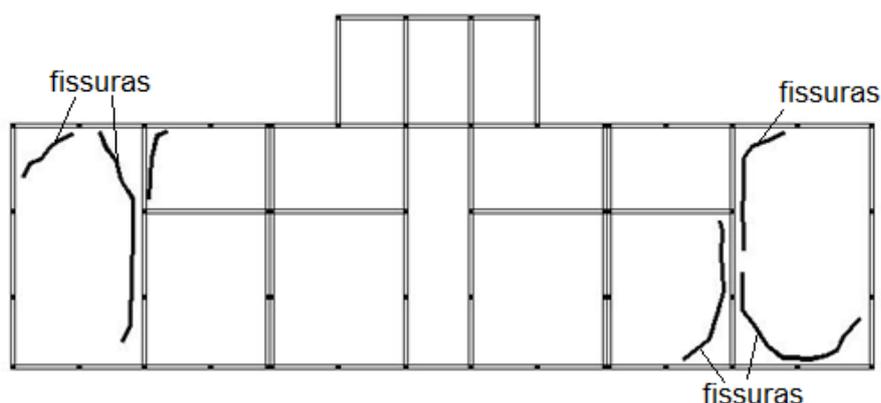


Figura 7.1- Planta de formas do piso com identificação das fissuras ou trincas existentes

As fotos que se seguem mostram vistas parciais da laje ainda na fase de construção e das trincas observadas na laje já em uso. As trincas foram acentuadas com marcador para sua melhor visualização na foto.



Foto 7.1 – Vista parcial da laje de piso ainda na fase de construção.



Foto 7.2– Trincas na face superior de uma laje. As trincas foram acentuadas na foto com marcador para facilitar sua visualização.

As causas

As lajes afetadas são constituídas de vigotas treliçadas, com larguras de 12 cm e espaçadas entre eixos de 42 cm, formando uma laje nervurada com altura total de 14 cm, sendo 7 cm de capeamento de concreto. As vigotas, conforme inspeção feita por corte do concreto local, dispõem como armadura de tração, em sua face inferior, apenas as duas barras de $\phi 4.2$ mm, de aço CA-60, que servem de ferros guia aos estribos. Falta às nervuras a armação longitudinal de tração, a ser dimensionada em função do vão e das cargas, conforme esclarece o fornecedor em seus folhetos. O programa para dimensionamento dessa armação, fornecido gratuitamente pelo fornecedor, indicou, para esse caso, $2 \phi 8 + 1 \phi 12,5$, por nervura. O concreto especificado em projeto é da classe C15.

Identifica-se que as trincas observadas resultam de rotações excessivas que os painéis de laje têm sobre suas vigas de apoio, em razão de sua esbelteza - definida pela relação entre seu vão e sua espessura - e da deficiente armadura de continuidade em sua face superior, na região de apoio.

Uma verificação numérica demonstrou que os painéis não tinham capacidade resistente para suportar com segurança as cargas de utilização previstas, necessitando ser reforçadas. Projetou-se um reforço com vigas metálicas, executadas com sucesso.

Como evitar

O projeto estrutural omitia os detalhes das lajes. Quando consultado, o projetista esclareceu que o construtor deveria procurar o fornecedor local das lajes pré-fabricadas. Este, por sua vez, não acrescentou as armações que deveria e deu no que acabamos de relatar.

A transferência informal de atribuições do projetista para os fornecedores de lajes pré-fabricadas - prática que vem se tornando comum - dissipou as responsabilidades, com prejuízos financeiros e morais para todos. Mais do que todos foi sobretudo atingida a Engenharia como profissão, pelo desprestígio que ela sofre decorrente de insucessos como esse.

Quando atribuição e responsabilidade do projeto de uma laje de piso são transferidas para outrem, o projetista deve registrar esse fato nos documentos do projeto e em sua respectiva ART. Caso o projetista não faça essa transferência explícita de atribuição e responsabilidade técnica, deve subordinar, contratualmente, que o projeto dessa laje de piso seja submetido à sua aprovação, antes de sua execução. Se isso não fizer, estará

assumindo, ingenuamente, a responsabilidade técnica por decisões de projeto adotadas por terceiros.

CASO 8: O PROJETO ESTRUTURAL É UM SÓ

*Jairo Fruchtengarten,
São Paulo, SP, maio/2015.*

O caso

Hoje em dia, é muito comum encontrarmos engenheiros calculistas especialistas apenas em projetos de estruturas de concreto (a grande maioria) ou de metálica. Assim, em algumas obras onde há utilização concomitante de aço e concreto como materiais estruturais, comumente contratam-se dois escritórios de projeto distintos.

Essa separação de escopo no projeto estrutural exige que o calculista se atente em particular a uma série de itens que impactam no outro projeto estrutural: cargas aplicadas, considerações sobre travamentos e, em especial, as ligações.

O caso em questão retrata a impossibilidade de se colocar um inserto para fixação de uma viga metálica em balanço em função da elevada densidade de ferros da estrutura de concreto, como evidenciam as Fotos 8.1 e 8.2.



Foto 8.1 – Insertos de uma estrutura metálica



Figura 8.2 – A falta de espaço para assentamento dos insertos da viga metálica evidencia a inconsistência entre os projetos da estrutura de concreto e da estrutura metálica.

Como evitar

Projetistas de estruturas devem estar atentos às interferências entre projetos complementares e não apenas à arquitetura. No caso de obras com mais de uma empresa responsável pelo projeto estrutural, as partes devem trabalhar em perfeita sintonia e em constante diálogo, estudando alternativas que sejam boas para ambas e avaliando as implicações de cada decisão, evitando que problemas de compatibilização sejam detectados apenas na fase de execução.

CASO 9: EFEITOS DINÂMICOS EM MONOPOLO DE TELECOMUNICAÇÕES

Rui Travanca

Lisboa, Portugal, maio/2015.

O caso

Este caso trata de um monopolo auto-suportado, a ser utilizado em telecomunicações, com 25 m de altura total, com secção transversal poligonal c/ 16 lados. No topo estava colocado um radome, em fibra de vidro, troco-cónico c/ 1,6 m de diâmetro na base e 2,20 m no topo, e 7 m de altura, e que serve sobretudo para protecção das antenas. Na figura anexa, e para melhor entendimento, tento representar, e tendo como base um outro monopolo semelhante, a geometria deste com uma ilustração do radome no topo. O vídeo que despoletou o caso mostra a estrutura, em fase final de construção, em excitação aleatória induzida pela acção do vento, acrescente-se, um vento frequente. Até parece que a estrutura ganhou vida. A troca de correspondência dos diversos intervenientes demonstra que todos eles realizaram os cálculos e que não encontraram algo que comprometesse a segurança da estrutura. Ainda assim, um dos Engenheiros, do lado do dono-de-obra, avança com uma causa provável, mas sem grandes detalhes e/ou sem apontar a origem do problema: vortex shedding, ou no nosso português, desprendimento de vórtices. Após essa troca de correspondência, a estrutura acabou por ser substituída.

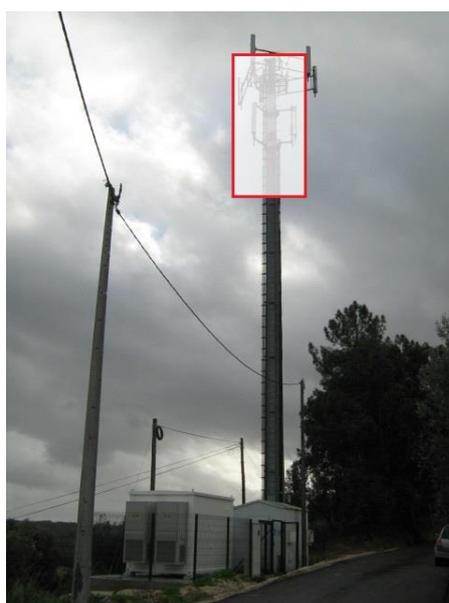


Foto 9.1 – Ilustração de um monopolo de geometria semelhante ao do caso em análise

A causa

Após a análise dos elementos de projecto verifiquei que não foi realizada qualquer análise dinâmica. Todos os cálculos estão muito focados na resistência da estrutura e pouco do lado da resposta da estrutura. De referir que este último ponto é algo que tem merecido o nosso interesse de investigação, mas não me irei focar nisso agora. Efectivamente a causa provável será o vortex shedding, e como principal responsável o dito radome colocado no topo. Ora vejamos: as vibrações devido ao desprendimento de vórtices surgem devido aos escoamentos do ar que ocorrem de forma alternada em lados opostos da estrutura, i.e. há um aumento das velocidades de vento de forma alternada de cada lado da estrutura, reduzindo assim a pressão, também de forma alternada. Como resultado, surge uma força flutuante que é perpendicular à direcção do vento. Percebe-se, portanto, que grandes vibrações são prováveis de ocorrer, na direcção transversal da acção do vento, isto se a frequência associada ao vórtice igualar uma das frequências da estrutura, em particular as mais susceptíveis. Exposto isto, pode ser definida a velocidade crítica, dada por: $v_{crit} = n_e \times d / St$, em que v_{crit} = velocidade crítica; n_e = frequência natural; d = largura de referência, e St = número de Strouhal; a expressão anterior surge da expressão que define a frequência da força lateral, designada de n_s , referida anteriormente, e dada por: $n_s = St \times v / d$, e igualando n_s com n_e . O número de Strouhal para cilindros é da ordem dos 0.2; apenas analisei o primeiro modo, faltaria portanto analisar modos superiores, mas obtendo frequências da ordem dos 0.75Hz a 0.85Hz, valores estimados e considerando, no caso do valor mais baixo, o efeito das ligações e a interacção solo-estrutura, e pelo que no caso em apreço seríamos conduzidos a velocidades críticas entre os 7.5m/s a 8.5m/s, i.e. 27km/h a 31km/h. Os colegas que estão mais afastados deste tema poderão se questionar: e se não existisse o radome? Ou seja, neste caso, o diâmetro (largura) seria mais reduzido e, conseqüentemente seríamos conduzidos a valores mais reduzidos para a velocidade crítica, através da expressão que apresentei acima. De facto, é verdade: usualmente os troços superiores são da ordem dos 0.4m a 0.5m de diâmetro, pelo que seríamos conduzidos a velocidades críticas muito baixas. A grande diferença do primeiro para o segundo caso é que a velocidade do vento é suficientemente elevada para conter energia suficiente para proporcionar uma resposta significativa, algo que não acontece no segundo caso.

Como evitar

Neste caso concreto, irei separar em dois pontos distintos: i) este caso particular, e ii) lição aprendida para casos gerais. Neste caso concreto haveria duas soluções possíveis: claro, eliminar o radome (em Portugal p.ex. não são utilizados), ou a consideração

implícita de forças laterais e que podem ser facilmente deduzidas através das forças de inércia por unidade de comprimento. Na lição aprendida para casos gerais sublinharia dois aspectos que me parecem mais pertinentes: i) parece haver uma tendência de complicar o simples e simplificar o complexo; a aparente simplicidade deste tipo de estruturas esconde muito dos problemas mais complexos ou mesmo as falhas do conhecimento neste domínio; ii) parece haver igualmente uma tendência de andar somente atrelado em normas; coloco isto não como um ataque às normas, mas como que um lembrete que as normas estão sempre um passo atrás do conhecimento actual. Aliás, não raras excepções, as normas remetem para bibliografia da especialidade. Neste caso concreto foram seguidas as normas, mas não foi consultada bibliografia da especialidade, algo que decerto evitaria o ocorrido.

CASO 10: TRINCAS EM ALVENARIAS

Justino Artur Ferraz Vieira
Rio de Janeiro, RJ, maio/2015.

O caso

Prédio comercial com planta Tipo de cerca de 15 m X 70 m, em laje lisa. Armação de lajes e vigas considerando o comprimento relativamente extenso do Tipo para fins de deformações.

Após a ocupação, críticas dos usuários sobre inúmeras trincas em alvenarias e em outros elementos de acabamento, bem abertas na extremidade da edificação e apenas no último pavimento.

A causa

Variação de temperatura da Cobertura. A laje da Cobertura, ao dilatar, arrasta as alvenarias imediatamente abaixo.

Como evitar

O Construtor não havia feito isolamento térmico da laje e relutou muito em admitir que seria essa a causa do problema. Ao ser pressionado, resolveu fazer um isolamento térmico sumário, apenas a título de observação: colocou sobre a laje uma camada de folhas de isopor justapostas, sem qualquer ligação com a laje. Para evitar que as folhas voassem colocou um corpo de prova em cada ponta das mesmas (!). Somente essa providência, tão expedita e grosseira fez cessar totalmente a patologia constatada, além de proporcionar enorme conforto aos usuários da Cobertura. Presume-se que, posteriormente, tenha feito um isolamento formal.

CASO 11: EFEITOS TÉRMICOS EM EMPENAS

Justino Artur Ferraz Vieira
Rio de Janeiro, RJ, R0 - maio/2015.

O caso

Prédio esbelto (~9,00 X 30,00 m²) com cerca de oito pavimentos. À esquerda, prédio antigo, aproximadamente da mesma altura, e, à direita, prédio bem mais alto com a empena cega, bem alta, confrontando com a do prédio em questão. O executante da obra notou que, por diversas vezes, o rufo de argamassa entre o prédio em construção e o prédio alto, rompia. A firma que havia executado a fundação - extremamente séria e tradicional - temeu que estivesse havendo algum recalque e providenciou medida, ao nível da Cobertura, da posição relativa dos dois prédios.

A causa

Após inúmeras medidas realizadas em diferentes ocasiões, algumas constatando, de fato, deslocamento entre as estruturas, verificou-se que a enorme empena adjacente ao prédio, sob forte insolação, dilatava-se expressivamente, o que não ocorria com o prédio em construção, "defendido" pelo vizinho aproximadamente da mesma altura.

Como evitar

Colocação de rufo metálico em folha de cobre, fixado em ambas as edificações, e com flexibilidade suficiente para acompanhar o deslocamento relativo.

CASO 12: CONCRETO COM AÇÚCAR

Justino Artur Ferraz Vieira

Rio de Janeiro, RJ, RO - maio/2015.

O caso

No mesmo prédio do caso anterior, havia uma pequena marquise, cujo concreto não endurecia minimamente, mesmo após um bom tempo.

A causa

Por ser muito pequena, a marquise foi deixada para ser concretada ao fim da obra, uma vez que atrapalhava a retirada de entulho pelos caminhões. Ao ser concretada, o engenheiro se deu conta de que precisaria acionar a firma de impermeabilização apenas para impermeabilizar a marquise, uma área tão pequena, pois todo demais serviço já fora realizado. O Mestre, bem mais experiente que o Engenheiro, lembrou-lhe que "colocar açúcar na argamassa de cobertura é um excelente impermeabilizante". O Engenheiro, empolgado pela sugestão, resolveu aprimorar o processo e colocou farta quantidade de açúcar diretamente no concreto....

A solução

Discreta demolição à noite.

CASO 13: EFEITOS DINÂMICOS EM PISOS DE CONCRETO

Justino Artur Ferraz Vieira
Rio de Janeiro, RJ, R0 - maio/2015.

O caso

Prédio comercial onde, no último pavimento, havia uma Academia de Ginástica. Embora não tenha sido feita uma verificação formal das ações dinâmicas na Academia, as vigas e lajes eram notoriamente robustas para evitar vibrações indesejáveis e, de fato, a Academia funcionou durante cerca de seis meses sem qualquer problema. Certo dia - um dia muito peculiar: o 11 de Setembro do atentado de NY - foi constatada uma clara vibração na Cobertura.

A causa

Após uma série de investigações, constatou-se que a vibração ocorrera nos dias (voltara a acontecer) em que a Academia usava um pacote específico de exercícios para fazer propaganda da Academia e conseguir novos alunos. Novas investigações constataram que, curiosamente, isso só ocorria no primeiro exercício do pacote, enquanto nos demais, que envolviam muito dispêndio de energia por parte da turma, não havia qualquer vibração. Após mais algumas observações, constatou-se que o primeiro exercício da série consistia em que a turma toda (modestos 15 alunos!) pulava para a frente e para trás, travando o movimento com o atrito do tênis no chão. Para esse esforço ritmado no sentido horizontal, a estrutura era sensível.

A solução

A série de exercícios passou a ser executada a partir do segundo exercício...

CASO 14: A PONTE SOBRE O RIO SÃO JOSÉ ABAIXO

“A ideia que deu certo”

Carlos Roberto Santini

Itapeva-SP, maio 2015.

O caso

Uma ponte de concreto armado, com 27,00m de extensão, estrutura principal em duas vigas isostáticas, com vão central de 20,00m e balanços nas extremidades de 3,50m, foi projetada para ser construída no sistema convencional, ou seja, com toda a estrutura moldada “in loco”.

Entretanto, sendo o local sujeito a enchentes, era temerário o uso de cimbramentos no leito do rio e a estrada existente não permitia o acesso de um guindaste com a capacidade necessária para o içamento e lançamento das vigas com seção transversal de 0,40 m x 1,70 m, com peso de 45,90 tf (~459 kN), como ilustra a Figura 14.1.

Ressalta-se também que, em se tratando de obra pública, os custos eram apertados.



Figura 14.1 – A ponte de madeira existente no local.

A solução

Com a devida autorização do projetista e consultoria do Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho, utilizando-se da técnica “brainstorm”, várias ideias foram sendo elencadas até que de repente aparece uma solução, de início “maluca”, mas que veio a se constituir na alternativa viável.

As vigas foram concretadas parcialmente, com seção transversal de concreto de 0,40 m x 0,70 m e comprimento de 20,00 m. Com esta configuração o peso de cada viga caiu para aproximadamente 16,50 tf (~165 kN), computando-se todas as armaduras passivas que haviam sido calculadas para a viga originalmente projetada, exceto as armaduras dos balanços, que foram deixados apenas os arranques.

Estas vigas parciais foram protendidas com quatro cordoalhas engraxadas em cada uma delas e posteriormente lançadas com um guindaste de menor porte para a sua posição definitiva, onde seriam concretadas até completar-se a seção originalmente projetada, sem a utilização de qualquer cimbramento no vão central, a não ser nos balanços.

As cordoalhas protendidas foram utilizadas apenas para a fase construtiva, mas como permaneceram no interior das vigas, contribuíram para a fissuração e conseqüentemente na flecha do vão central.

A seguir, a laje do tabuleiro foi concretada com a utilização de lajes pré-moldadas, apoiada sobre as vigas longarinas. As fotos que se seguem ilustram o procedimento construtivo utilizado.



Figura 14.2 – Assentamento das cordoalhas engraxadas.



Figura 14.3 – Cordoalhas e protensão das vigas.

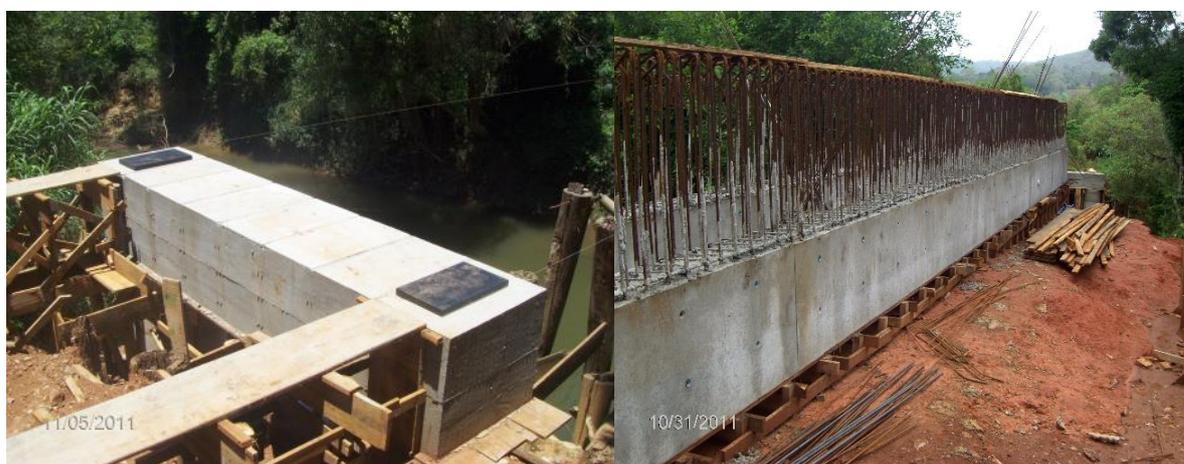


Figura 14.4 – Travessa e vigas prontas para lançamento.



Figura 14.5 – Ponte de madeira existente escorada para passagem do guindaste de 220 t.



Figura 14.6 – Lançamento das vigas.



Figura 14.7 – Vigas lançadas já em posição.



Figura 14.8 – Complemento das vigas e tabuleiro.



Figura 14.9 – A obra concluída.

CASO 15: UM PROBLEMA DE ESTABILIDADE GLOBAL

Roberto Solano

Rio de Janeiro, RJ, maio 2015.

O caso

Este fato ocorreu há mais de 20 anos, não disponho de fotos:

Fomos convidados para dar prosseguimento a uma obra que estava paralisada no 2º teto tipo, tendo a mesma 16 pavimentos tipo. Começamos a “tocar a estrutura” com uma laje por cada 10 dias e logo depois uma por semana! Obra rápida. Eu estacionava o carro na calçada em frente (bairro de Santa Rosa - Niterói - Rio de Janeiro) e olha a estrutura já pronta com três pavimentos de garagem um piso e teto do PUC, além dos tipos executados. Achei a transição dos quatro pilares da fachada bem “bonita” e até arrojada! Eu nada tinha com a estrutura já pronta, meu trabalho era executar os tipos restantes o mais rápido possível. Mas, como engenheiro e curioso, simplesmente olhava os pilares e o console que fazia a transição no teto do PUC, ver Figura 15.1.

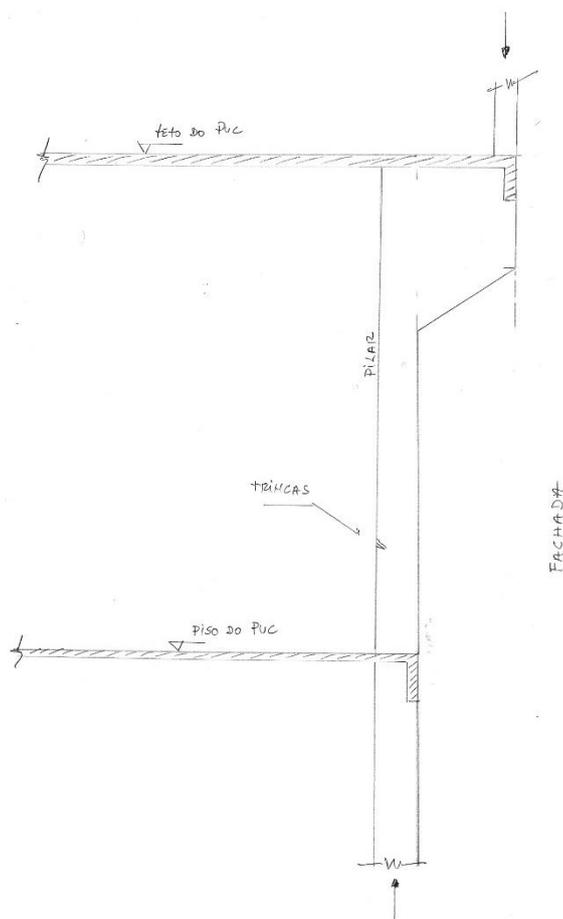


Figura 15.1 – Pilares com console de transição

Um belo dia acordei com um pesadelo! Suava muito e tinha sonhado com a queda de uma obra... Voltei para dormir e, para minha surpresa comentei com um amigo que eu achava que tinha algo errado com a obra que estava executando, etc... Incrível como a mente humana trabalha dormindo: fiz um desenho do que via e fui até o engenheiro da obra pedir as plantas (já arquivadas) da transição, o que ele não gostou muito e perguntou:

- *Pra que você quer essas plantas? Não tem nada a ver com os seus serviços contratados...*

- *É uma curiosidade, achei bonita a solução do calculista!*

O rapaz não entendeu, mas cedeu as plantas. Fui até o pavimento para olhar os pilares quando vi uma enorme trinca ~ à 1 m de altura da base do pilar. Levei um susto enorme, pois a “bicha” era grande ~ 2 mm e corria toda a face interna do pilar penetrando uns 15 cm até fechar completamente: o pilar estava recebendo um baita momento fletor não previsto no projeto! Corri para o escritório do grande amigo Carlos Alberto Fragelli e fui prontamente recebido:

- *Roberto Solano, que prazer te ver por aqui! Como vai seu Pai? (grande amizade tinham os dois).*

- *Fragelli estou com um problema cabeludo... Tens uns 5 minutinhos?*

Claro que fui muito bem atendido por ele. Eu já tinha feito minhas contas, analisado as cargas do peso próprio, etc.

- *Roberto, em que teto vocês estão trabalhando?*

- *Estamos concretando o 8º teto...*

- *Vai cair no 12º teto! Mande parar imediatamente a obra!*

Saí de lá mais branco do que entrei e fui falar com o calculista (não o conhecia) da construtora, já com uma solução rabiscada pelo mestre. Marcamos um encontro e o jovem projetista quase caiu da cadeira ao se deparar com um problema de estabilidade global! Foi feito o reforço com grandes vigas de equilíbrio para transferir o momento fletor para um outro plano e aliviar o momento no pilar.

Conclusão

Estava tudo certo com o “dente”, MAS o momento era transferido para o pilar na direção de baixa inércia (pilar com 30 cm de espessura)... Coisas da engenharia... O

construtor ainda ficou com raiva de mim, pois não comuniquei o fato para ele e atrasei o andamento da obra! Coisas da engenharia...

CASO 16: UM MURO DE CONTENÇÃO QUE NÃO ESTAVA CERTO

Roberto Solano

Rio de Janeiro, RJ, - maio 2015.

O caso

Estava fazendo uma estrutura em alvenaria estrutural quando passei por um muro (engastado na base e apoiado lateralmente pela laje do teto da garagem), com cerca de 4 metros de altura. O curioso aqui notou que as saídas das barras eram de ferro 8 mm a cada 20 cm! Achei, a princípio, muito pouco... Chamei o jovem engenheiro que apresentou o projeto detalhando as armações executadas. Fiz algumas consultas e confirmei o erro de projeto, voltei ao engenheiro da obra e fizemos o seguinte diálogo:

- *Prezado, essa armação é deficiente, até consultei colegas com mais experiência...*
- *Você foi contratado para a superestrutura, e não entende de blocos armados!*
- *Amigo, faça um contato com seu projetista, certo?*

Os cabelos brancos servem para alguma coisa, ele voltou.

- *Falei com o calculista!*
- *Sim, o que ele disse?*
- *Que está certo!*

Bem, eu lavei minhas mãos, sem antes dar um tiro de misericórdia:

- *Eu afirmo que está ERRADO! Refaça seu contato ou dê-me a liberdade de falar com ele.*
- *Está ERRADO, mas está CERTO! Deixa eu trabalhar! Não se meta nisso!*

Saí feito cachorro que caiu da mudança, triste... Meses depois soube da notícia do acidente: o muro caiu por cima de vários carros no ato do reaterro na face externa do muro! Então descobri que a juventude é alegre, feliz e sem compromisso com a realidade dos mais velhos! Está errado ou está certo? Está errado, mas está certo só nas DITADURAS !!! E sempre vai dar MERDA!

CASO 17: VAZAMENTOS NA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO DA ADUTORA DO JOANES II

Zé Carlos Pereira

Salvador, BA maio 2015.

O CASO

A Chaminé de Equilíbrio do Joanes II é parte de uma adutora que transporta água da barragem do mesmo nome para a ETA Principal de Salvador. Sua estrutura é constituída por um cilindro circular, com 52,00 m de altura a partir da base, 5,00m de diâmetro interno, 30 cm de espessura de parede, protendida radialmente em toda a sua altura e com dois montantes de ancoragem dos cabos diametralmente opostos.

A obra foi inaugurada em 2002 e já nos primeiros meses de operação apresentou problemas de vazamentos. Foi feita, na época, uma recuperação constituída de tratamento de fissuras e impermeabilização das áreas atingidas.

Em 2006, notou-se o aparecimento de novos pequenos vazamentos que foram progredindo até atingir, em 2007, a situação mostrada nas fotos abaixo.



Figura 17.1 – Vazamentos na chaminé da adutora do Joanes II

No relatório de análise do problema, feito para a EMBASA, foi feita a descrição a seguir:

“À distância, pode-se ver duas rachaduras verticais, a maior com cerca de 3,00 m de extensão, situadas entre 10,00 e 15,00 m de altura, por onde há jorro de água.

Uma rachadura está localizada próxima a um dos montantes de ancoragem dos cabos e a outra junto à escada de acesso. No lado oposto, nota-se umedecimento do concreto, mas nenhum vazamento significativo”.

AS CAUSAS

O projeto previa protensão radial em toda a altura da chaminé por 57 pares de cabos CP 190-RB 7 ϕ 12.5, com espaçamento variando de 65 cm a 120 cm (de baixo para cima).

Em seção, os cabos são posicionados conforme mostra a figura abaixo e foram pós-protendidos pelas duas extremidades.

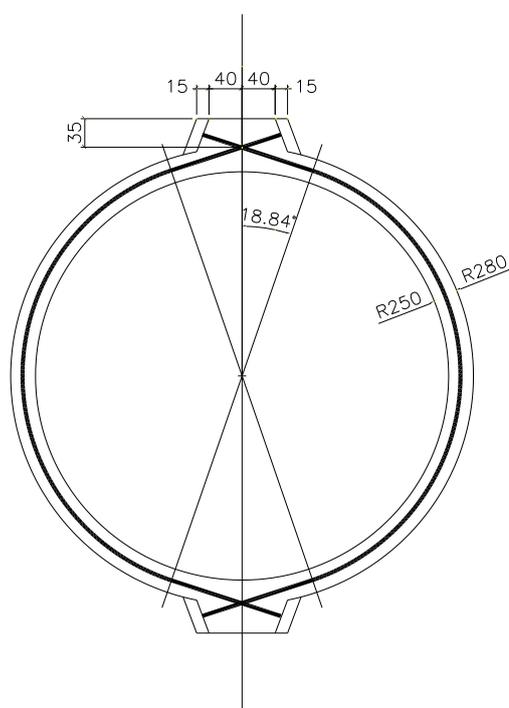


Figura 17.2 – Seção transversal da chaminé da adutora Joanes II

O concreto foi especificado com resistência característica à compressão $f_{ck} \geq 25$ MPa e os cabos esticados com uma força inicial de 100 tf (1000 kN), pelas duas extremidades.

Na análise feita à época, verificou-se que, após as perdas imediatas, a força de **protensão inicial** ao longo do cabo seria a representada na Figura 17.3.

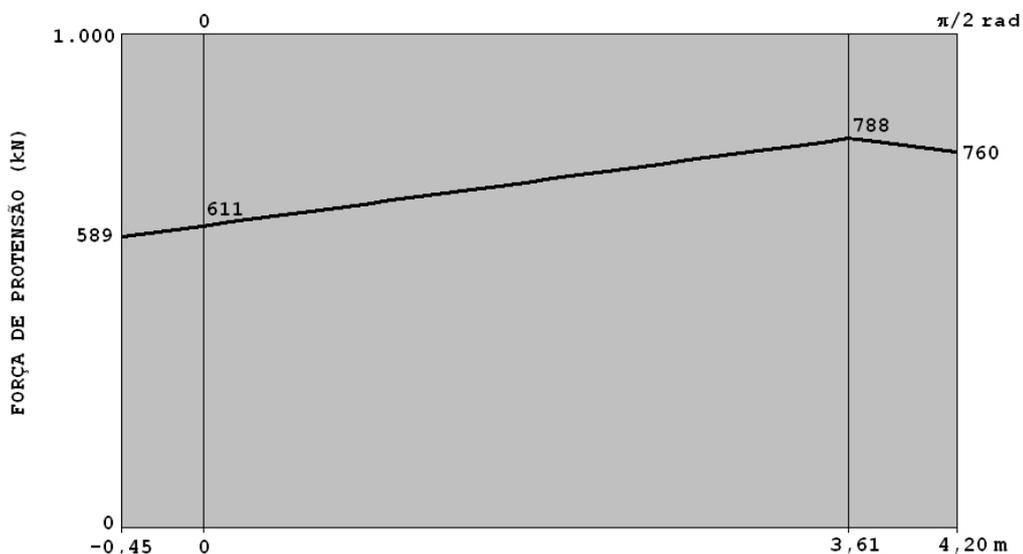


Figura 17.3 – Diagrama da força de protensão inicial ao longo do cabo de protensão

E, após as perdas progressivas, a força de **protensão final** ao longo do cabo seria a representada na Figura 17.4.

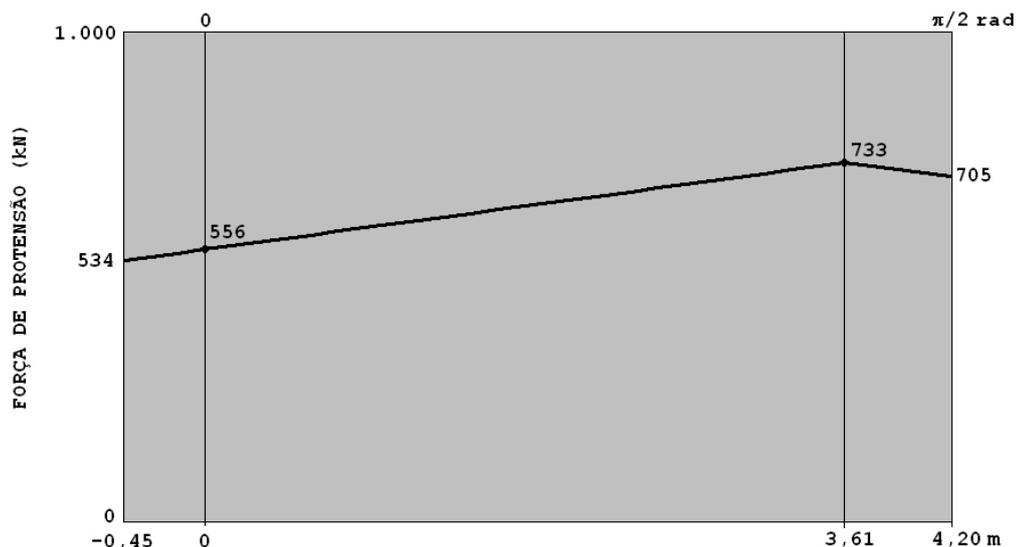


Figura 17.4 – Diagrama da força de protensão final, após as perdas, ao longo do cabo de protensão.

Dos gráficos pode-se ver claramente que as forças de protensão ao longo dos cabos não são uniformes. Desse modo, as deformações radiais, em um determinado anel, também não são uniformes, acarretando o aparecimento de esforços de flexão.

Para mostrar esse efeito, foi feita uma simulação da estrutura no programa SAP2000, discretizando-a em elementos de casca. O anel foi dividido em 36 setores e a altura nas posições de cada par de cabos (ver Figura 17.5).

Para simplificar os cálculos, a chaminé foi considerada como engastada na sua base.

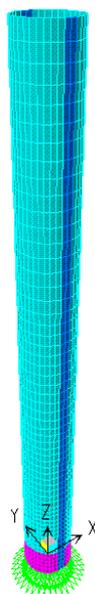


Figura 17.5 – O modelo da chaminé da adutora Joanes II gerado no SAP 2000.

Foram analisados dois casos de carregamento:

CHAMINÉ VAZIA – ações de peso próprio e da protensão inicial;

CHAMINÉ CHEIA – ações de peso próprio, protensão final e pressão interna da água.

As deformações de um anel intermediário são mostradas abaixo (no caso, altura de 12m):

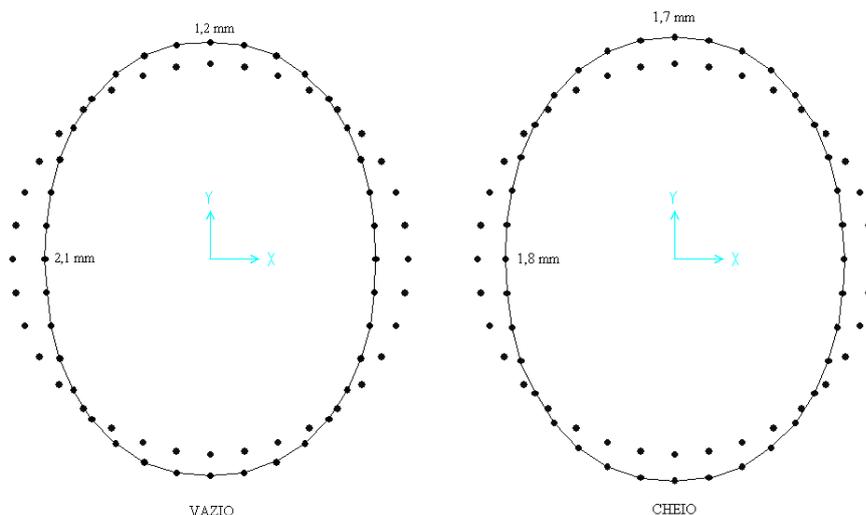


Figura 17.6 – Deformadas do anel a meia altura da chaminé para os casos de carregamento vazio e cheio.

Os esforços solicitantes são mostrados a seguir (Figura 17.7), em forma de diagramas. Deles, verifica-se que as máximas forças circunferenciais de tração se situam entre 1,00 m e 16,00 m de altura. Os momentos máximos de flexão do anel, entre 9,00 m e 22,00 m de altura.

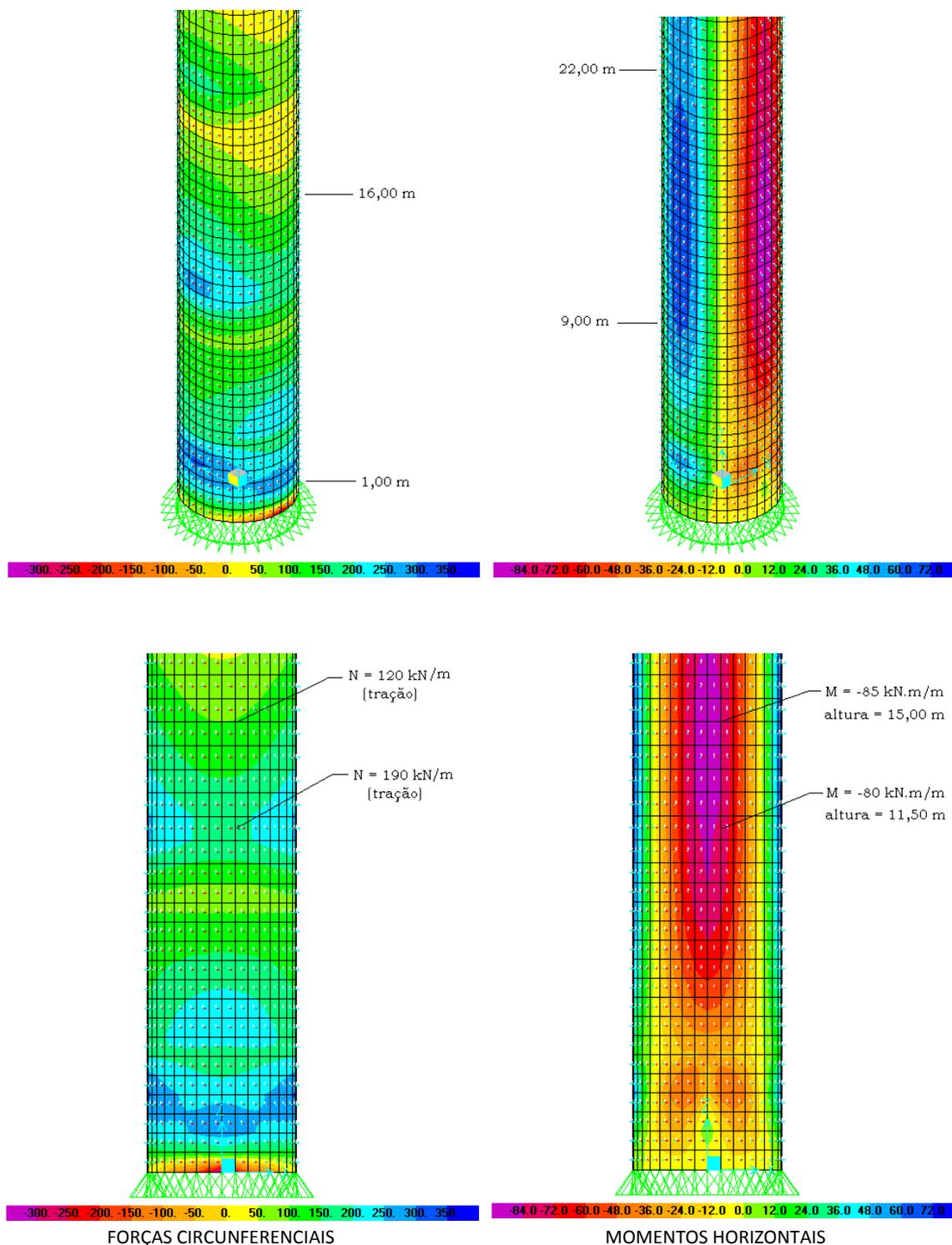


Figura 17.7 – Diagramas das forças máximas circunferenciais de tração (à esquerda) e dos momentos máximos de flexão do anel (à direita).

Para os pares de valores M e N mostrados nas figuras, a armadura (não-protendida ou frouxa) necessária seria de 13,2 cm²/m (par superior) e 13,8 cm²/m (par inferior), para $f_{ck}=25$ MPa e cobrimento de 3 cm.

A armadura existente era ϕ 10 cada 15 cm (5,33 cm²/m), em cada face.

COMO EVITAR

O caso mostra um erro de concepção de projeto. O modelo teórico desenvolvido confirma que o problema foi decorrente do sistema de protensão projetado, que provoca esforços não previstos em projeto.

O correto é projetar com quatro montantes e dois pares de cabos defasados, conforme a Figura 17.8, protendidos alternadamente ao longo da altura, de modo que os esforços de compressão radiais na parede fiquem com um valor médio uniforme em todo o perímetro.

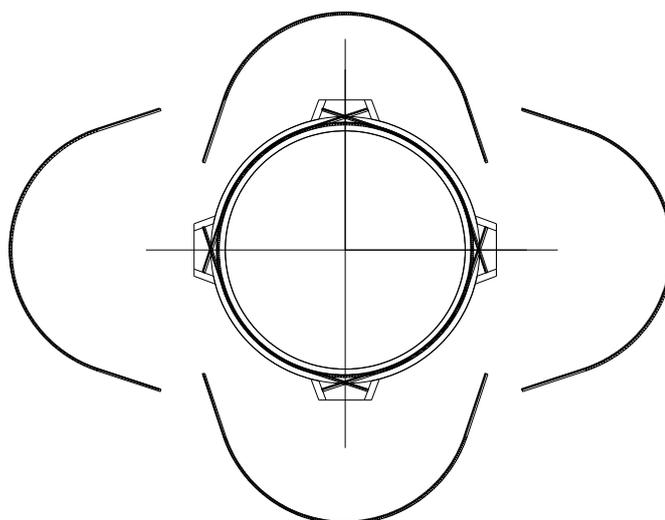


Figura 17.8 – Disposição correta dos cabos de protensão na chaminé da adutora do Joanes II.

CASO 18: BLOCO DE FUNDAÇÃO MODELADO COM SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS

Paulo Victor A. de Sousa

Niterói, RJ junho, 2015.

O CASO

Durante a verificação do projeto estrutural de uma determinada edificação, notou-se grande discrepância entre a armadura necessária e a armadura detalhada em alguns blocos de fundação. Por tratarem-se de blocos de geometria e cálculo relativamente simples (blocos de duas estacas), a curiosidade e preocupação foram devidamente comunicadas ao projetista da estrutura para que pudesse esclarecer todas as dúvidas, já que existiam casos em que a armadura detalhada era da ordem de um terço da necessária. Após nosso contato, o projetista da estrutura nos retornou argumentando que não havia qualquer problema com o dimensionamento dos blocos, enviando-nos sua memória de cálculo para um deles.

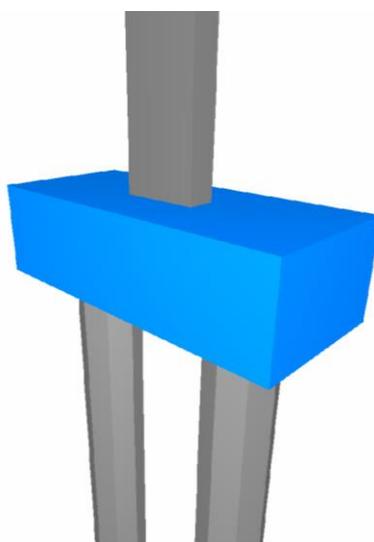


Figura 18.1 – Vista 3D de um bloco de duas estacas.

AS CAUSAS

Procedeu-se então o exame do documento técnico. O bloco foi modelado em um determinado software em elementos finitos conforme se segue:

- Pilar: Cargas concentradas nos nós, conforme espaçamento da malha;

- Bloco: Elementos de casca na direção longitudinal, com discretização em torno de 15 cm;
- Apoios indeslocáveis na direção “Z” (vertical).

No intuito de subsidiarmos cada vez mais nossos estudos, também modelamos o bloco seguindo as mesmas premissas, e no mesmo software. Muito embora em determinados casos não seja adequado tratar o problema por esta abordagem, através da integração das tensões máximas de tração, para este modelo, obtivemos resultados de armadura bastante similares ao modelo biela-tirante clássico. Já o modelo “auditado” mostrava resultados muito inferiores, conforme já mencionado.

Após algumas conferências de carga e geometria (os dois modelos estavam idênticos), não restavam muitas opções para explicar a diferença. Percebemos então que as condições de contorno não estavam corretas. No modelo “auditado”, os apoios além de indeslocáveis na direção vertical, eram também indeslocáveis na direção horizontal. Com isso, surgem reações de apoio horizontais nas estacas (que não foram dimensionadas para tal e são incapazes de resistir tais esforços), diminuindo as tensões de tração no meio do bloco e conseqüentemente eram calculadas armaduras de tração muito inferiores às “reais”. O mesmo problema foi detectado em outros blocos e o projetista após comunicado, prontamente concordou com nossas ponderações e recomendamos o projeto de reforço dos mesmos.

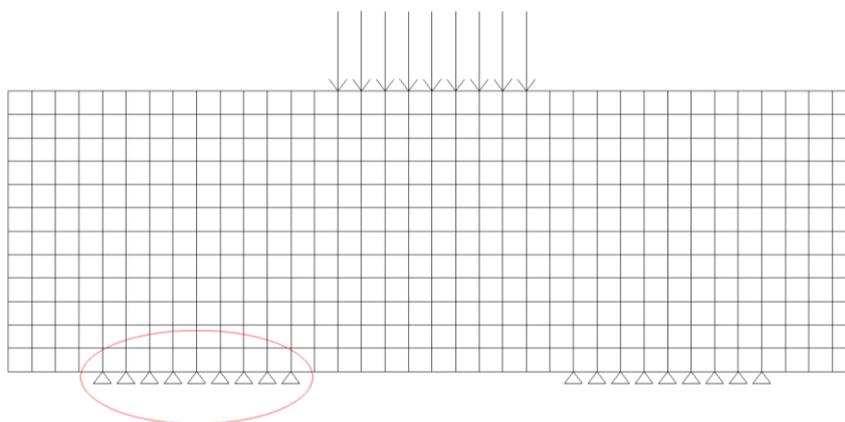


Figura 18.2 – Malha em elementos finitos do bloco

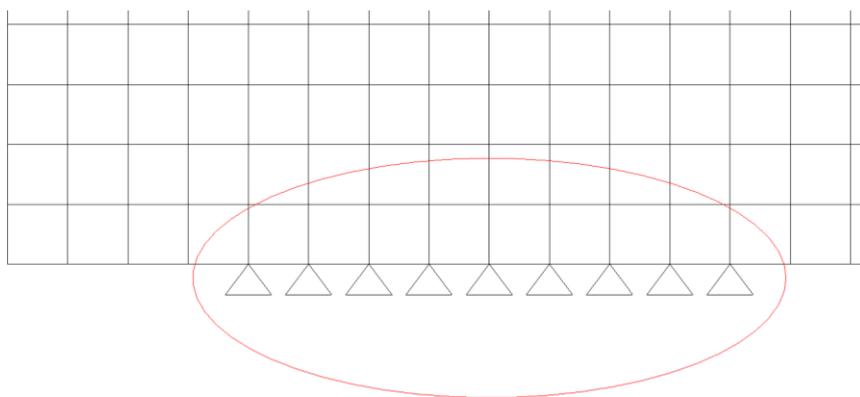


Figura 18.3 – Detalhe da região dos apoios com representação de restrições horizontais e verticais

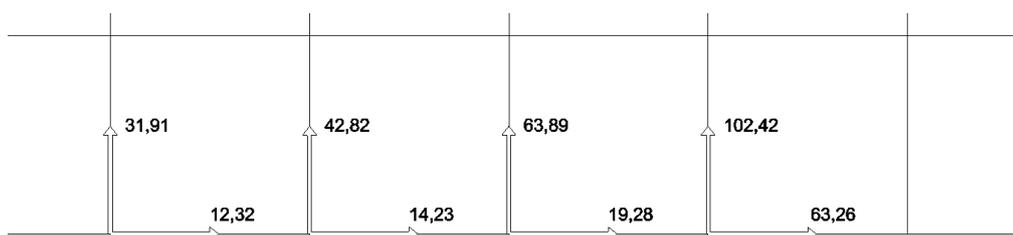


Figura 18.4 – Reações horizontais e verticais em alguns nós.

COMO EVITAR

Os softwares de engenharia estrutural, de maneira geral, são poderosas ferramentas que trazem enormes ganhos de produtividade aos Engenheiros. Contudo, há que se ter bastante cuidado com seus resultados, pois eles dependem diretamente da entrada de dados fornecida pelo usuário, e este deve conhecer profundamente o problema que está a “modelar” e as características do software utilizado. Mesmo com todo este cuidado, se está sujeito a entrada de dados incorreta, que gerará resultados incorretos que devem ser percebidos por engenheiros experientes que já adquiriram senso crítico (ordem de grandeza) dos resultados do problema.

CASO 19: CORROSÃO DE ESTRUTURA METÁLICA

Marcos Carnaúba

Maceió, AL- junho, 2015.

O CASO

Trata-se da sede do TCU em Alagoas, implantada na orla da praia do Sobral-Maceió. Projeto contratado por Brasília e executada em estrutura metálica. Corrosão generalizada após poucos anos de implantação.



Foto 19.1 – Vista parcial da sede do Tribunal de Contas da União, em Maceió, AL



Foto 19.2 – Vista parcial da estrutura do TCU em Maceió, AL.

SOLUÇÃO

Construir nova sede no bairro do Farol, de concreto armado e fundações em tubulões – sistema raro em Maceió, mas comum em Brasília onde foi elaborado o Projeto Estrutural.

CASO 20 – CORROSÃO DE ESTRUTURA MISTA – METÁLICA E CONCRETO ARMADO

Marcos Carnáuba

Maceió, AL- junho, 2015.

O CASO

Trata-se de um ginásio de esportes em Alagoas, implantado na orla da praia do Sobral-Maceió. Cobertura de arco metálico sob forte corrosão. Vários arcos romperam e levaram à ruína a fachada principal, estruturada, de concreto armado, voltada para o oceano.



Foto 20.1 – Vista da deterioração dos pilares de sustentação dos arcos da cobertura



Foto 20.2 – Vista parcial da estrutura após colapso.



Foto 20.3 – Vista da fachada posterior, que não ruiu, mas apresentava sinais de corrosão.



Foto 20.4 – Corrosão das armaduras dos pilares da fachada posterior.



Foto 20.5 – Corrosão das armaduras de vigas e lajes das arquibancadas.

SOLUÇÃO

Até a presente data, a estrutura continua interdita sem intervenção.

CASO 21: COLAPSO DE UM PILAR EM RESTAURAÇÃO

Marcos Carnaúba

Maceió, AL- junho, 2015.

O CASO

Trata-se de um edifício residencial construído há cerca de 30 anos, constituído de nove pavimentos tipo sobre pilotis. Situado na orla da Pajuçara-Maceió, de dois blocos existentes, o segundo, apresentou nos pilares da fachada posterior sintomas de corrosão de armaduras em pilares. Durante os serviços de recuperação, executados por empresa especializada, o pilar de canto rompeu.



Foto 21.1 – Fachada posterior do edifício residencial em Maceió, AL.



Foto 21.2 – Um pilar deteriorado do edifício

SOLUÇÃO

Prédio evacuado, de noite, escoramento com perfis metálicos, serviço concluído cerca das duas horas da madrugada, e refazimento do pilar.

CASO 22: DETERIORAÇÃO DE PILARES DE SUBSOLO

Marcos Carnaúba

Maceió, AL- junho, 2015.

O CASO

Trata-se de um edifício residencial construído há cerca de 15 anos, constituído de nove pavimentos com subsolo-garagem. Situado na orla da Ponta Verde-Maceió. Praticamente todos os pilares do subsolo apresentavam sintomas de corrosão das armaduras. Os ensaios realizados por empresa especializada demonstraram que o concreto, proposto com $f_{ck}=18\text{MPa}$, apresentava variações entre 11MPa e 20MPa.



Foto 22.1 – Vista parcial de um pilar deteriorado.

SOLUÇÃO

O pescoço dos pilares abaixo do piso do subsolo, tinha dimensões maiores do que as da seção dos pilares, cerca de 15 cm, o que permitiu ancorar novas barras e encamisar todos os pilares.

CASO 23: CORROSÃO EM PILARES E VIGAS DE FACHADA

Marcos Carnáuba

Maceió, AL- junho, 2015.

O CASO

Trata-se de um edifício residencial construído há cerca de 30 anos, constituído de nove pavimentos sobre pilotis. Situado na orla da Ponta Verde-Maceió diversos pilares e vigas se apresentavam com indícios de forte corrosão das armaduras. Destaque-se que a fachada lesionada se encontra perpendicular ao mar, nada havendo na fachada principal – que seja do meu conhecimento.



Foto 23.1 – Vista da fachada lateral do edifício que apresenta sinais de corrosão.



Foto 23.2 – Reparos efetuados em vigas e pilares da fachada acima.

PROPOSIÇÃO

Considerar, nas zonas litorâneas, uma área de influência de cloretos. Todas as peças de concreto situadas em ambientes externos estariam sob Classe III. Em Portugal, onde a evaporação marinha é menor do que que em zonas tropicais, considera-se 1 km. Aqui no Brasil, em primeira aproximação 2 km para o sul do Brasil, 5 km para o sudeste e 10 km para o nordeste e norte – proximidades da linha do equador. Pesquisas regionais, que demandam pelo menos um lustro, definiriam, posteriormente, essas áreas. Envolve anos chuvosos e anos secos, perfis oceânicos, correntes marinhas, mudanças de direção dos ventos, UR e outros parâmetros.

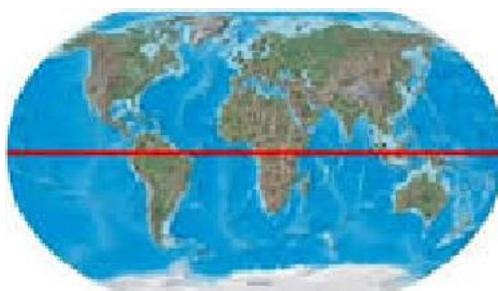


Figura 23.1 - Linha do equador, só para ilustrar

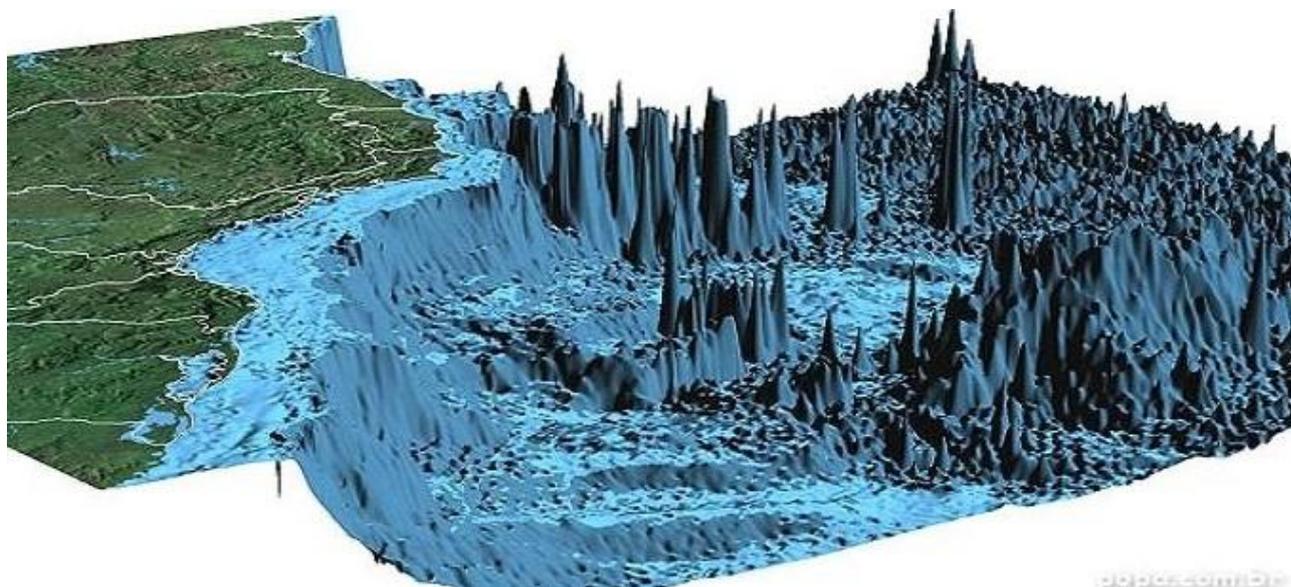


Figura 23.2 - Perfil oceânico da Bahia, só para ilustrar

CASO 24: O PROJETO ARQUITETÔNICO PODE PREJUDICAR O PROJETO DE ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Valdir Pignatta e Silva
São Paulo, SP – junho, 2015

INTRODUÇÃO

Segundo a legislação brasileira, um edifício de múltiplos andares com mais de 12 m de altura deve ser compartimentado verticalmente, a fim de que não haja propagação de um andar para o imediatamente superior.

A compartimentação de uma edificação é um dos principais meios de segurança contra incêndio. Compartimento é a edificação ou parte dela, compreendendo um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos, construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus limites, incluindo a propagação entre edifícios adjacentes, quando aplicável.

Algumas medidas devem ser tomadas para que um pavimento seja um compartimento. Por exemplo: lajes com espessura superior àquela que permite a passagem de calor para o andar superior, distância vertical entre janelas (parapeito mais verga) no mínimo igual a 1,20 m, porta corta fogo para acesso à escada de emergência, todo e qualquer orifício ou abertura que interligue dois andares deve ser fechado por selantes etc.

Vários dos procedimentos adotados para a verificação das estruturas em situação de incêndio têm por hipótese que os edifícios sejam compartimentados verticalmente. O projeto de arquitetura tem que garantir que haja tal compartimentação, caso contrário, a segurança das estruturas será prejudicada em incêndio.

O CASO

O caso tem por base um fato real, adaptado, neste texto, por razões didáticas.

Às vezes nota-se que o arquiteto tenta garantir a compartimentação vertical, mas comete algum lapso. Por exemplo, na Figura 24.1 nota-se um recuo criado na fachada dos andares mais altos de um edifício. Tal espaço é fechado frontalmente com vidro e pela continuidade da laje de concreto na cobertura.

Mesmo que a dimensão do parapeito mais verga respeite os 1,20 m, as janelas após se quebrarem tornam-se painéis radiantes, aquecendo andares através da fachada frontal à emitente, podendo criar novos focos de incêndio. As fachadas paralelas desse recuo devem ser separadas por uma distância, indicada na Figura 24.1, mínima, a fim de evitar a propagação. A propagação, via fachada, de um andar para o mesmo andar, nem

sempre é preocupante, mas, para um andar superior, significa quebra de compartimentação vertical.

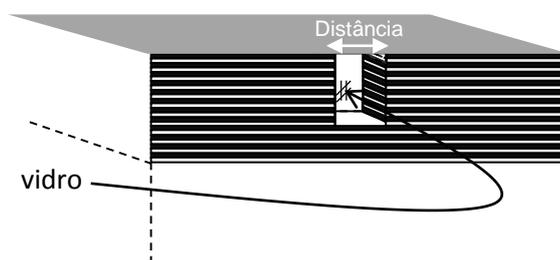


Figura 24.1 - Recuo na fachada de um edifício alto - solução incorreta

CAUSAS

Apesar de constar em nossa legislação que o projeto deve ser detalhado de forma a considerar a segurança à vida em incêndio, os arquitetos, assim como a maioria dos engenheiros, não têm em seu currículo escolar uma disciplina sobre segurança contra incêndio. Eles devem ser autodidatas, mas há pouca literatura nacional a respeito do assunto. Os projetos arquitetônicos deveriam ser verificados por um arquiteto especializado em segurança contra incêndio. São poucos, mas existem.

SOLUÇÃO

A distância indicada na Figura 24.1 pode ser verificada por meio de um procedimento detalhado na Instrução Técnica 7 do CBPMESP (no caso do Estado de São Paulo) que tem por base a NFPA 80A “Recommended Practice for Protection of Buildings from Exterior Fire Exposures”. USA, 1996.

Mesmo que essa distância seja respeitada, a eventual fumaça decorrente de um incêndio não tem como ir para a atmosfera, pois o "átrio" é totalmente fechado, o que beneficia a propagação para os pavimentos superiores. Haverá, portanto, quebra de compartimentação vertical, no que diz respeito à fumaça, dos pavimentos que circundam o recuo. Foi necessário substituir a laje superior por um pergolado, como visto na Figura 24.2 (ver página seguinte).

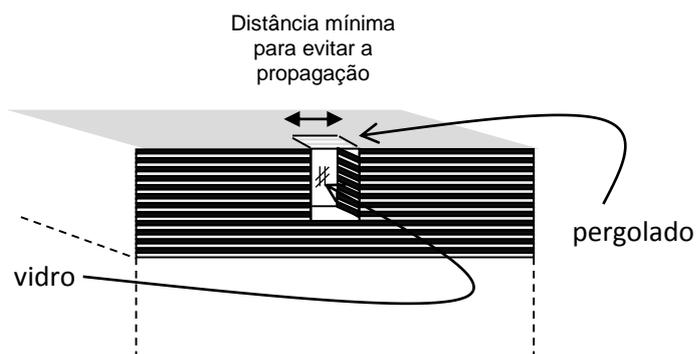


Figura 24.2 - Recuo na fachada de um edifício alto - solução correta

CASO 25: COLAPSO DE UM MURO*Roger Scapini**Florianópolis, SC – junho, 2015***O CASO**

Simplemente levantaram os muros em bloco estrutural, sem armadura de flexão nem fundação adequadas, ver Fotos 25.1 e 25.2. Tocaram aterro em cima e a água se encarregou de inaugurar essa obra de arte.

O condomínio (de luxo) queria uma solução econômica, e conseguiu. Agora estão achando o orçamento dos engenheiros muito caro para fazer o projeto adequado.



Foto 25.1 – Vista parcial do muro, e, em primeiro plano, parte do muro que desabou.



Foto 25.2 – Vista do trecho do muro que entrou em colapso.

CASO 26: UM CASO TÍPICO

Paulo Sérgio Pinto

Rio de Janeiro, RJ – junho, 2015.

Vou citar um caso típico, que costuma levar a colapsos graves, inclusive com mortes ou ferimentos graves. Ou seja, vou contar o milagre, mas sem citar o santo.

Mesmo condenado em diversas normas e recomendações, vemos muito por aí afora escoramentos de madeira roliça com emendas. Acho que nossos colegas devem estar muito atentos para o grave risco que essa "solução" apresenta. A recomendação é muito simples: **nunca façam**. Os grandes riscos devem trazer grandes prêmios e, esse, certamente não é o caso dessa nefanda prática. Será que um homem que se vê responsável pela morte de trabalhadores, por conta de sua própria imprudência, pode dormir tranquilo?

Generalizando a situação anterior, cabe outra recomendação de ordem prática, que parece bastante óbvia, mas nem sempre é obedecida: nunca faça besteiras conscientemente. Seguir caminhos que achamos perigosos para encurtar distâncias pode até funcionar algumas vezes, mas na primeira falha, toda a vantagem inicial terá sido perdida. A boa engenharia não pode ser feita na base de torcida. Fazer besteira e torcer para tudo dar certo é péssima engenharia.

CASO 27: EXCENTRICIDADE DE EIXO DE PILAR EM VIGA DE TRANSIÇÃO

Rubens Migliore

São José do Rio Preto, SP – junho, 2015.

O caso

Edifício residencial em concreto armado com 12 pavimentos-tipo acima do térreo foi projetado com viga de transição na fachada frontal para permitir acesso a garagem em sul-solo. Durante a construção de pavimentos superiores, nos anos 1990, a viga de transição apresentou grandes deslocamentos verticais e giro sobre seu eixo longitudinal. Interrompida a construção, a obra foi escorada para permitir análise detalhada das ocorrências.

As causas

Estudo detalhado do projeto estrutural original apontou que a viga de transição foi concebida recebendo a carga dos pilares superiores sobre seu eixo e desconsiderou a ocorrência de excentricidade da carga vertical em razão de desalinhamento de eixos de viga de transição e de pilares que sobre elas se apoiam.

A correção do problema exigiu reforço da viga de transição com aumento de largura e de altura para apresentar capacidade resistente adequada contra os esforços concomitantes de flexão e de torção devido às excentricidades significativas de reações de pilares superiores. A fundação e os dois pilares de apoio da viga de transição também foram reforçados devido ao acréscimo de flexão nestes elementos em relação ao projeto estrutural original.

A figura abaixo mostra a obra com destaque para a grande viga de transição na fachada tal como se encontra atualmente após o reforço estrutural.



Figura 27.1 – Vista parcial da fachada do edifício

A figura seguinte apresenta uma vista lateral da viga de transição que foi reforçada. Pode também ser inferido o reforço de pilar nas extremidades com acréscimo de seção transversal devido à correta consideração de flexões adicionais nos apoios resultantes da torção na viga de transição.



Figura 27.2 – Vista lateral da viga de transição

Como evitar

Vigas de transição são elementos estruturalmente sensíveis a simplificações de cálculo em virtude da ordem de grandeza das ações sobre elas aplicadas.

A parte o desconhecimento do real comportamento deste tipo de peça quando sujeita a ações de flexão e de torção devido a ações dinâmicas de vento, é certo que toda excentricidade de carregamento e de apoio deve ser considerada cuidadosamente em virtude da importância da peça para o equilíbrio do conjunto.

Quando da modelagem de edifícios com viga de transição, a intensidade e a posição das ações e reações devem ser rigorosamente consideradas.

CASO 28: “PILARES” DE PEDREIRO – UM ERRO RECORRENTE*Egydio Hervé Neto**Porto Alegre, RS – junho 2015***O caso**

Sempre me incomoda ver estes "pilares" que são feitos por pedreiros, à vista e com a tolerância dos nossos colegas, muitos deles jovens que acabam, infelizmente, aceitando esta solução como uma "cultura" que deve ser preservada pois economiza formas, facilita execução, etc, etc. Mas aí está a foto deste erro recorrente, que fica assim como está, com buracos e armaduras aparentes, por absoluto desprezo pela qualidade e desconhecimento de Engenharia, em obras correntes, mesmo que de certo porte.



Foto 28.1 – “Pilar” de pedreiro.

CASO 29: “APERTADORES DE TECLAS” DO COMPUTADOR*Antonio Palmeira**São Luis, MA – junho, 2015.*

A comunidade dos projetistas de estrutura tem discutido o sério problema dos softwares, cada vez mais automáticos e operados por “apertadores de teclas” que, pelo fato de aprenderem a operar o computador acham que são competentes projetistas de estruturas.

Certa ocasião encontrei um projeto onde estavam os desenhos abaixo.



Figura 29.1 – Detalhes da armadura inferior (positiva)

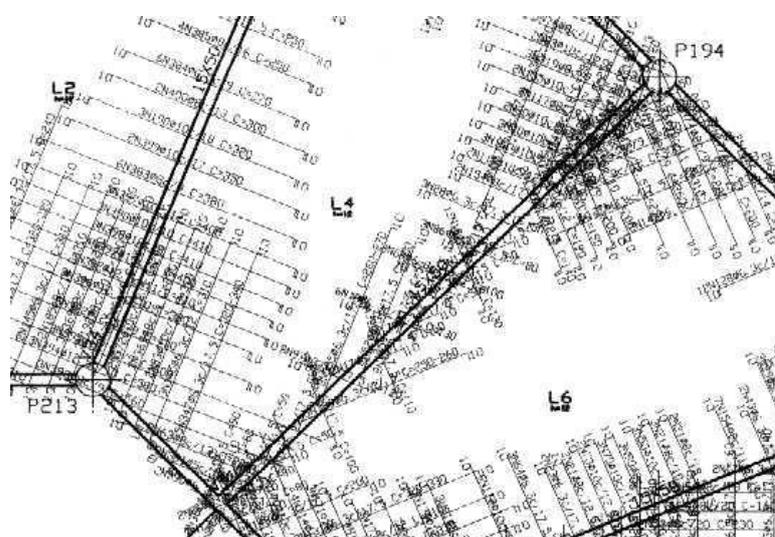


Figura 29.2 – Detalhes da armadura superior (negativa)

Notem que são lajes trapezoidais e foram analisadas por grelha, dessa forma cada conjunto de barras da mesma linha em um sentido têm comprimento diferente e, logicamente, momentos diferentes. O operador do computador simplesmente mandou dimensionar o que resultou nessa absurda quantidade de posições na armadura.

Não guardei os desenhos, mas, nesse mesmo projeto, a maioria das sapatas que seriam tronco piramidais estavam com a inclinação ao contrário, nas bordas eram mais altas do que no centro, junto ao pilar. Demorei um pouco para entender porque o programa fez assim, depois notei que o valor da altura mínima é um dado do engenheiro e, provavelmente, ele não sabia o que significava tal dado colocando qualquer coisa então, quando a altura no centro dava menor que o dado fornecido o computador, inocentemente, desenhava daquela forma.

O absurdo disso tudo é que tais desenhos foram para a obra sem que sequer tenham sido vistos, pois não é crível que alguém, que apenas seja ligado a obras civis, não note que tais desenhos são disparates.

CASO 30 – POSTE NA BEIRA-MAR DE FORTALEZA, CE

Xisto Medeiros

Fortaleza, CE – junho, 2015

Poste na Beira-mar de Fortaleza.

Produto industrializado de concreto armado.

O negócio da empresa é poste de concreto armado.



Figura 30.1 – Um poste na beira-mar de Fortaleza, CE

CASO 31 – EMENDA DE PILAR PRÉ-MOLDADO

Cleverson de Freitas
Curitiba, PR – julho, 2015.

O caso

A imagem da Figura 31.1 mostra a emenda de duas peças que compõem um pilar de uma importante estrutura de ampliação de um aeroporto no Brasil.

O projeto especificou parafusos ASTM-A490, a grandeza do Torque a ser aplicado e o grauteamento dos nichos dos parafusos, após aplicação do torque. Além disso, as chapas das emendas poderiam utilizar pequenos calços para corrigir desvios de planicidade de, no máximo, 4,0 mm.

Porém, como se pode observar na Figura 31.1, nada disso foi obedecido.



Figura 31.1 – Enchimento com argamassa dos nichos dos parafusos da emenda do pilar.

A solução

Determinou-se a imediata lavagem da argamassa aplicada e a instalação dos "cachimbos" para a correta aplicação do graute.

Para o preenchimento entre as chapas, aplicaram-se lâminas de aço com a mesma especificação das chapas, devidamente soldadas para a união dos materiais. As figuras que se seguem ilustram as diversas fases das operações.



Figura 31.2 – Vista da solda aplicada na emenda das chapas entre as peças do pilar



Figura 31.3 – Aplicação do graute de enchimento dos nichos dos parafusos



Figura 31.4 – Vista parcial do pilar acabado.

CASO 32 – TRINCAS EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Cleverson de Freitas
Curitiba, PR – julho, 2015.

O caso

Os blocos de fundação destinados a receber os pilares pré-moldados apresentaram fissuras e trincas logo após concretados, conforme ilustram as figuras que se seguem.



Figura 32.1 – Trincas no bloco de fundação.



Figura 32.2 – Trincas no bloco de fundação.



Figura 32.3 – Trinca no bloco de fundação.

A causa

A hidratação do cimento CP V - ARI nos concretos apresenta um alto calor de hidratação, que demanda cuidados especiais com a sua cura. Exigência essa que não foi observada pelo construtor.

A solução

A ausência de cura do concreto exigiu a abertura das trincas para a injeção de um selante a base de poliuretano, conforme ilustram as figuras seguintes.



Figura 32.4 – Preparo das trincas para aplicação do selante.



Figura 32.5 – Vista após aplicação do selante nas trincas.

CASO 33 – VIBRAÇÃO EXCESSIVA DE PISO DE EDIFÍCIO

Alan Marra

Rio de Janeiro, RJ – julho, 2015.

O caso

Edificação de uso residencial, padrão médio, localizado em Jacarepaguá, RJ, com térreo, seis pavimentos tipo e telhado (4 blocos iguais).

Lajes lisas (sem capitéis) de concreto armado com 18 cm de espessura; pilares de periferia e centrais com 19 cm de largura; inexistência de vigas de borda nas lajes, nem na periferia nem na caixa de escada, e, em alguns pilares, presença de *shafts* junto à maior face do pilar.

O detalhamento "automático" das armaduras fala por si só...

O projeto terá vedações de Aquapanel com preenchimento de massa crupe. Sistema com baixo peso específico.

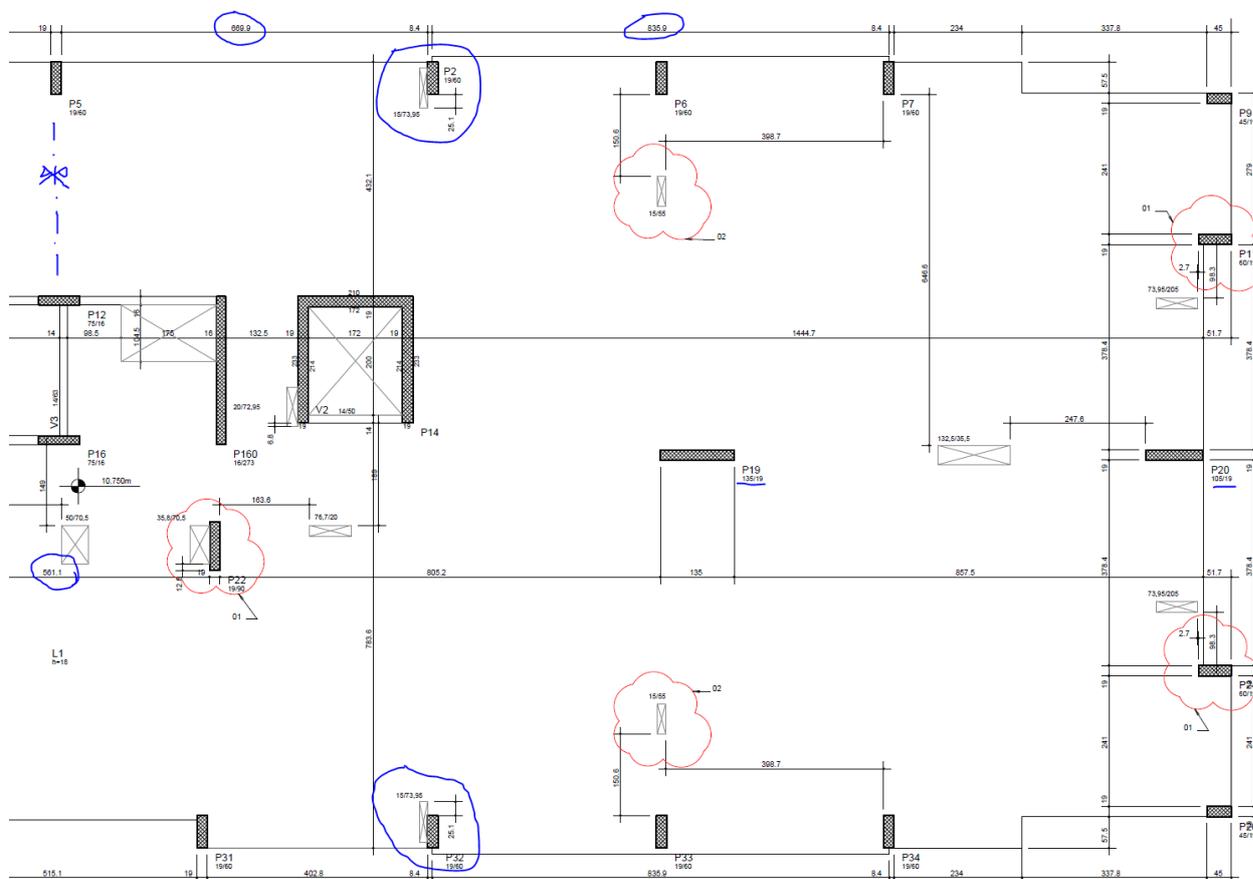


Figura 33.1 – Vista em planta do piso tipo do edifício

A análise de vibrações apresentada a seguir indicou que esse piso tipo não atende às prescrições referentes às vibrações da Norma ABNT NBR 6118:2014 Cap. 23, necessitando de correções.

Análise das vibrações do pavimento tipo.

A Norma NBR 6118:2014 estabelece>

23.3 Estado-limite de vibrações excessivas

A análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais.

Para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência própria da estrutura (f) da frequência crítica (f_{crit}), que depende da destinação da respectiva edificação. A condição abaixo deve ser satisfeita:

$$f > 1,2 f_{crit}$$

Neste item, a Tabela 23.1 não especifica claramente a frequência crítica para edificações residenciais. Costuma-se utilizar para esse tipo de edificação o mesmo valor utilizado para escritórios: $f_{crit} = 4,0$ Hz, pois a utilização é semelhante (ação de pessoas).

Na falta de valores determinados experimentalmente, podem ser adotados os valores indicados na Tabela 23.1 para f_{crit} .

Tabela 23.1 – Frequência crítica para vibrações verticais para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

Caso	f_{crit} Hz
Ginásio de esportes e academias de ginástica	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Passarelas de pedestres ou ciclistas	4,5
Escritórios	4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,5

O valor do 1º modo de vibração do pavimento tipo dessa estrutura (laje com espessura $h=18$ cm) é de $f_1 = 4,032$ Hz. A Norma define que o valor de f_1 deve ser $\geq 1,2 f_{crit}$, ou seja, f_1 deveria ser $\geq 4,80$ Hz. Existem duas regiões na estrutura que apresentam modos de vibração abaixo do recomendado (f_1 e f_2).

Modos de vibração encontrados:

Modo de Vibração	Período (s)	Frequência (Hz)	Frequência (rad/s)	Autovalor
01	,248	4,032	25,335	641,842
02	,239	4,184	26,286	690,971
03	,197	5,068	31,844	1014,064
04	,197	5,072	31,870	1015,710
05	,187	5,341	33,557	1126,050
06	,176	5,695	35,785	1280,552
07	,173	5,780	36,319	1319,062
08	,153	6,539	41,086	1688,077
09	,149	6,716	42,199	1780,727
10	,139	7,201	45,247	2047,310

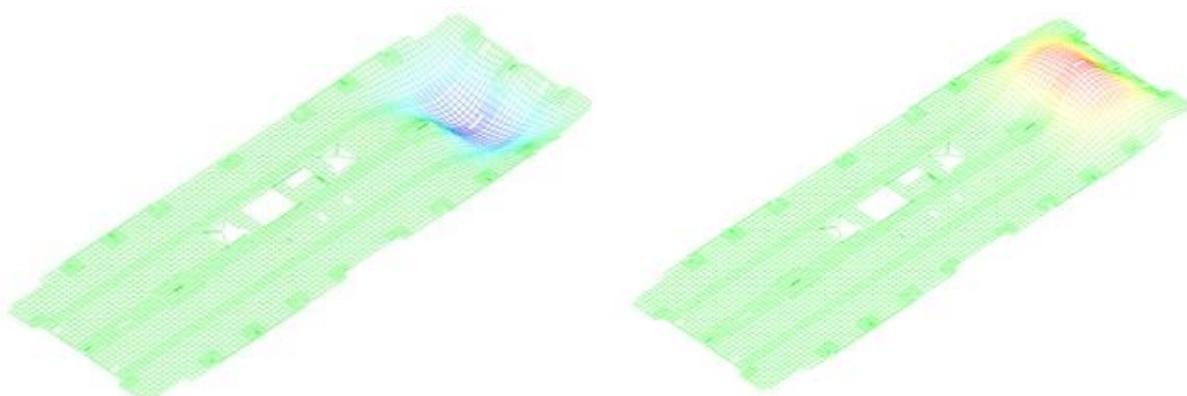


Figura 33.1 - Imagens da animação do 1º modo de vibração. O 2º modo de vibração é no lado oposto da estrutura.

Essas lajes são em concreto armado e essas regiões indicadas apresentam valores para a relação “Vão/Espessura” superiores ao recomendado pela norma e pela literatura técnica consagrada para solução em **lajes protendidas**. O trecho da norma e a tabela a seguir apresentam os valores indicados para essa relação. Lembrando que neste projeto as lajes são de **concreto armado**, sem o benefício da protensão.

Vãos entre P17/P18 e P19/P20: 872.5 cm (distância entre os eixos dos pilares).

$$\text{Relação Vão/Espessura: } 872.5/18 = \sim 48.5$$

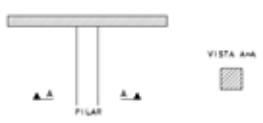
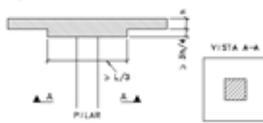
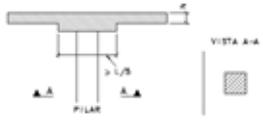
13.2.4 Lajes

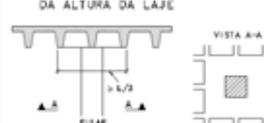
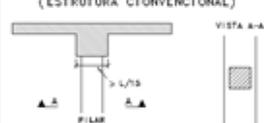
13.2.4.1 Lajes maciças

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{\ell}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{\ell}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

RELAÇÃO "VÃO/ESPESSURA" USUAL PARA SEÇÕES TÍPICAS DE LAJES PROTENDIDAS (L/h)

TIPO DE SEÇÃO	CARREGAMENTO TOTAL (kgf/m ²)	RELAÇÃO L/h (VÃO/ESPESSURA) (6m<VÃO<12m)	
1) LAJE LISA 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	40	
	500 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	36	
	1000 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	30	
2) LAJE COM CAPITEL 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	45	
	500 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	40	
	1000 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	35	
3) LAJE MACIÇA COM VIGA FAIXA 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	VIGA	LAJE
	500 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	45	25
	1000 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	40	22
3) LAJE MACIÇA COM VIGA FAIXA 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	35	18

TIPO DE SEÇÃO	CARREGAMENTO TOTAL (kgf/m ²)	RELAÇÃO VÃO/ESPESSURA (6m<VÃO<12M)	
1) LAJE NERVURADA COM CAPITEL DA ALTURA DA LAJE 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	28	
	500 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	26	
	1000 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	23	
1) LAJE NERVURADA COM VIGAS DA ALTURA DA LAJE 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	28	
	500 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	26	
	1000 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	23	
3) LAJE COM VIGA (ESTRUTURA CONVENCIONAL) 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	VIGA	LAJE
	500 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	42	18
	1000 REVESTIMENTO + ALVENARIA + CARGA ACIDENTAL	38	16
3) LAJE COM VIGA (ESTRUTURA CONVENCIONAL) 	300 REVESTIMENTO + DRIF-HALL + CARGA ACIDENTAL	34	13

NOTA: CARREGAMENTO TOTAL EXCETUANDO O PESO PRÓPRIO.

A situação é agravada ainda mais por se tratar de vãos extremos, próximos à fachada. A não existência de viga de borda e também a falta de continuidade à esquerda do P17 e à direita do P19 agravam o problema da vibração. Além do desconforto aos usuários dos apartamentos causado pela vibração excessiva, existe a possibilidade de ocorrer danos aos elementos de vedação da fachada.

Solução

Torna-se necessário o enrijecimento das lajes do pavimento tipo por meio da utilização de vigas (normais ou vigas-faixas), capitéis sobre os pilares, aumento da espessura da laje ou a combinação destes elementos.

CASO 34 – ERROS PONTUAIS

Alan Marra

Rio de Janeiro, RJ – julho, 2015.

Erro 1

Presença de *shafts* ao lado dos pilares em lajes lisas prejudicam a transferência de cargas aos pilares e a resistência à punção da laje em seu entorno. Ver ilustração desses *shafts* na Figura 34.1.

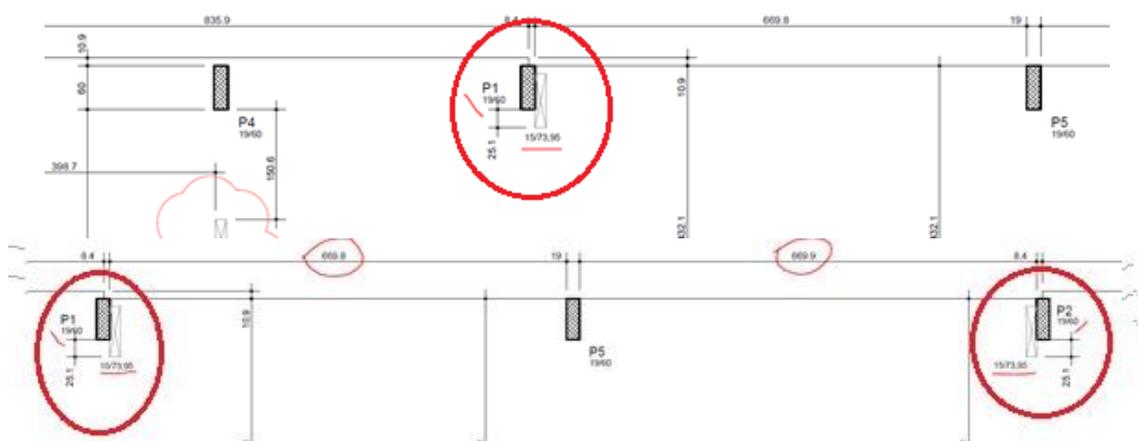
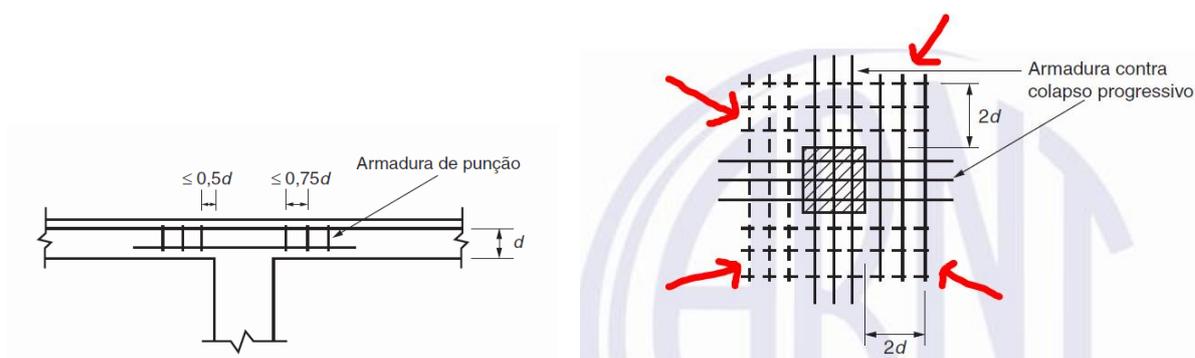


Figura 34.1 – Uso inconveniente de *shafts* junto aos pilares.

Erro 2

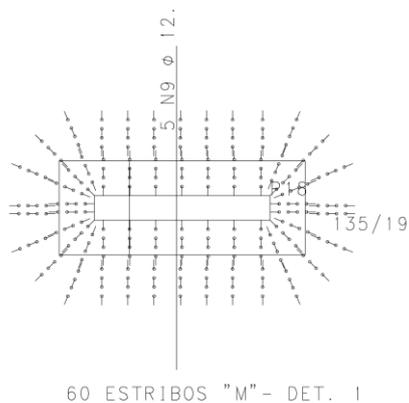
Na verificação de um piso tipo, foi determinado valor de cálculo da tensão solicitante de punção (ELU) sobre dois pilares $\tau_{sd} = 1,95$ MPa - considerando armadura negativa $\phi 20$ c/10 cm e cobrimento de 3 cm – que é **52%** superior à tensão resistente $\tau_{Rd1} = 1,28$ MPa, exigindo utilização de armadura de punção, respeitado o detalhamento apresentado no item 20.4 e na Figura 20.3 (reproduzida abaixo) da NBR 6118:2014.



(Figura 20.3 da NBR 6118:2014. Armaduras de punção)

Erro 3

De acordo com a literatura (Montoya, Hormigón armado, pag. 601 da 12ª edição espanhola, fig 23.80) o detalhamento de armadura de punção apresentado na figura abaixo não é adequado para pilares que tenham a maior dimensão muito superior a menor dimensão, pois somente as extremidades dos pilares suportam as tensões.



CASO 35 – INFLUÊNCIA DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO NO MODELO ESTRUTURAL

David Oliveira

Sydney, Austrália – julho, 2015.

O caso

Esse caso ilustra como a falta de entendimento ou consideração do comportamento geotécnico das fundações e o estado limite de serviço pode afetar as premissas de um modelo estrutural.

Uma ponte de uma importante rodovia construída nos meados da década de 90 foi projetada com vão único de aproximadamente 32 m de comprimento vencido com vigas T de 1200 mm de altura, pré-fabricadas e protendidas. Essas vigas eram simplesmente apoiadas em aparelhos elastoméricos instalados em duas vigas T invertido nos encontros da ponte que também funcionavam como uma pequena estrutura de contenção (cortina). Um espaço de 50 mm foi previsto entre o fim das vigas T e a alma das vigas cortinas no encontro. As vigas cortina (T invertido) nos encontros da ponte funcionavam também como sapatas corridas apoiadas em uma estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético com altura variada de 8 a 11 m.

Essa rodovia precisava ser ampliada com duas novas faixas de rolamento a serem adicionadas à ponte, uma de cada lado.

A premissa principal do projeto era ampliar a ponte de forma tal que os novos elementos estruturais deveriam ter comportamento semelhante aos elementos existentes com o objetivo de reduzir movimentos diferenciais nas juntas do tabuleiro. Durante o projeto básico detalhado, verificou-se que as alas do muro tinham sido dimensionadas para a mesma carga imposta pela ponte e poderia desta forma ser adotado o mesmo conceito estrutural, adicionando-se duas vigas T em cada lado da ponte, ampliando-se as vigas cortina e o tabuleiro, sem necessidade de grandes alterações ou adições à estrutura de contenção.

No entanto, no início da construção, as seguintes observações puderam ser feitas em campo:

- O encontro ‘A’ da ponte apresentava um desnível indicando recalques de 165 mm.

- O encontro 'B' apresentava um desnível indicando recalques de 95 mm.
- O encontro 'A' indicava movimento horizontal de 90 mm em direção ao centro da ponte. O encontro 'B' indicava movimento horizontal de 10 mm em direção ao centro da ponte. Deformações observadas nos aparelhos elastoméricos confirmavam os movimentos de que os encontros se moveram na direção do centro da ponte
- O espaço inicial de 50 mm entre as vigas cortinas e as vigas T, em ambos os encontros, fechou-se na parte superior (Figura 35.1), confirmando os movimentos observados, i.e. $90 + 10 = 2 \times 50$ mm. Isso sugere que o encontro A provavelmente moveu 50 mm horizontalmente até apoiar-se lateralmente nas vigas T que continuaram a se mover até apoiar-se no encontro B.
- As vigas cortinas encontravam-se travadas e apoiadas nas vigas T alterando o comportamento estrutural da ponte. Graute de preenchimento foi observado entre as vigas cortinas e as vigas T indicando que os movimentos acima foram inesperados.
- Observações no muro de solo reforçado mostraram evidências do deslocamento acima com rotação na parte superior próxima da viga cortina.

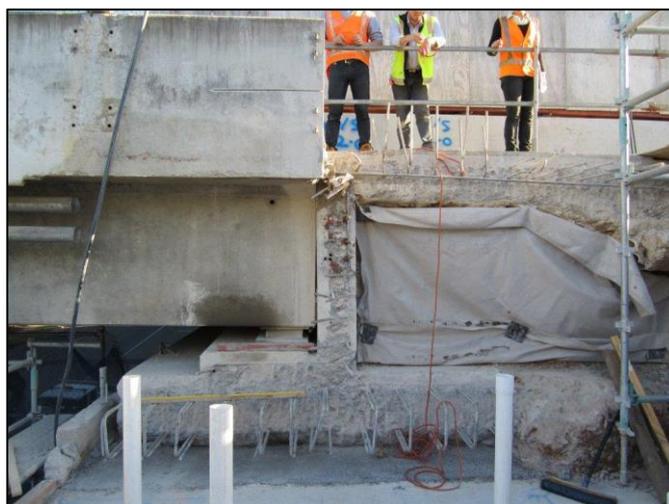


Figura 35.1 – Viga cortina no encontro A (notar alma da viga cortina encostando na viga T).

As observações acima evidenciaram que a ponte não mais trabalhava como uma estrutura simplesmente apoiada com o modelo estrutural originalmente concebido, mas também de certa forma travada lateralmente pelas vigas cortinas. Uma reavaliação do projeto de ampliação tornou-se necessária.

As causas

Verificações do projeto original do muro de contenção suportando as vigas cortinas confirmaram que a estrutura foi adequadamente dimensionada para as cargas verticais da ponte do ponto de vista de estabilidade global, i.e., segurança contra um estado limite último. No entanto, houve pouca preocupação quando ao comportamento da estrutura em serviço e como isso poderia influenciar no comportamento estrutural da ponte, mesmo sabendo-se do comportamento flexível da estrutura de contenção. Houve pouca discussão e comunicação entre o engenheiro de estruturas responsável pela ponte e a equipe de projeto do muro de solo reforçado.

Esse problema é em parte oriundo da nossa educação como engenheiros onde existe grande ênfase no estudo das cargas e tensões em estruturas, mas pouco em termos de deformações e seus efeitos nas estruturas.

Uma outra causa verificada no caso acima trata-se da dificuldade de compactação do solo próximo aos elementos da face onde os reforços de geossintéticos são ancorados. Ensaio de cone dinâmico realizados no muro indicaram solos fofos perto da face que contribuíram ainda mais para o problema acima, do ponto de vista de uma potencial rotação do muro, parte também relacionada à carga excêntrica aplicada às vigas cortinas.

Como evitar e o que foi feito para a ampliação

A maioria das normas que utilizam o conceito de estados limites requerem a avaliação do estado limite de serviço. Isto torna-se ainda mais importante nos casos com estruturas flexíveis e potencialmente sujeitas a grandes deformações. Um retro análise da construção da ponte (Figura 35.2) verificou que o nível de deformações observado (165 mm de movimento total para o encontro 'A' com 90 mm horizontal) poderia ser previsto, não obstante certo grau de incerteza e variabilidade.

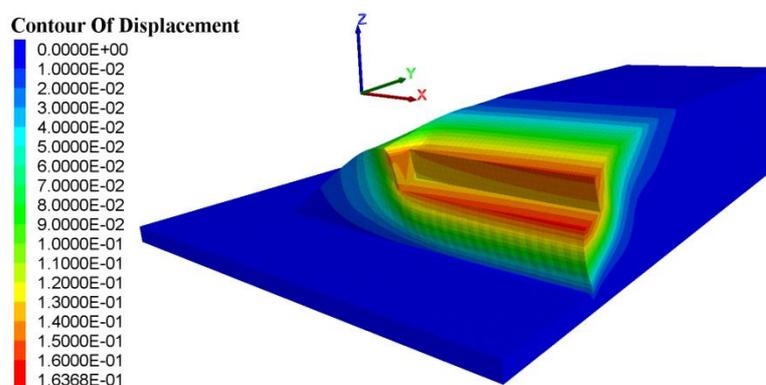


Figura 35.2 - Retro análise numérica das deformações induzidas pela ponte original.

Para a ampliação da ponte, foi mantido o conceito e premissa inicial do projeto onde buscava-se comportamento semelhante entre os elementos estruturais novos e existentes.

Uma análise criteriosa da sequência construtiva com previsão das deformações da estrutura durante e pós construção e sua influência na distribuição das tensões na estrutura foi realizada. A decisão foi promover o contato das novas vigas T pré-moldadas com a nova extensão das vigas cortinas através de aparelho elastomérico horizontais e macacos tipo “flat-jack” bem como somente promover a costura da nova viga cortina com a existente após a estabilização das deformações previstas no modelo (Figura 35.3). O muro de solo reforçado com geossintético foi também reforçado ainda mais com grampos de solo para controle das deformações (Figuras 35.4 e 35.5).

Toda a construção foi monitorada com medida dos deslocamentos e o desempenho excedeu as expectativas de projeto. Os recalques após a construção do tabuleiro (antes do tráfego) foi da ordem de 15 mm , 60% do valor estimado durante o projeto (i.e. 25 mm).

O projeto de ampliação confirmou a solução adotada, possível mesmo com uma estrutura de contenção flexível, uma vez que as deformações foram conhecidas.

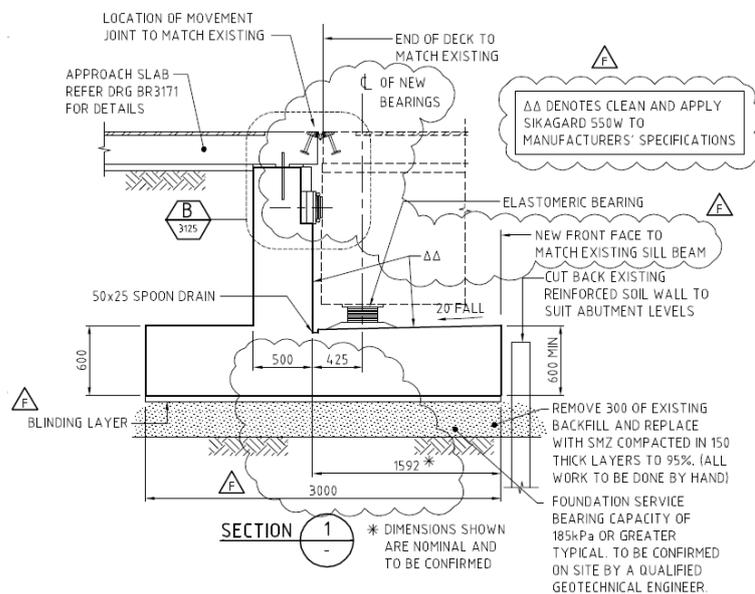


Figura 35.3 - Detalhe das das novas vigas (detalhe B - “flat-jacks”).



Figura 35.4 - Reforço com grampos de solo (controle das deformações).



Figura 35.5 - Novas vigas T instaladas nas duas laterais da ponte (nova viga cortina ainda não "costurada").

CASO 36 – LAJES SIMPLES OU ENGASTADAS?

Antônio Palmeira

São Luis, MA – julho, 2015.

O caso

Estávamos nos últimos anos 70's ou início dos 80's, não lembro bem, quando chegou um colega no meu escritório com uma expressão séria e preocupada: Ele estava conduzindo uma obra, projeto estrutural meu, mas que ficou faltando uma casa de força que não havia na arquitetura fornecida. Para resolver o problema, de forma mais fácil e econômica, o colega usou uma estagiária dele que era a melhor aluna da turma, muito respeitada pelos colegas e professores. Ela fez o projeto estrutural e forneceu a ele uma bela memória de cálculo, ele confiante no que tinha sido calculado executou o tal projeto e pouco tempo depois de tirar o escoramento iniciou-se uma sequência de fissuras “por todos os cantos”.

Como sempre atendo aos colegas em situação difícil, larguei o que estava fazendo e fomos à obra. Era, e ainda está lá, uma casa de força quadrada com uma laje 6,00 m x 6,00 m e com marquises de 50 cm em todo o perímetro, apoiadas em 4 vigas e 4 pilares. Nada mais simples e as dimensões não eram tão subdimensionadas para que algo acontecesse de tão ruim. No entanto, a laje estava trincada, as vigas também e, (impressionante), os pilares tinham também fissuras: Um verdadeiro horror!

Confesso que não entendi o que poderia ter acontecido, simplesmente vendo a estrutura danificada e pedi para ver a memória. O colega levou-me até a estagiária que, com os olhos inchados de chorar, entregou-me um caderno quadriculado com a memória: Um brinco! Via-se que tinha sido “passado a limpo”, as contas, feitas em quilograma-força e metro com três casas decimais! A laje calculada pelo método de Marcus, as vigas e pilares, (era época do método ômega), as sapatas, (um terreno que daria uns 3 kgf/cm² foi considerado apenas 1 kgf/cm²).

Foi abrir tal caderno eu disse “Aqui, está aqui o problema!”, “Onde?”, isso foi uníssono, o colega, a estagiária e outro estagiário que lá estava. “Você calculou a laje como sendo do caso seis de Marcus, deveria ser caso um” e ela imediatamente: “Mais existe continuidade em todos os lados, meu professor disse que se houver continuidade teremos um engaste e não um apoio”.

Bem, a laje deformou, torceu as vigas e estas causaram momentos nos pilares. Toda a estrutura sofreu. Fiz um projeto de recuperação fácil porque pode-se colocar um pilar

no centro e não é uma área nobre. Mas antes disso tive que explicar para a pobre estagiária que o engaste imaginado por Marcus vai depender muito da rigidez da laje vizinha. Depois de alguns exemplos ela entendeu muito bem e disse: “Meu professor bem que deveria ter ensinado assim” e eu respondi: “O meu também...”

CASO 37 – FISSURA EM MARQUISE

Antônio Palmeira

São Luis, MA – julho, 2015.

O caso

Era final da década de 80 quando fui visitado por um colega de uma empresa minha cliente. Ele relatou um problema que estava acontecendo em uma obra que eles estavam construindo. Havia uma marquise, muito extensa, que apresentava fissuras transversais na face inferior! Expliquei a ele que fissuras preocupantes em marquises acontecem na face superior e longitudinais, junto ao apoio. Mas aquelas não eram assim.

Visitei a obra com ele e lá chegando imediatamente detectei qual foi o problema. A figura abaixo é um corte da arquitetura.

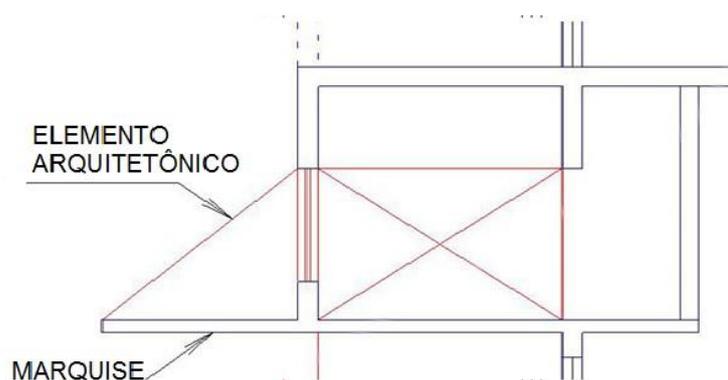


Figura 37.1 – Corte transversal da marquise.

A marquise foi projetada como uma simples laje em balanço com continuidade para dentro. Só que existiam placas triangulares saindo de cada pilar sobre a marquise. O projetista detalhou tais elementos ligados aos pilares e à laje da marquise. Ora, ninguém avisou a tais placas que elas eram simplesmente desejo do arquiteto e que não deveriam influenciar na estrutura, então elas “resolveram” apoiar a laje e assim transformaram o balanço em várias lajes com três apoios e um bordo livre. Nessas novas lajes apareceu momento positivo no sentido longitudinal, onde não existia nem armadura. Quando, para resolver as feias trincas, mandei desligar as placas da laje foi num susto na obra: “já estava trincado e tirariam os apoios?!”. As trincas fecharam.

É importante que os projetistas sempre fiquem atentos aos elementos de concreto armado apenas de arquitetura, eles podem influir no funcionamento previsto da estrutura.

CASO 38 – SAPATA COM PILARES AFASTADOS DO CENTRO

Rafael Navarra

Niterói, RJ – julho, 2015.

O caso

A utilização de softwares para dimensionamento dos mais variados elementos estruturais colabora, e muito, para produtividade das empresas, contudo é preciso estar atento para as diversas situações nas quais não existe aplicabilidade do software em questão.

Numa dessas situações, o projetista, utilizando um software comercial, dimensionou algumas sapatas com pilares afastados do centro da sapata com base no programa. Porém, o software para casos de sapatas com mais de um pilar, solicita que seja informado um pilar fictício centrado para cálculo das mesmas, gerando armações para situação de pilar centrado.

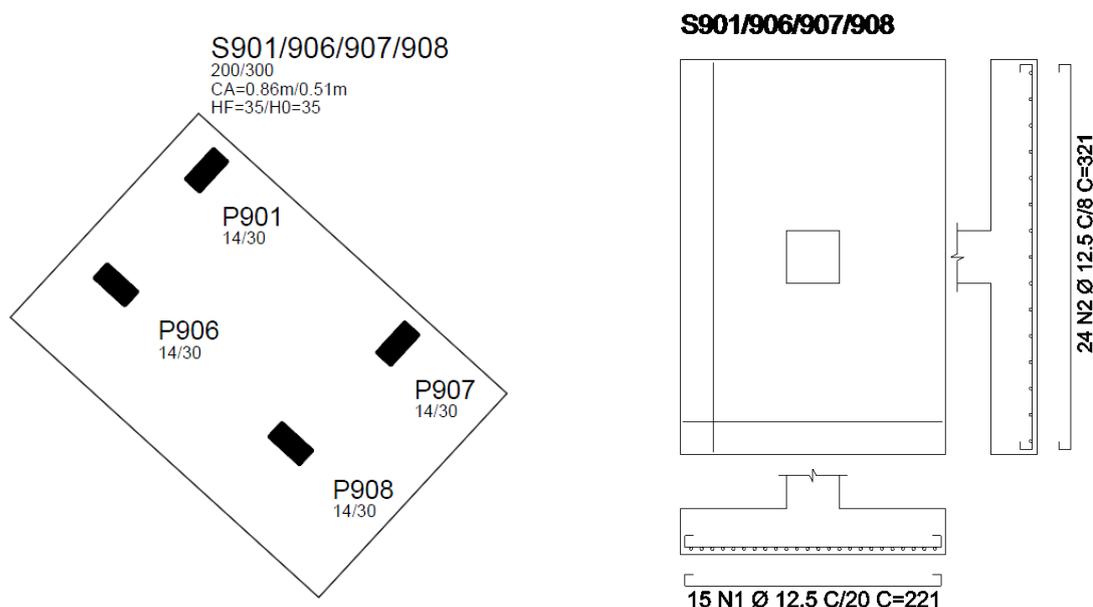


Figura 38.1 – Formas e Armação de uma Sapata com 4 Pilares.

Tal caso gerou armações exageradas para a face inferior da sapata, já que o “balanço” ficou muito maior do que seria na realidade, já para a face superior da sapata, devido ao processo de cálculo do programa, foi desconsiderado o posicionamento dos pilares e, portanto, não se dimensionou qualquer armadura para essa face, o que poderia acabar na ruína do elemento estrutural.

O projeto foi enviado para execução desta maneira, porém alertamos ao calculista a situação que prontamente atendeu nossas solicitações e modificou o detalhamento da sapata.

Já para outro caso, o projetista considerou um pilar fictício único ligando os dois pilares, gerando uma armadura inferior justa, porém, novamente esquecendo-se da armadura superior.

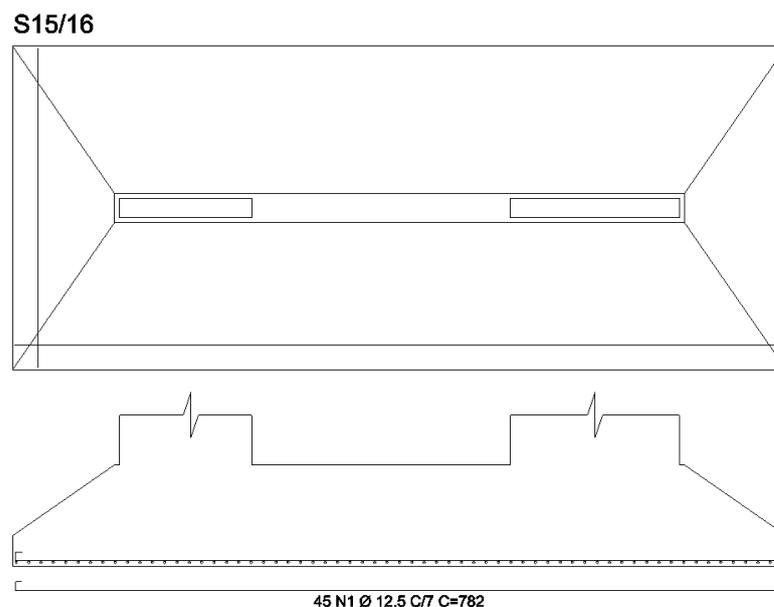


Figura 38.2 – Armadura de uma Sapata com dois pilares.

Nesse caso, a sapata já havia sido executada e a edificação ainda estava em processo de construção, e foi solicitado reforço da sapata com urgência, considerando a situação da sapata na época do reforço.

Como evitar

Certos elementos estruturais possuem elevada importância para o funcionamento adequado da estrutura, deve-se ter atenção dobrada com tais elementos (fundações, vigas de transição, consoles, dentes Gerber, etc.).

A utilização do software estrutural pode auxiliar no desenho das sapatas ou blocos de fundação, porém é importante a checagem dos esforços por modelos de biela-tirante ou flexão-cisalhamento para validar os dados extraídos do programa.

Importante salientar que blocos de estacas também podem gerar os mesmos erros descritos anteriormente, principalmente em blocos com pilares de elevadores e escada em U com estacas entre as abas laterais dos pilares, e blocos com mais de um pilar e estacas entre os mesmos, conforme se ilustra na Figura 37.3.

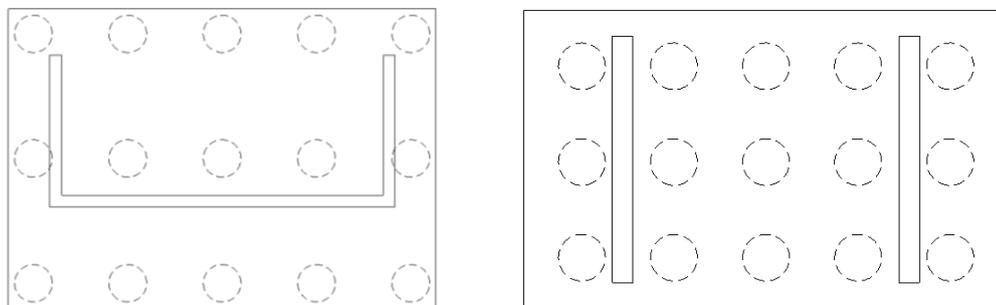


Figura 38.3 – Blocos sobre estacas

A falta dessa armadura superior, nos casos de blocos sobre estacas, pode gerar consequências ainda piores, já que a distribuição das cargas nas estacas depende do modelo utilizado compatibilizado com o detalhamento das armaduras.

CASO 39 – EDIFICAÇÃO EM ÁREA DE RISCO

Marcos Carnaúba

Maceió, AL – julho, 2015

O caso

Trata-se da ruína parcial de um prédio residencial de dois pavimentos, construído na encosta limitante de uma ladeira de acesso da parte baixa de Maceió, bairro do Poço, ao Farol, parte alta.

Após chuvas regionais o talude – muito íngreme – rompeu, e algumas fundações ficaram expostas e penduradas. Aparentemente havia uma fossa – poço negro – envolvida no mecanismo da ruptura.



Foto 39.1 – Vista de escorregamento no bairro do Poço, Maceió, AL.



Foto 39.2 – O escorregamento descalçou as fundações do edifício.

Trata-se de um problema clássico de estabilidade de taludes, e não se deve edificar na área de risco do surgimento de fendas de tração sem o apoio de geotécnicos. A componente do peso do solo – e de cargas sobre ele atuantes – tende a produzir o escorregamento na superfície limitada pela linha tracejada da Figura 39.1, e as forças resistentes compõem-se da coesão do solo e do atrito ao longo da mesma superfície.

Um talude vertical possui uma altura crítica “ h_{cr} ” proporcional à coesão “ c ” do solo. A resistência dada pela coesão é diretamente proporcional à altura “ h ” enquanto as forças que induzem ao escorregamento, deduzida a resistência do atrito, são proporcionais ao quadrado da altura “ h ” do talude, e aumentam mais rapidamente do que a resistência, a medida que cresce a altura. Para argilas puras ‘ c ’ varia de 50 kN/m² (5 tf/m²) a 100 kN/m² (10 tf/m²); “ γ ” varia de 17 kN/m³ a 21 kN/m³ (1,7 tf/m³ a 2,1 tf/m³). Umidade, ou saturação do solo modificam esses parâmetros - (Therzaghi).

A zona de risco de desordens, dependendo da coesão do solo e de outros fatores, dista da borda do talude da ordem de 0,4h a 0,5h, sendo h a sua altura (Tschebotarioff) - o que está resumido no croqui abaixo.

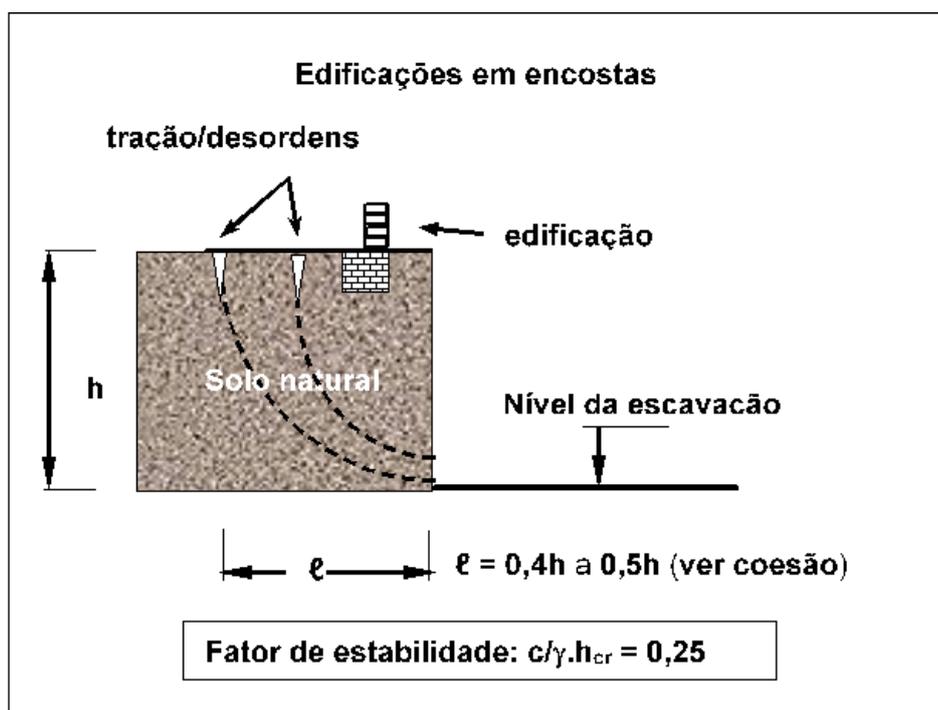


Figura 39.1 – Edificações em situação de risco

Opção escolhida

O proprietário, certamente apoiado por algum engenheiro, ou mestre de obras, ampliou o seu imóvel criando mais um pavimento, inferior, rebaixando o nível das fundações.

Apresenta-se visível na área lateral esquerda uma espécie de muro de contenção, de alvenaria de tijolos cerâmicos, com pilares e vigas. Vide fotos atuais, abaixo.

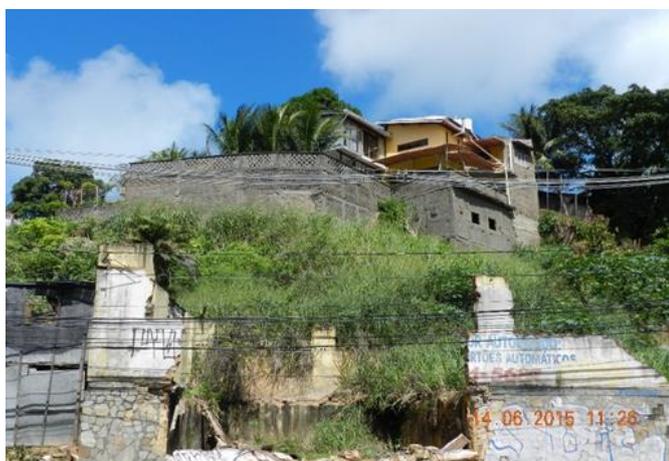


Foto 39.3 – Vista da edificação recuperada.



Foto 39.4 – Vista parcial da recuperação efetuada.



Figura 39.5 – Vista parcial da recuperação.

CASO 40 – EROSÃO COSTEIRA

Marcos Carnaúba

Maceió, AL – julho, 2015

O caso

Trata-se do controle de erosão costeira que, há décadas, assola diversas regiões do Brasil gerando grandes prejuízos. Pesquisadores a atribuem à ocupação desordenada da faixa de domínio da União definida em 1818 como sendo de 33 m (15 braças) medidos a partir do limite da preamar-Terrenos de Marinha; ao desmatamento marginal litorâneo, quase absoluto; ao barramento de rios que impede a disposição de sedimentos na foz que se movimentam de forma desordenada sob ação de ventos e mudanças de direção das correntes marinhas, além de outros eventos.

É assunto controverso porque requer estudos específicos envolvendo os fenômenos atmosféricos, a dinâmica costeira, o perfil oceânico obtido por batimetria sob parceria com a União-PORTOBRAS e INPH - a disposição de efluentes via galerias de águas pluviais. Envolve, também, a progradação (avanço) e a retrogradação (reco) do oceano ao longo do tempo geológico, a subsidência do terreno por exploração da água subterrânea, além de outros.

Abordam-se, de forma simplificada, apenas como ilustração, diversos sistemas de proteção empregados na região Nordeste e em algumas outras, bem, ou mal sucedidos, difícil de avaliar o seu real comportamento ao longo de anos sem pesquisas específicas.

Nas regiões onde ocorre a presença de arenito em pequena profundidade torna-se viável a proteção costeira utilizando-se muros sobre estacas – não é o caso de Alagoas – e em outras utilizam-se diversos tipos de sistemas superficiais que serão mostrados com sumária descrição, alertando-se que não podem ser executados de forma aleatória, porque a dinâmica costeira se modifica e a ação das ondas se desloca, muitas vezes afetando áreas laterais às protegidas, erodindo a borda continental por detrás da proteção.

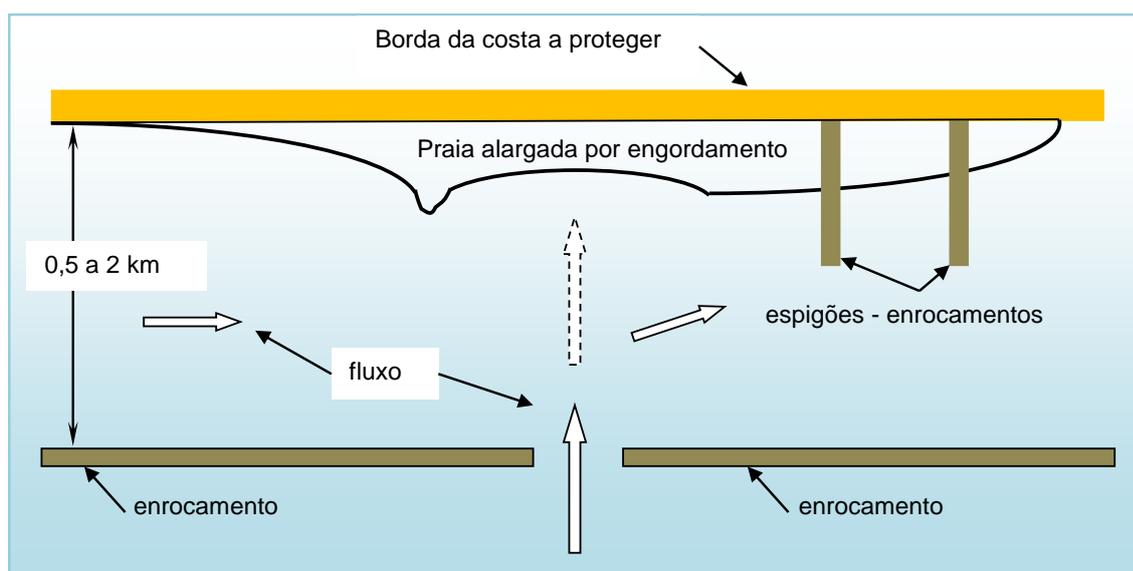
Os sistemas envolvem quebra-mares dispostos longe da costa para reduzirem a velocidade das ondas, outros, perpendiculares à costa para mudarem a direção das ondas promovendo engordamentos de praias – disposição de sedimentos – e outros atuam como anteparos dissipadores de energia formando estruturas de proteção de vários tipos.

Entende-se que é um complexo problema de engenharia, geografia, geologia, hidrogeologia, meteorologia, oceanografia, geofísica e agronomia requerendo cuidados especiais do projetista desses dispositivos que, aparentemente, funcionam durante um certo tempo e depois entram em em colapso. O impacto das ondas (de 20kN/m² a 80kN/m² na base, a zero no topo) não gera inconvenientes em muros comuns porque age em sentido inverso à solicitação de dimensionamento – empuxo do solo a ser protegido.

De grande importância é a variação dos níveis da água do mar na frente da estrutura de proteção em decorrência das marés, e do lençol freático na zona continental que demanda mais tempo para escoar, mesmo sob a presença de barbacãs – aberturas que traspassam a estrutura para escoar a água do terra pleno reduzindo o empuxo.

O vai-e-vem dessas águas carrega do continente para o mar as partículas finas do solo a ser contido daí decorrendo a subsidência retratada por solapamentos das estruturas dentro de sua área de influência. Impedir o carreamento desses solos finos pelo fluxo de águas subterrâneas é um dos desafios a serem vencidos por obras de proteção que, segundo os especialistas, devem – sempre que possível - atuar como dissipadores de energia das ondas, o que se verá em alguns exemplos. Sem dispositivos especiais essas obras tornam-se de caráter temporário.

1)-Intervenções oceânicas



CROQUI ILUSTRATIVO



Paulista-PE–Prof. Valdir Vaz Manso



Quebra-mar (Jaboatão, PE)

2)-Intervenções na borda continental



2.1-Enrocamento – Boa Viagem, PE



Enrocamento destruído-Maceió, AL



2.2- Gabião – Ponta-Verde – Maceió



Gabião – Ponta-Verde – Maceió, AL

2.3-Estacas justapostas e muro sobre estacas



2.3-Estacas justapostas –Tapes, RS



Muro sobre estacas–Macaé, RJ



2.4-Escadarias de argamassa – cimento, areia da praia e água do mar - AL



2.5-Geomembranas cheias de micro-concreto-Ponta Verde e Japaratinga-AL

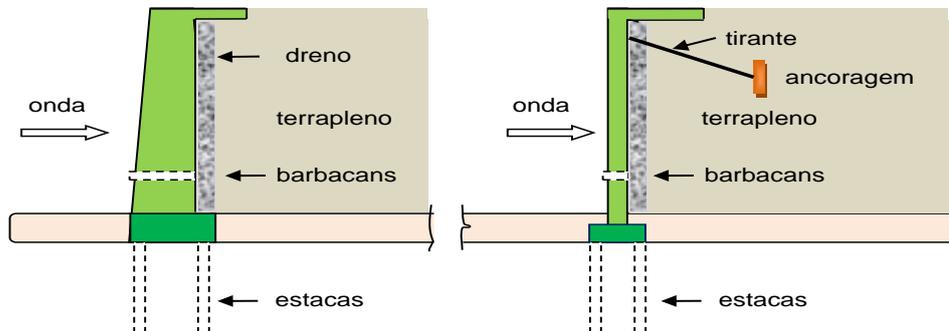


2.6-Geomembranas alongadas cheias de micro concreto - Geotube

3-Alguns tipos de estruturas de proteção sugeridas, onde couber.

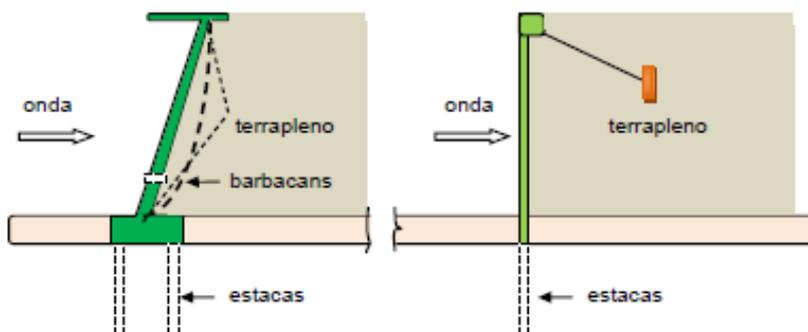
É imprescindível a utilização de mantas de geotêxtil no tardo do muro para conter o fluxo de material fino que percola sob oscilações do nível da água subterrânea, continental, variável em função do ciclo de elevação e abaixamento das águas do mar - preamar e baixa-mar.

Muros de peso, ou de concreto armado atirantado, com ou sem estacas na fundação
NÃO RECOMENDÁVEIS: paramento vertical ou de pequena inclinação externa



Muros de concreto armado com paramento vertical, inclinado, em linha quebrada, degraus ou côncavo.

Estacas prancha de ficha, sempre com viga de bordo e atirantadas, ou cortina de estacas.



Diversos outros tipos poderiam ser mostrados, e constam da bibliografia específica

4-Alguns efeitos da erosão costeira, e um tipo vegetação protetora



Orla da Ponta-Verde, Maceió – AL – Fotos Gazeta de Alagoas



Orla da Ponta-Verde, Maceió – AL – Fotos Gazeta de Alagoas



Barra Nova - Marechal Deodoro – AL – Fotos Gazeta de Alagoas



Japaratinga - AL

Salsa – vegetação nativa com sistema radicular difuso fixador de areias da praia e dunas.



Fotos históricas de casarios e do coqueiro Gogó da Ema – Maceió, AL - que, na década de 1940, se encontravam dentro de um coqueiral, bem afastados da borda continental – testemunho do autor. Ao longo dos anos foram destruídos pela ação do mar tendo o Gogó da Ema tombado no ano de 1955. Na época não se falava em aquecimento global, e talvez a destruição desses elementos históricos esteja vinculada à construção do Porto de Maceió na década de 1940, inicialmente proposto como ‘pier’ e modificado para ‘molhe’ – enrocamento - com rodovia de concreto, ou seja, decorrente de ação antrópica que modificou o ecossistema. Fotos-internet



Foto histórica do Farol do Cabeço (1), situado em Brejo Grande – SE, quando ainda em terra firme, no povoado de mesmo nome, década de 1980. Após a regularização da vazão do rio São Francisco, barragem de Xingó, ocorreu uma brutal mudança na dinâmica da foz. O mar destruiu o povoado e expulsou seus moradores. O Farol do Cabeço, há alguns anos se encontrava onde se vê na última foto. Fonte – internet.

Proposições

A problemática da erosão costeira é secular, atinge toda a costa do Brasil e tende a se potencializar ao longo das próximas décadas, cabendo a nós, engenheiros, nos unirmos na busca de soluções que visem proteger o patrimônio público.

Requer-se respeitar as movimentações do nível do mar e, em alguns casos, utilizar Cartas Geotécnicas e banco de imagens de satélites para a delimitação de zonas mais sensíveis e dinâmicas do litoral que devem ser respeitadas pelos planos diretores dos municípios, impedindo a ocupação da orla marítima.

O Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro foi instituído pela Lei 7661-15/05/1988, regulamentado pelo Decreto nº. 5.300 de 7/12/2004, declara ser a Zona Costeira Patrimônio Nacional e expressa o compromisso brasileiro para com o seu desenvolvimento sustentável.

Carente de recursos para as universidades e instituições afins com vista a pesquisas nas citadas áreas multidisciplinares, urge providências para estancar os processos erosivos, costeiros, um problema mundial que o Brasil, subentende-se, ainda não o considera de interesse nacional apesar da promulgação de leis.

As intervenções nos grandes rios que deságuam no oceano - hidrelétricas do rio São Francisco como exemplo - e a implantação de grandes obras na costa brasileira, geram sérios impactos ambientais, e estruturais na borda continental. O porto de Suape-PE demonstra isso.

Os engenheiros calculistas de estruturas devem aprofundar os seus conhecimentos nessas áreas, e participar ativamente requerendo - para projetos continentais e litorâneos com potencial de influências na dinâmica costeira, com vista a minimizá-las ou evitá-las - estudos aprofundados das opções que mais se adequem às diversas regiões.

Não se coadunam com a boa Engenharia as improvisações executadas Brasil a fora.

BIBLIOGRAFIA

- I SEMINÁRIO SOBRE EROSÃO COSTEIRA PROMOVIDO PELA ASES-MACEIÓ, AL.
- I.D. Correa¹, O. Ferreira² y J. Alcántara-Carrió³ - INTRODUCCIÓN A LOS RIESGOS GEOLÓGICOS LITORALES
- A. Guerrin - TRAITÉ DE BÉTON ARMÉ

CASO 41 – PATOLOGIAS EM UM EDIFÍCIO

Marcos Carnáuba

Maceió, AL – julho, 2015

1-DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA EDIFICAÇÃO

Trata-se de um edifício residencial construído há cerca de 20 anos, composto de Pilotis-Garagem, e oito pavimentos-tipo com quatro apartamentos cada um.

Estruturado de concreto armado com os pilares do Pilotis recuados da ordem de um metro do contorno perimetral dos demais pavimentos, que se projetam em balanços onde estão situados WC e quarto.



Figura 41.1 – Vista parcial do edifício

2-HISTÓRICO DE ANOMALIAS

Ao longo do tempo e, por ouvir dizer, desde a entrega do edifício, diversas manifestações patológicas ocorreram em alvenarias e foram sanadas pelo construtor. Destacam-se citações sobre fissuras diversificadas em paredes de alvenaria, algumas recorrentes, e deslocamentos de cerâmicas dos pisos.

3-PATOLOGIAS VISUALIZADAS DURANTE A VISITA

Nas varandas e banheiros da fachada, foram observadas diversas patologias em seguida mostradas. De acordo com informações as patologias ocorrem desde a entrega dos apartamentos, são recorrentes, e eventuais estalidos são ouvidos durante a noite. Após a ocorrência de chuvas as rachaduras se ampliam. Mostram-se algumas de suas ocorrências nas fotos abaixo.



zonas afetadas

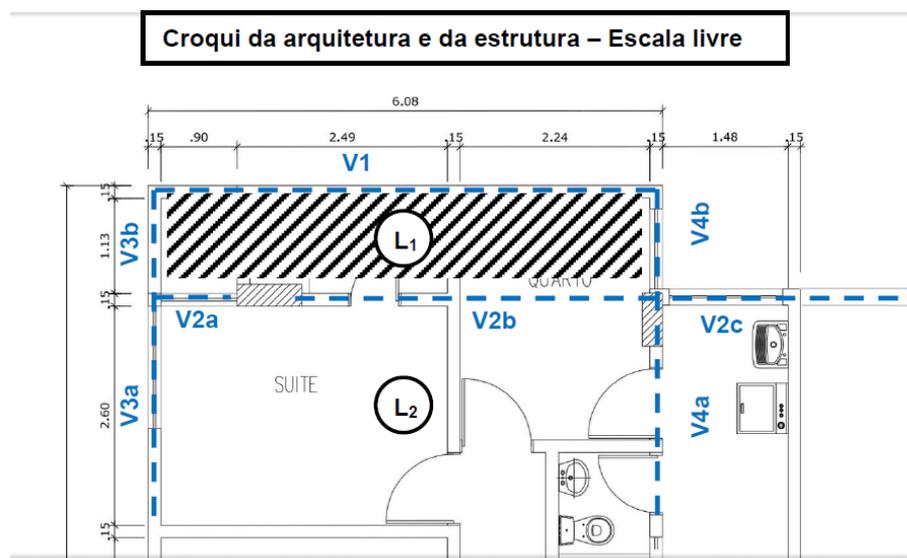


Rachaduras nas paredes do WC/varanda



Descolamentos do g. corpo e de paredes

Sob a inexistência de projetos, foi elaborado um croqui da arquitetura da área lesionada, e sobre ele lançada a estrutura existente observada através de aberturas no forro de gesso do Pilotis.



Aparentemente, o trecho hachurado, denominado laje L1, sobre o qual se apoiam trechos de paredes do quarto e do WC, foi calculado como laje em balanço e é continuidade da laje L2 sobre a qual se apoiam diversas paredes. As vigas de borda V1, V3b e V4b aparentemente servem de moldura para o forro rebaixado de gesso, o que deve ser verificado para comprovação.

As rachaduras e fissuras, recorrentes, que afetam as áreas em balanço limitadas por pilares e alvenarias externas das fachadas, são indicativos de a estrutura continuar trabalhando após cerca de vinte anos, o que deve ser considerado como um alerta de risco.

Sugeriu-se o imediato escoramento da V1 como prevenção de eventual ruína, no entanto há de se verificar a estrutura como um todo. A laje L1 tem continuidade com a L2, e o escoramento da V1 modificará substancialmente o sistema estrutural já existindo discretas fissuras em alvenarias distribuídas sobre a L2.

No momento atual, foi apresentado um relatório de visita técnica com essas observações.

4-CONCLUSÕES

Estruturas em balanço, com ênfase para lajes de pavimentos múltiplos, requerem cuidados especiais do calculista e do construtor. As deformações são, praticamente, inevitáveis e recomenda-se reforçar a estrutura do primeiro piso a ser calculado aumentando-se em cerca de 30% as cargas atuantes – quando os pavimentos são iguais.

O calculista não era da minha Alagoas.

5-COMPLEMENTO – DOIS CASOS VIVENCIADOS

5.1-Há algumas décadas calculei a Agência Farol do Banco do Estado de Alagoas, que faliu, onde hoje funciona uma Agência da CEF.

Estrutura pesada, apertada, com vigas de seção variável nos balanços da ordem de 5 m. Explicitei nos desenhos que o fechamento da fachada principal com Blindex, deveria conter dispositivos especiais de fixação porque a estrutura se deformaria ao longo dos anos. Defini por lá a flecha prevista que já não lembro.

Cerca de oito anos depois o Engenheiro do banco me telefonou informando ocorrera um estrondo e a agência fora evacuada. Rompera um dos grandes vidros de vedação da fachada, e vários outros pareciam o arco que às vezes utilizo. Tiveram de fazer um rasgo no piso para retirá-los e remontá-los sem maiores danos.

5.2-Há algumas décadas projetei a ampliação do Hotel Beiriz, no Centro de Maceió, que ora abriga uma secretaria de governo, e no meio disso havia a ampliação – continuidade lateral - de uma marquise existente.

Lembro-me que a contraflecha fora da ordem de 3 cm. Durante o acabamento da fachada como um todo, o construtor, nosso colega, achou muito disforme a minha marquise com o ‘bico’ levantado da existente, os 3 cm citados. Não pensou duas vezes. Ao longo do bordo livre estocou alguns sacos de cimento e os retirou quando a face inferior da nova marquise se nivelou com a existente.

Permaneceram assim, desniveladas, a minha com o “bico” pendurado sob a influência da fluência. Foi demolida há alguns anos durante uma outra reforma.

CASO FINAL

Quando estudei na EEP-UFPE, fui diplomado em 1966, já havia estagiado durante os dois últimos anos no Escritório do Engenheiro Luciano Lobo. Aprendi com ele os macetes profissionais – e ali introduzi o método das bielas que constava do Guerrin, versão em francês, livro que adquirira em 1965. Tinha muita amizade com os diretores do ETEC Jaime de Azevedo Gusmão, e José Fernando de Melo Rodrigues, ambos já falecidos, assim como Arlindo Pontual e Eleumar Martorelli. Todos esses escritórios ficavam perto e, vez em quando, eu dava uma passadinha para conhecer as novidades.

A Companhia de Abastecimento de Água de AL implantara em Maceió, tinha eu uns 3 anos de formado, a adutora do Cardozo com cerca de 11 km de extensão. Naquela época era muito raro se fazer sondagem por aqui, mas um trecho da adutora passava por uma região com solo de argila muito mole e a solução dada por Jaime Gusmão fora blocos sobre estacas metálicas, no caso trilhos ferroviários usados.

Segundo informações recentes do Engenheiro Márcio Barbosa Callado, ex-diretor da CASAL, o trecho é em caixão fechado com seção de 60 cm por 110 cm, e paredes de 10 cm de espessura, vãos de 16 m, apoiados em Neoprene sobre os blocos. Não se falava em elastômero, mas sim na marca do fabricante.

Creio que os comprimentos de algumas estacas foram, na época, espantosos. Talvez ainda sejam. Diversas tinham comprimento de 40 m a 50 m, e algumas chegaram a 90 m.

Certo dia José Fernando me telefonou e pediu-me para ir dar uma olhada em alguns distúrbios que estavam ocorrendo na estrutura de concreto armado. Ainda está em funcionamento.

Realmente, havia uma estranha fissuração nas imediações de um dos blocos e a minha inspeção constatou que o aparelho de apoio estava confinado dentro de placas de Madeirit que algum operário esquecera de retirar após a concretagem do caixão. Mandei retirá-las e a estrutura passou a trabalhar como fora projetada.

CASO 42 –XIXI DE CACHORRO

Ruy Fonseca

Manaus, AM – julho, 2015

O caso

Convidado por um amigo engenheiro, fui ver in loco uma estrutura metálica no interior do Amazonas. A estrutura, constituída de pilares metálicos suportando uma arquibancada de concreto armado que nada mais era do que uma estrutura mista.

Bem contraventada, a estrutura já tinha sido usada várias vezes pelo público que pôs a prova sua estabilidade mesmo diante das cargas dinâmicas provocadas pela torcida vibrante.

Ocorre que a oxidação das peças metálicas preocupava o amigo que tinha de fazer um relatório sobre uma possível interdição para reformas e fechamento temporário.

Durante a inspeção, verificamos que a oxidação das vigas não era preocupante e uma revisão na impermeabilização resolveria.

Preocupante, porém, era a situação do pé dos pilares que apresentavam uma alta oxidação na chapa base e na coluna.

Com um pedaço de vergalhão retirei a ferrugem que saiu em lascas atravessando a alma do perfil. Ficamos assustados.

A causa

Conversando sobre como solucionar o problema e suas prováveis causas, um cachorro, sorratamente, se aproximou da coluna e fez xixi. Estava explicada a causa da alta oxidação dos pilares.

Como evitar

A solução encontrada foi a de fazer um reforço soldando chapas e, para evitar o xixi, encamisar a coluna com concreto até uma altura razoável.

CASO 43 – O ACUMULAR DE ERROS NO CASO DE UM MONOPOLO AUTO-SUPOSTADO

Rui Travanca

Lisboa, Portugal – julho, 2015

O caso

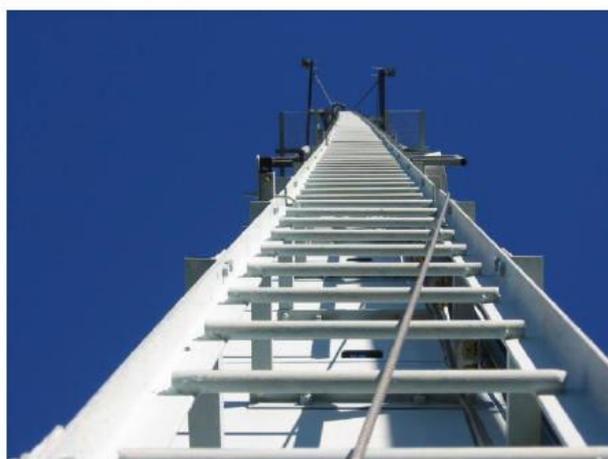
Este caso refere-se a um monopolo auto-suportado para telecomunicações, contruído em finais da década de '90, em Portugal, com 40m de altura, apresentando secção transversal quadrada com dimensões variáveis ao longo da altura, sendo o seu fuste constituído por chapas de aço de alta resistência enformadas a frio e soldadas longitudinalmente (ver figura 43.1-a). O fuste metálico é constituído por 8 troços distintos, com 5m de altura cada, com espessuras de chapa com 6mm para os 4 primeiros troços, e com 5mm para os 4 últimos; as secções transversais quadradas apresentam de lado 1.20m na base e 0.45m no topo, variando linearmente ao longo da altura; a ligação entre os diversos troços é realizada por intermédio de ligações aparafusadas em cada um dos vértices, do tipo chapa e contrachapa (ver figuras 2 e 4). Através da consulta do projecto foi possível identificar que a fundação consiste de uma sapata semi-profunda de betão armado, apresentando as dimensões em planta de 1.90x1.90m, e com 2.70m de profundidade. De referir ainda que este caso se encontra igualmente referenciado num artigo, obviamente que de forma bastante mais formal e contextualizado, publicado em 2013, mais concretamente, Travanca et al., "The past 20 years of telecommunication structures in Portugal", *Engineering Structures*, Volume 48, 472-485, 2013.

No início do ano de 2006 foi dado o alerta que este monopolo apresentava uma deformação permanente para um dos lados (ver figura 43.1-b), algo que conduziu à inspecção da estrutura, assim como à revisão do projecto, com o intuito de avaliar a segurança estrutural do monopolo. Após a inspecção realizada foram detectadas várias anomalias que constam num relatório de inspecção, e que se descrevem de forma sucinta: i) o monopolo não se encontra totalmente aprumado, i.e. apresenta uma deformação permanente para um dos lados; ii) nas uniões entre os vários troços verifica-se que a junta está mais aberta no lado das fibras traccionadas, como consequência da deformação permanente observada (ver figura 43.2); iii) junto das uniões é perfeitamente visível que as chapas metálicas apresentam concavidades, sendo resultado da instabilidade local das chapas; iv) em algumas zonas é possível observar o destacamento de pintura mas sem indícios de corrosão no aço; v) constatou-se que

dois dos chumbadouros romperam, um num vértice e outro na segunda posição a contar do canto; o tipo de ruptura observada pode indiciar excesso de aperto (ver figura 43.5-b); vi) observou-se uma fenda vertical num dos vértices do fuste metálico, desde a chapa de base até 40cm da altura (ver figura 43.3-a); o aparecimento desta fenda pode ter duas causas prováveis, quer seja de forma isolada e/ou combinada: a) a secção pode ter sido enformada a frio e com raio de dobragem muito apertado, provocando logo de início uma microfissuração que se foi agravando com a idade da estrutura; agravando e propagando devido aos ciclos de carga que este tipo de estrutura está sujeita; e b) pode também tratar-se de uma fissura longitudinal devida a esforços combinados de flexão e torção, pois trata-se de uma secção quadrada de parede fina, i.e. com baixa rigidez de torção; vii) constatou-se a existência de uma fenda horizontal, imediatamente acima das chapas de Gousset; esta é uma fenda tipicamente provocada por esforços de flexão global da estrutura; viii) observou-se também a existência de fissuras horizontais na junção do fuste com a chapa de base e entre as chapas de Gousset (ver figura 43.3-b); e ix) salienta-se ainda a inexistência de argamassa anti-retráctil, i.e. para assentamento da chapa da base e para protecção dos chumbadouros (ver figura 43.5-a); o monopolo encontra-se suspenso nos chumbadouros; por hipótese, os chumbadouros podem ter entrado em cedência devido a aperto ou reaperto excessivo, mas também por se encontrarem parcialmente corroídos.



a) Vista geral.



b) Falta de verticalidade.

Figura 43.1 – Vista geral do monopolo T40m.



a) Face c/ junta aberta.



b) Face c/ junta fechada.

Figura 43.2 – Detalhe do tipo de ligações entre troços.



a) Num dos vértices.



b) Junto da chapa de base.

Figura 43.3 – Algumas das rupturas e/ou fissuras observadas.

As causas

Após a inspecção do monopolo foi realizada a revisão do projecto da estrutura, para se entender e melhor fundamentar o observado. Dessa revisão será de salientar as principais conclusões.

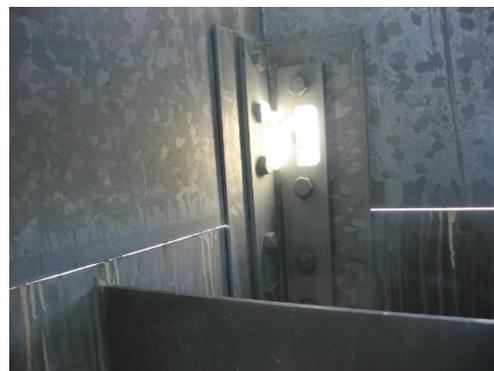
No projecto realizado apenas foi considerada a acção do vento incidindo a 0° ; a acção do vento a 45° , que neste caso e de uma forma geral, é justamente a acção condicionante para a análise e dimensionamento, não foi sequer considerada. Constatou-se ainda que no projecto estrutural foi considerada uma velocidade do vento constante c/ valor de 140km/h e independentemente da altura; no caso em análise esse era de facto o valor da velocidade a ser considerada na base da estrutura, i.e. 39m/s equivalente a 140.4km/h mas que iria gradualmente aumentando até aos 46.99m/s, i.e. 169.2km/h. Apenas para a acção do vento incidindo a 0° , e focado na força de corte basal, a

diferença será de 36% por defeito. Mas sublinha-se, pela sua importância, que a acção do vento condicionante incidindo a 45° nem foi considerada. Percebe-se, portanto que, do lado das acções, os cálculos apresentados em projecto pecam por defeito, o que irá afectar todo o dimensionamento da estrutura metálica, fundação, chumbadouros, etc.

Abro aqui um parêntesis, para fazer porventura um exercício inglório, de pensar que razão pode ter levado o projectista a ter utilizado uma velocidade do vento constante com o valor de 140km/h. Não tendo sido justificado este valor, e a observação da não concordância com a regulamentação, e que poderia p.ex. entrar em linha de conta com a vida útil da estrutura, a única razão que me ocorre é que tenha existido uma confusão com a denominada velocidade em serviço, que constaria no caderno de encargos, e que hoje é de 100km/h, mas que naquela época era exactamente de 140km/h. Obviamente que esta confusão nunca poderia justificar a falha até porque o caderno de encargos nunca poderia se sobrepor à regulamentação, e muito menos quando nem justificado este desrespeito notório para com a regulamentação.



a) Vista exterior da ligação.



b) Vista interior da ligação.

Figura 43.4 – Tipo de ligação adoptada para união dos troços.

Apresentados os principais erros detectados aquando da definição das acções irei agora centrar-me do lado das resistências. No dimensionamento da estrutura metálica, mais concretamente do fuste metálico, foi considerada uma distribuição elástica das tensões. Como é conhecido, para este tipo de secções com parede fina, i.e. com uma grande relação largura/espessura, as tensões não se distribuem de forma uniforme na secção; assim, o método que é preconizado p.ex. no Eurocódigo é o de enfraquecer a secção, i.e. substituindo a secção bruta com uma tensão variável, por uma secção efectiva com uma tensão uniforme. Este método é bastante prático e destina-se a avaliar a resistência

última e a capacidade de rotação, tendo em conta a possibilidade da ocorrência de fenómenos de encurvadura local. De facto, foi isso mesmo que ocorreu, algo que consta no relatório de inspecção, e que justifica o observado. Aliás, o tipo de ligação adoptado (ver figuras 43.2 e 43.4), com recurso a cantoneiras e chapas dispostas nos vértices do fuste, apenas poderia agravar este problema, que se aplicaria somente para as zonas comprimidas, mas provocando igualmente a concentração de tensões também nas zonas traccionadas. Conclui-se, portanto que do lado das resistências, o projecto é contraproducente na avaliação da resistência das secções transversais. Mas, infelizmente, neste caso, os erros não terminam aqui: apesar dos chumbadouros preconizados em projecto serem M30, e que pelas razões apontadas estariam também subdimensionados, verificou-se que seriam de resistência superior aos efectivamente aplicados no local, e que consistiam em varão roscado Ø20. Constatou-se ainda que os furos na chapa de base eram de facto para os chumbadouros M30 preconizados em projecto, mas tendo em conta que foram aplicados os chumbadouros em varão roscado Ø20, existiam folgas exageradas que poderão ter provocado o corte por fadiga devido a acções cíclicas, algo não conclusivo. De qualquer modo, dado que os chumbadouros não se encontrariam devidamente dimensionados, apresentando-se igualmente parcialmente corroídos, seria de esperar a rotura sucessiva destes, facto esse que veio mesmo a ocorrer.



a) Detalhe da ligação à fundação.



b) Ruptura num dos chumbadouros.

Figura 43.5 – Ligação da estrutura metálica à fundação.

Como se pode perceber, a própria fundação também estaria subdimensionada. Cabe ressaltar que este caso já tem uma década, mas cada vez mais se tem insistido na importância da consideração implícita da interacção solo-estrutura para este tipo de estruturas, i.e. a fundação poderá conduzir a uma amplificação dinâmica dos esforços em nada desprezável, e que apenas irá agravar tudo o que foi exposto. O mesmo se poderá dizer em relação ao tipo de ligação adoptado. Tanto a fundação como as ligações entre os diversos troços irão afectar de forma negativa a resposta da estrutura,

algo que nos merece, como descrito, um estudo mais aprofundado, e não apenas para este caso.

Percebe-se, portanto que, tanto os erros na definição das acções conjugado com os erros na avaliação das resistências, assim como o acumular dos erros na fase de construção, e mesmo a concepção de toda a estrutura no seu geral, traçaram o destino final da mesma. De referir que um fabricante destas estruturas, neste caso, um fabricante internacional, não fornece apenas uma estrutura deste tipo, pelo que estes erros, como podem imaginar, foram replicados em outras que foram, entretanto substituídas.

Como evitar:

O “como evitar?” parece um pouco incauto num caso onde houve erros em todos os campos. Mas o que me levou a apresentar este caso na série “aprendendo com os erros” é exactamente o facto de os casos mais graves não surgirem como resultado de um simples erro, mas sim o somatório dos mais variados erros. Os coeficientes de segurança utilizados na Engenharia de Estruturas cobrem uma série de incertezas, incluindo até uma parcela para os nossos modelos imperfeitos. Mas com um limite! Este acumular de erros torna-se ainda mais gravoso neste tipo de estruturas especiais, dado que: i) a acção do vento apenas pode ser descrita em termos estatísticos; ii) praticamente todos os elementos que constituem estas estruturas encontram-se solicitados e com pouca, ou mesmo nenhuma, capacidade de redistribuição; iii) apresentam baixo amortecimento estrutural; iv) por regra são estruturas leves, apresentando ainda elevada esbelteza e grande flexibilidade; e v) as frequências encontram-se no pico do espectro do vento pelo que a resposta da estrutura será, de uma forma geral, largamente amplificada e quando comparado com estruturas convencionais. A aparente simplicidade deste tipo de estruturas esconde uma outra realidade, sendo que este tipo de estruturas necessita forçosamente de uma atenção especial e de um cuidado redobrado aquando da sua análise e dimensionamento. Mas será importante sublinhar dois aspectos: i) quando se trata de adoptar soluções completamente inovadoras, i.e. diferentes de todas as outras soluções já existentes, e esta seria decerto uma solução inovadora em todos os aspectos, porventura seria prudente ensaiar essas mesmas estruturas para verificar o seu comportamento e evitar problemas; ii) a memória descritiva e os cálculos justificativos de um projecto não são uma mera formalidade para o Engenheiro; nunca será demais lembrar que, muito provavelmente, e exceptuando casos mais particulares, estes só serão revistos de forma rigorosa pelas piores razões; nestas circunstâncias, as memórias de cálculo são decerto um instrumento precioso para a análise da ocorrência. Para finalizar, algo já amplamente conhecido, o aumento da resistência dos materiais utilizados no sector da

construção, e conseqüentemente, as alterações verificadas na rigidez, massa e amortecimento das estruturas deverá obrigatoriamente conduzir a uma nova abordagem e tratamento da acção do vento; um exemplo muito interessante desta evolução ao longo do tempo será p.ex. a comparação da conhecida torre Eiffel, com cerca de 300m de altura, e de uma torre espiada utilizada nos dias de hoje para telecomunicações, apresentando a mesma altura; a primeira terá um peso da ordem dos 70.000kN, e a segunda, com a mesma altura, apresentará um peso da ordem dos 3.000kN. Exposto isto, e dado o carácter informal deste texto, irei terminar com uma questão cuja resposta se adivinha: "qual a justificação para a geometria da torre Eiffel?".

CASO 44 – ERROS EM ENSAIOS EXPERIMENTAIS4

Josafa de Oliveira Filho
Aracaju, SE – julho, 2015

O caso

Apresento erros que ocorreram em alguns ensaios experimentais que fiz no Laboratório de Estruturas do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - EESC-USP, nos anos de 2005, por ocasião da elaboração da minha tese de doutorado. A tese tentou estudar a perda de rigidez em vigas de concreto armado quanto submetidas a cargas cíclicas.

Fiz ensaios em vigas de concreto armado, com dimensões reduzidas, submetidas a cargas cíclicas.

Em um dos ensaios, realizado em uma viga dimensionada com armadura dupla, verificou-se logo no início do ensaio uma grande fissura de cortante. Esse transtorno, e como o problema foi contornado, foi relatado no texto da tese, conforme mostrado abaixo:

"A Figura 4.46 mostra a relação flecha no meio do vão x número de ciclos aplicados para as três vigas do grupo II.

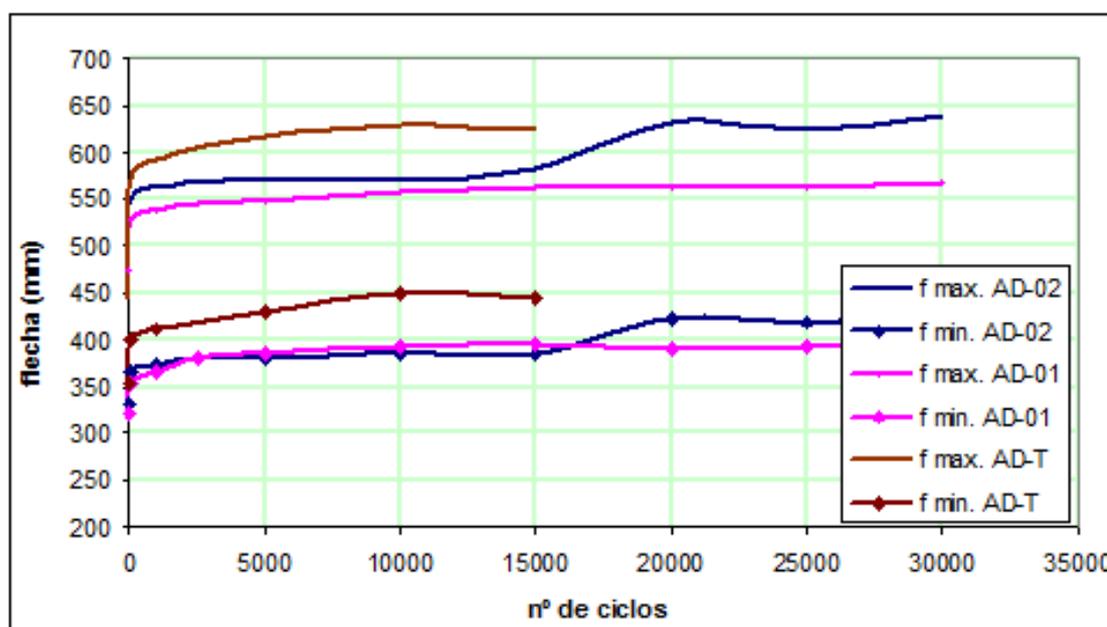


Figura 4.46 – Variação da flecha com o nº de ciclos para as vigas do grupo II

A discrepância mostrada na Figura 4.46 entre a viga AD-T e as outras duas deve-se ao fato do aparecimento de uma grande fissura de cortante, logo no início do ensaio, aumentando significativamente as deformações e deslocamentos. O ensaio foi paralisado momentaneamente, aproximadamente no 11.000º ciclo; foi aplicada, então, protensão através de ganchos colocados estrategicamente na seção intermediária dentro da zona de atuação da força cortante. Para evitar transtornos com as duas outras vigas do grupo II foi aplicada a protensão antes mesmo do início dos respectivos ensaios, conforme ilustra a Figura 4.47.



Figura 4.47 – Protensão nas vigas do grupo II

Após a aplicação do 10.000º ciclo um dos apoios da viga AD-02 deslizou, aumentando o vão em alguns centímetros. Os efeitos podem ser observados na Figura 4.46, onde pode ser notado o aumento das flechas em relação à viga AD-01."

Em geral as dissertações e teses só apresentam o que deu certo. Dificilmente um autor coloca as dificuldades e mesmo os erros ocorridos durante o processo. Minha intenção, na ocasião em que estava escrevendo a tese, foi a de mostrar como não errar ou, pelo menos, como evitar possíveis erros.

CASO 45: DEFORMAÇÕES EM UM SILO METÁLICO DE CHAPA ONDULADA

Andrés Batista Cheung
Campo Grande, MS - julho, 2015.

O caso

O objetivo deste estudo foi investigar as causas e propor soluções dos problemas estruturais evidenciados no silo após o descarregamento de forma excêntrica de um produto armazenado (farelo de soja), por um período longo de tempo. Ao final do trabalho, foi determinada a altura de produto que poderia ser utilizada, com a segurança desejada, para que o mesmo fosse utilizado até que fosse possível a recuperação estrutural da estrutura.

Descrição do silo

O silo estudado pertence a uma estação de armazenamento de uma fábrica de ração (ver Foto 1a e 1b) para avicultura e suinocultura, com uma capacidade aproximada de 1223 m³ (960 ton de milho), com fundo plano e descarregamento por meio de rosca transportadora interna e rosca varredora. A alimentação do sistema de descarregamento é controlada por meio de dispositivos manuais (registro de gaveta) com uma entrada de produto conforme a Foto 2.



Foto 45.1 – (a) Estação de armazenamento da fábrica de rações de frango. (b) Silo com deformações excessivas. (2010).

A parede do silo foi construída com chapas galvanizadas corrugada (ondulada de 4” – ZAR 345) com um enrijecimento interno por meio de montantes conformados à frio de geometria definida na Figura 1. A fixação dos montantes na fundação foi realizada por meio de chapas de base, fixados por chumbadores ao anel estaqueado. A transferência da força de atrito mobilizada na chapa pelo produto é realizada por meio de parafusos. Para a ligação entre as chapas laterais (costado) foram utilizados parafusos de alta resistência bicromatizados, com rosca passando pelo plano de corte (ISO 7411 - grau 8.8). As espessuras das chapas laterais (parede), bem como dos montantes de enrijecimento, apresentam variações com a altura e são apresentadas na Tabela 1.



Foto 45.2 – Rosca varredora e bocas de saídas. (2010)

A geometria do silo estudado foi levantada “in loco” e está apresentada na Figura 2.

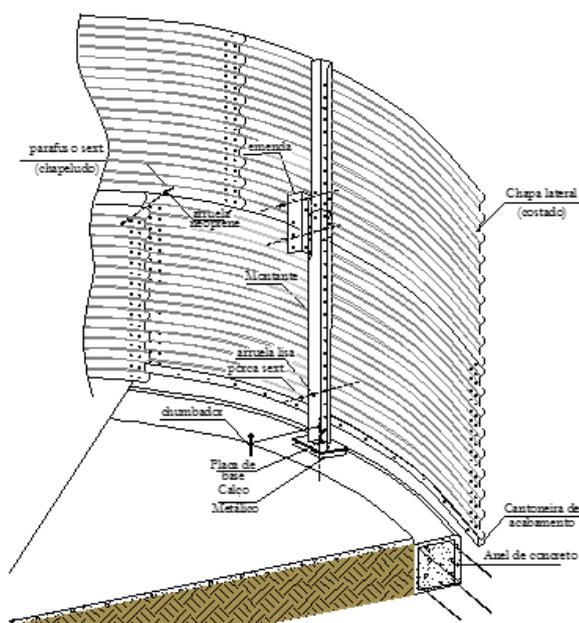


Figura 45.1 - Esquema interno do silo estudado

Tabela 45.1 – Espessuras da chapa lateral e montante.

Chapa	z (m)	CHAPA LATERAL t (mm)	MONTANTE e (mm)
1	0,9	1,26	3,2
2	1,8	1,26	3,2
3	2,8	1,26	3,2
4	3,7	1,26	3,2
5	4,6	1,26	3,2
6	5,5	1,56	3,2
7	6,4	1,56	3,2
8	7,3	1,56	4,5
9	8,3	1,90	4,5
10	9,2	1,90	4,5
11	10,1	1,90	4,5
12	11,0	1,90	4,5
13	11,9	1,90	4,5

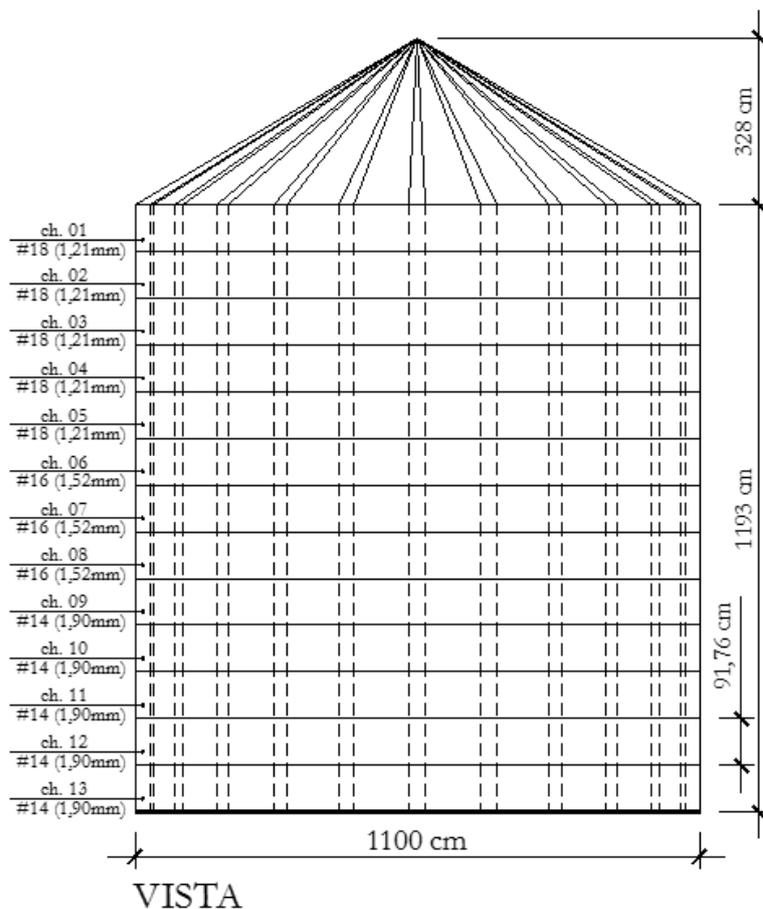
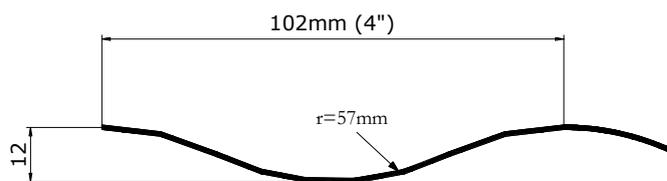


Figura 45.2 – Esquema interno do silo estudado



GEOMETRIA DA ONDA DE 4"

$$D = 11m$$

$$H_{CORPO} = 1193cm$$

$$H_{TOTAL} = 1520cm$$

-Chapas laterais onduladas com onda de 4" ($\approx 102mm$)

Classe de resistência do aço da chapa:

ZAR 345 ($f_y = 345MPa$ e $f_u = 430MPa$)

- Parafusos de ligação das chapas laterais

$\varnothing = 8mm$ (M8) -

- Parafusos de ligação dos montantes

$\varnothing = 10mm$ (M10)

Classe de resistência do aço do parafuso

ISO 7411 - grau 8.8 ($f_y = 640MPa$ e $f_u = 800MPa$)

Causa provável da deformação

Para entender o fenômeno que ocorreu no silo são apresentados os mecanismos que provocaram as deformações, bem como, a distribuição de pressões não-uniformes na seção transversal crítica, do ponto de vista de uniformidade de pressões. O processo desenvolve-se após a formação do canal de fluxo excêntrico e não axisimétrico provocando um alívio de pressões próximo a parede do canal de fluxo e aumento de pressão na parede oposta como pode ser visualizado nas Figuras 45.3 e 45.4.

No silo estudado isto ocorreu devido o descarregamento na região da saída 4 devido aos problemas encontrados na rosca de extração do produto. Como o silo está vinculado na base pelos chumbadores e o carregamento gerado foi não equilibrado pela massa ensilada o silo deformou para a direita e com a ovalização da casca enrijecida conforme pode ser visto na Figura 45.3. As imperfeições geradas pelo descarregamento excêntrico são apresentadas na Figura 45.5 e na Tabela 45.2.

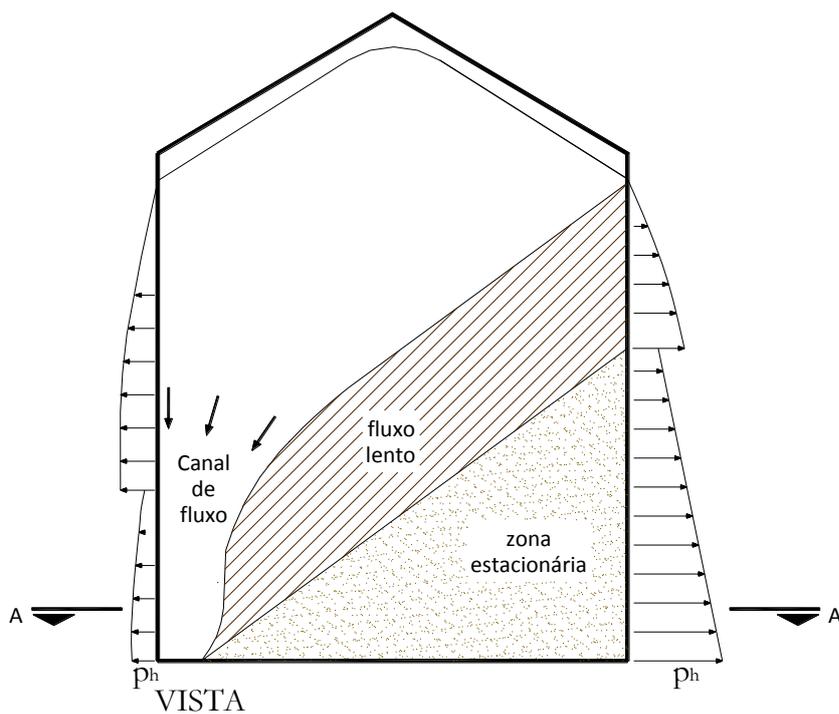


Figura 45.3 – Distribuição de pressão no silo com descarregamento excêntrico. Fonte: Roberts (1996)

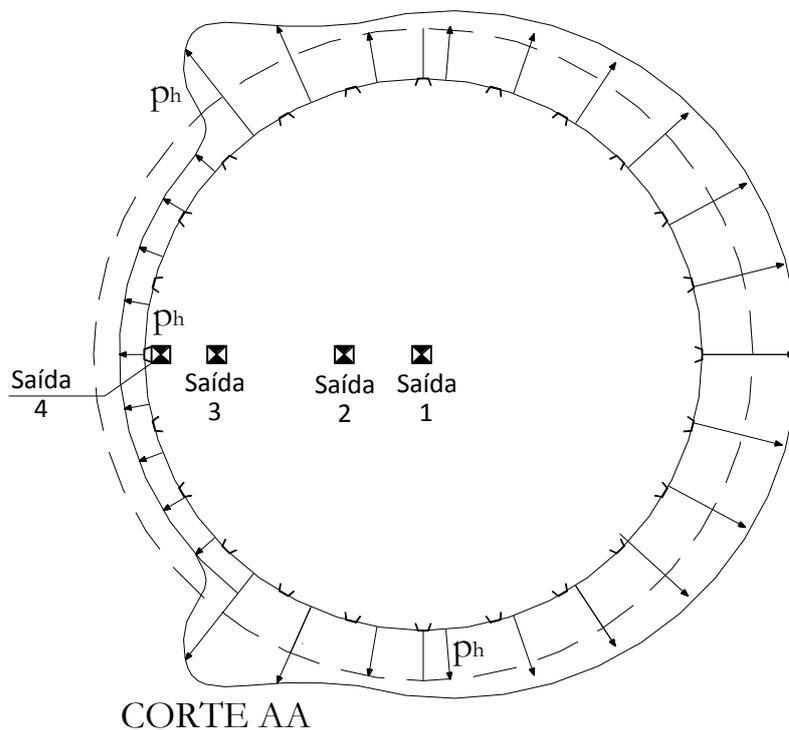
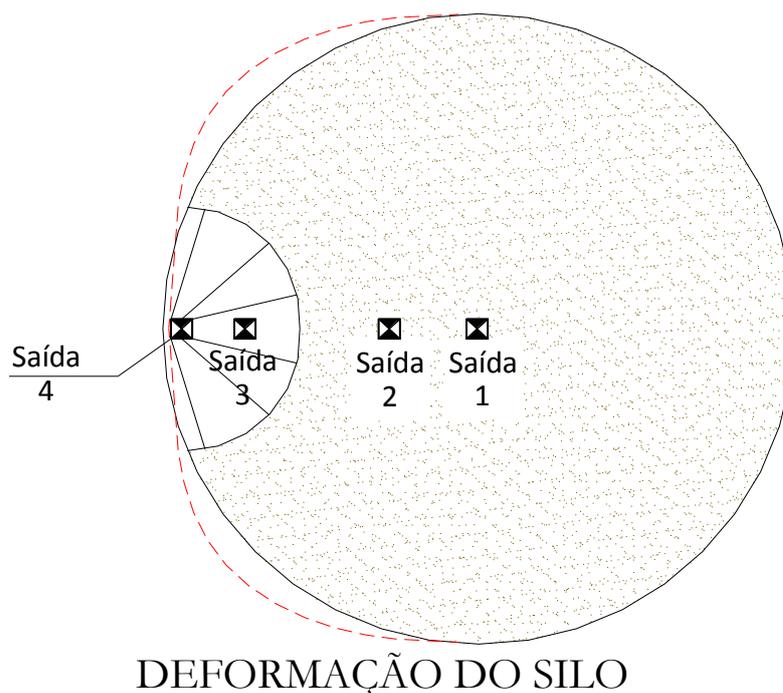


Figura 45.4 – Distribuição de pressão no silo com descarregamento excêntrico.



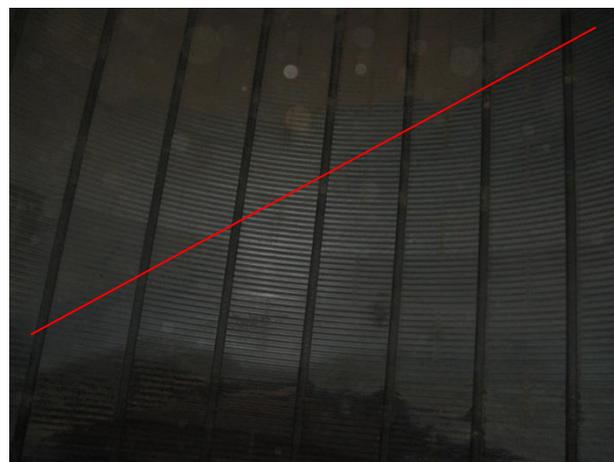
DEFORMAÇÃO DO SILO

Figura 45.5 – Visualização esquemática da deformação do silo.

A comprovação da geometria de fluxo proposta, decorrente do descarregamento excêntrico, é apresentada na Foto 2a e 2b que demonstra a geometria (inclinação) do canal de fluxo nas paredes.



(a)



(b)

Foto 45.2 – Marca deixada pelo fluxo de produto na parede do silo.

Após a inspeção visual foi observado o desaprumo considerável nos montantes (M18, M19 e M20 – ver Figura 45.6) devido principalmente à descarga excêntrica. Para verificar a grandeza deste desaprumo foi realizada uma medida de desaprumo (Foto 45.3) ao longo da altura do silo, de forma aproximada, na região afetada. Porém, apesar da medida aproximada conter erros foi diagnosticado a falta de retilidade dos

montantes, o que indicou a necessidade de recuperação estrutural do silo estudado devido à diminuição da capacidade resistente da casca ortotrópica à compressão devido à imperfeição localizada observada.

Observa-se na Tabela 45.2 e na Figura 45.7 que o silo apresentou um deslocamento de 45mm na cota $z=7,3\text{m}$. Esta deformação localizada principalmente nos montantes M18 e M19 colaborava para uma possível perda de estabilidade do silo quando este fosse novamente comprimido devido às forças de atrito mobilizadas entre produto e parede ondulada. Cabe ressaltar que as imperfeições geométricas em silos de armazenamento são uma das principais causas de colapso estrutural (ver Samuelson e Eggwertz, 1992) devendo ser corrigida com a substituição dos montantes e o reposicionamento das chapas. A máxima imperfeição de montagem tolerável neste tipo de silo é de 15mm.

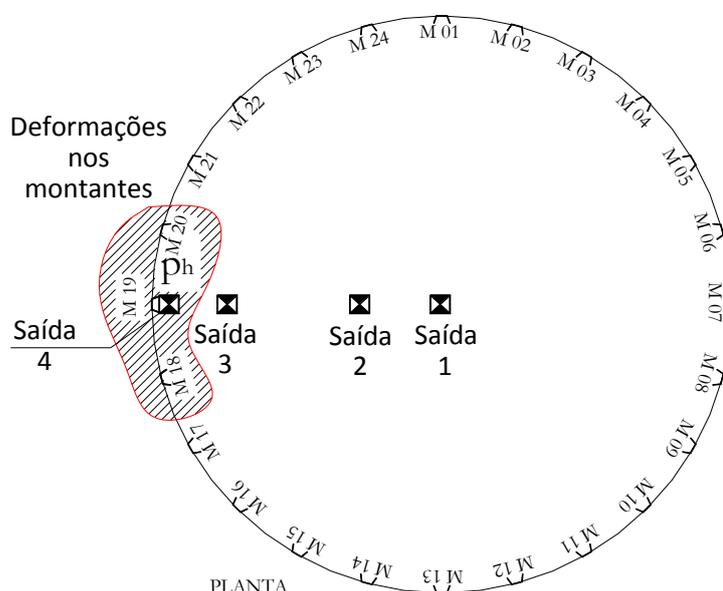
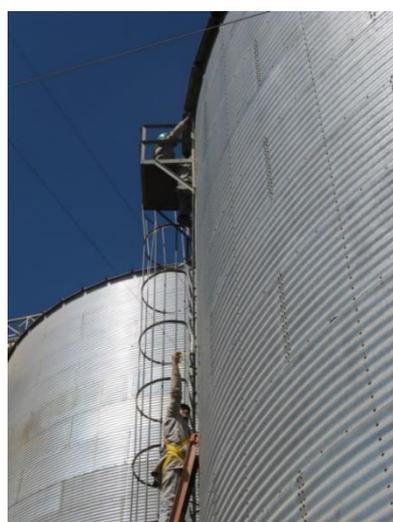


Figura 45.6 – Montantes afetados pela deformação do silo.



(a)



(b)

Foto 45.3 – Visão da medida de prumo em campo.

Tabela 45.2 – Medidas realizadas “in loco”

Chapa	z (m)	DESAPRUMO (mm) - M 19	DESAPRUMO (mm) - M 18
1	0,0	0,00	0,00
2	1,8		
3	2,7		
4	3,6	-32,00	
5	4,6		
6	5,5	-37,00	-40,00
7	6,4		
8	7,3		-45,00
9	8,2		
10	9,1	-45,00	-35,00
11	10,1		
12	11,0	-5,00	-5,00
13	11,9	0,00	0,00

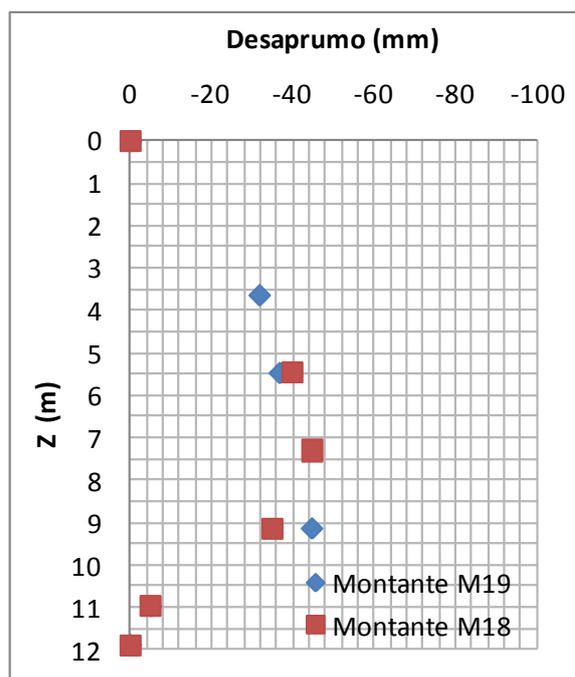


Figura 45.7 - Desaprumo ao longo da altura dos montantes M18 e M19.

Avaliação da segurança estrutural para o descarregamento centrado

Para a avaliação da segurança estrutural foi utilizado o programa de confiabilidade estrutural para silos metálicos, desenvolvido por Cheung (2007), com os dados de variabilidade obtidos por meio de ensaios em um silo piloto. Para o coeficiente de sobrepressão horizontal foi utilizado o valor recomendado por Freitas (2001), $C_d=1,15$, que estudou silos com relação $\frac{H}{D} \leq 1$.

Foram considerados dois produtos (farelo de soja e milho) para a simulação devido ao fato do primeiro estar armazenado no período em que houve a deformação do silo e o segundo por apresentar as condições mais desfavoráveis para silos de armazenamento de produtos agrícolas.

Os índices de confiabilidade encontrados foram:

Farelo de soja ($\beta \approx 5,98$)

$$P_f(\textit{nominal}) = 1,11 \times 10^{-9};$$

Milho ($\beta = 3,98$)

$$P_f(\textit{nominal}) = 0,00018;$$

Para estimar a probabilidade aceitável de projeto para uma determinada estrutura é importante entender o conceito de vida útil. A vida útil T_d é assumida como o período de tempo no qual uma estrutura, ou parte dela, será utilizada com uma manutenção

planejada, mas sem a necessidade de grandes reparos. A norma europeia EN 1990:2002 indica valores de T_d para cinco categorias de estruturas, conforme mostra a Tabela 3.

Tabela 45.3 – Indicação de vida útil. Adaptado do EN 1990:2002.

Categoria	Vida útil de projeto T_d (anos)	Descrição das estruturas
1	10	Estruturas temporárias
2	10 a 25	Partes substituíveis
3	15 a 30	Estruturas agrícolas
4	50	Estruturas comuns
5	>100	Monumentos e pontes

As consequências de falhas, segundo a norma europeia EN 1990: 2002, são agrupadas em três classes de risco distintas, e os valores para os índices de confiabilidade recomendados estão apresentados na Tabela 4.

- Classe 1 (consequências pequenas): Risco econômico e de vida são pequenos (estruturas agrícolas, silos e mastros).
- Classe 2 (consequências moderadas): Risco de vida médio e econômico considerável (escritórios, residências, apartamentos).
- Classe 3 (grandes consequências): Risco de vida e econômico consideráveis (pontes, teatros, hospitais e edifícios altos).

Tabela 45.4 – Índices recomendados pela EN 1990: 2002.

Classes de risco	Valor mínimo de β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
Classe 1	4,2	3,3
Classe 2	4,7	3,8
Classe 3	5,2	4,3

Desta forma, apesar da confiabilidade do silo estudado apresentar valores um pouco abaixo do nível aceitável, pode-se afirmar que se apresenta dentro dos limites aceitáveis de risco (Classe 1) e ainda comprova que o silo não deveria apresentar problemas de deformações para o descarregamento centrado, principalmente, para o farelo de soja como produto armazenado. Desta forma, fica evidenciado que o

descarregamento excêntrico foi a causa mais provável para o aparecimento da instabilidade global do sistema.

Foi analisada a máxima altura (8,2m) que o silo poderia ser carregado para que o mesmo atendesse os requisitos de segurança até que os reparos fossem efetuados.

Considerações e recomendações

Após a descrição detalhada do problema ocorrido são descritas recomendações para o bom funcionamento do silo estudado:

- O silo apresenta segurança satisfatória para o carregamento e descarregamento centrado para as dimensões e materiais utilizados na análise. Já para o descarregamento excêntrico o silo estudado não apresenta segurança satisfatória.
- É estritamente proibido o descarregamento excêntrico, pois tal procedimento pode provocar sérios e irreversíveis danos estruturais, quando não considerado em projeto.
- Deve-se substituir os montantes e chumbadores danificados (com falta de retineidade) pela descarga excêntrica e o alinhamento das chapas laterais para garantir a transmissão da força de atrito e a compressão centrada do perfil. Para garantir que o silo apresenta as condições de segurança adequada é necessária a verificação de retineidade antes de sua operação com carregamento completo;
- Recomenda-se instalar anéis de enrijecimento externos para garantir a resistência aos esforços devido à ação do vento e diminuir a possibilidade de ovalização da parte superior;
- Evitar armazenar produtos pulverulentos ou pouco pulverulentos com umidade elevada, para evitar o aumento de resistência do produto e consequentemente dificuldade de fluxo no silo e quedas de abóbadas.

Referências Bibliográficas

AMERICAN SOCIETY OF AGRICULTURAL ENGINEERS (ASAE) **ANSI/ASAE EP433: Loads exerted by free-flowing grain on bins**. ANSI/ASAE EP433 DEC 1998 (R2011), St. Joseph, MI. 2011.

CHEUNG, A. B. **Modelo estocástico de pressões de produtos armazenados para a estimativa da confiabilidade estrutural de silos esbeltos**. 2007. 305 f . Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

CHEUNG, A. B.; CALIL JR., C. **Relatório Técnico: verificação de um silo metálico cilíndrico de chapa ondulada (corrugada)**, 2010.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **EN 1990: Basis of Structural design**. CEN, Brussels. 2002.

FREITAS E. G. **Estudo teórico e experimental das pressões em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano**. 2001. 175f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos. 2001.

SAMUELSON, L. A.; EGGWERTZ, S. F. **Shell Stability Handbook**. London: Taylor & Francis: Elsevier Applied Science, 1992.

CASO 46: FISSURAÇÃO EM UM BALCÃO DE MEZZANINO

Roger Scapini Marques
Florianópolis, SC, julho, 2015

O caso

Balcão do mezanino de uma residência com alto padrão de acabamento apresentou ocorrência de fissuração permanente entre a viga e a alvenaria, conforme ilustram a Foto 46.1 e a Figura 46.1.

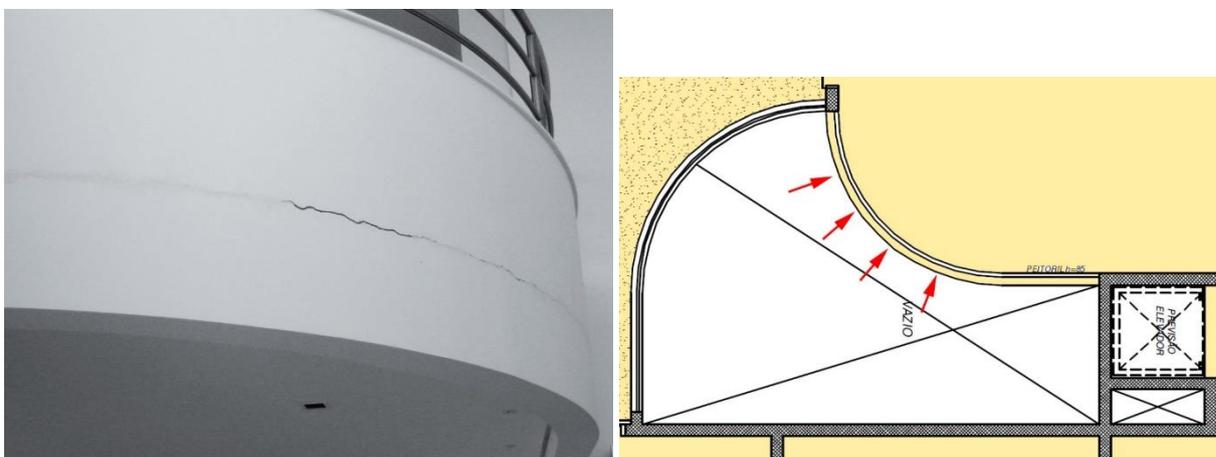


Foto 46.1 – Fissura entre a estrutura e a alvenaria.

Figura 46.1 – Localização em planta do balcão.

Causa

A causa é a deformação excessiva da viga e da laje. Há suspeita de que a seção da viga não é suficiente para resistir ao esforço de flexo-torção e que o autor do projeto estrutural desconsiderou a carga adicional prevista na NBR 6120 (ao longo dos parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m). Observa-se que no desenho está indicado um guarda-corpo leve, que foi executado em alvenaria.

Agravante: Falta de pilaretes de compatibilização ligando a viga à cinta de amarração da alvenaria.

CASO 47: ESQUECERAM A SUBPRESSÃO!

Dionísio Augusto Americano de Neves e Souza

Rio de Janeiro, RJ, julho/2015.

O caso

Um belo condomínio de edificações multifamiliares de pequeno porte (3 pavimentos) estava com data marcada, pela construtora, para entrega das unidades aos novos felizes proprietários.

As cisternas, projetadas de forma independente, construídas sem interligações com as estruturas de concreto armado das edificações, na véspera da entrega das unidades habitacionais, foram esvaziadas para limpeza. Algum tempo depois, como que movidas por alguma força “extraterrestre”, sobem, sozinhas, do solo onde estão enterradas, de forma irregular, “adernando” e provocando grande susto nos presentes!

A data da entrega das unidades habitacionais foi adiada...

As causas.

Os estudos de sondagem relatavam, para o terreno de implantação do condomínio, um solo composto por areia muito compacta, com boa capacidade de carga, porém com nível d’água quase aflorando (30 cm de profundidade em relação ao nível superior do terreno).

O projetista da estrutura detalhou as fundações das edificações em sapatas isoladas, assentes em profundidades variadas e compatíveis com as cargas; foi necessário o rebaixamento do lençol freático, durante os trabalhos de construção da infraestrutura.

Junto com as sapatas, ainda com o sistema de bombas para o rebaixamento do lençol freático em funcionamento, foram construídas as cisternas, isoladas das estruturas das edificações, que depois foram impermeabilizadas e cheias.

Ocorreu que as cisternas, quando carregadas com o volume total de água interna, distribuíam ao solo, na cota de assentamento, uma pressão equivalente a aproximadamente 25,5 kN/m² (2,55 tf/m²) (Ver Anexo 01).

Considerando que as cisternas possuíam 1,80m de altura total externa e estavam totalmente enterradas, as lajes de fundo ficaram recebendo uma subpressão de 15 kN/m² (1,50 tf/m²) (1,80m-0,30m), menor que o carregamento provocado pelo peso próprio da estrutura acrescido do volume de água interno das cisternas.

No entanto, ao esvaziarem as cisternas, o carregamento correspondente a aproximadamente 28.000 litros de água foi suprimido e, assim, a subpressão ficou numericamente maior que a carga resultante da estrutura projetada, provocando a “subida” das cisternas...

Como evitar

A solução dada pela construtora foi demolir as cisternas e construir castelos d’água maiores, agrupando a reserva de consumo de algumas edificações.

Mas, construindo cisternas, como isso poderia ter sido evitado?

Certamente existem várias soluções, mas uma delas, mantendo as geometrias internas, seria projetar prolongamentos das lajes de fundo das cisternas, de forma a criarmos abas que estariam, então, sujeitas ao peso do terreno compactado ao redor, externamente, das paredes.

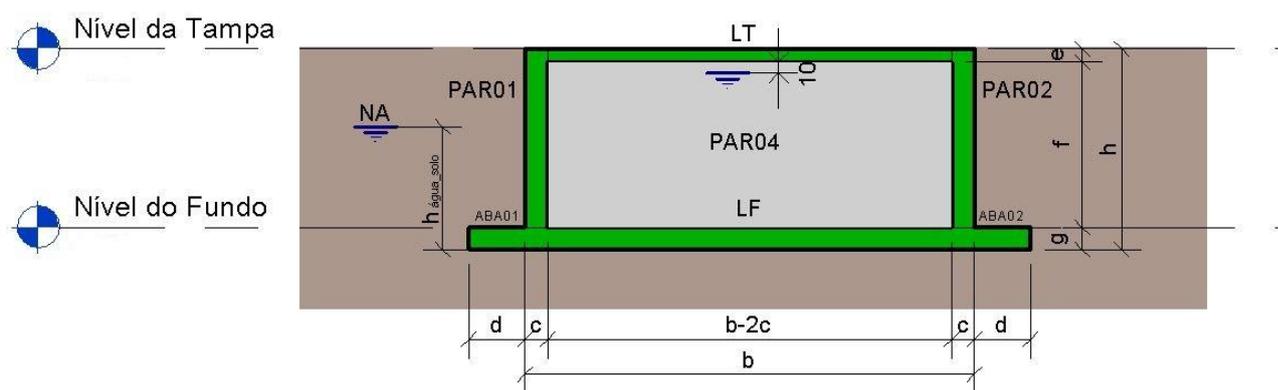


Figura 47.1 – Cisterna enterrada, projetada com abas externas

Como demonstrado no Anexo 02, com abas de apenas 50 cm, para as cisternas com as dimensões consideradas, conseguiríamos um acréscimo de 65 kN (6,50tf) no peso próprio da estrutura e de mais 299,2 kN (29,92 tf) devido ao solo compactado colocado sobre as abas, resultando em um carregamento total de 20 kN/m² (2,0tf/m²), suficiente para manter as cisternas enterradas, mesmo vazias.

Evidentemente as armações deverão ser compatíveis com as hipóteses de cálculo necessárias, mas isso é outra história...

Para que possamos visualizar o ocorrido e testar algumas hipóteses de geometria para as cisternas e soluções variando apenas a largura das abas externas para uma mesma geometria, elaboramos uma planilha Excel que está automatizada, para “avisar” se a cisterna quiser “subir”.

A entrada de dados está liberada apenas para as células em amarelo na planilha.

Os Anexos 01 e 02 citados acima, bem como a planilha Excel automatizada elaborada para os cálculos demonstrativos, poderão ser encontrados no endereço WEB abaixo:

<http://calculistas-ba.progerengenharia.com.br>

CASO 48: RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL SEM COMPETÊNCIA.

Iporan de Figueiredo Guerrante

Niterói, RJ – julho, 2015.

O caso

A execução de serviços de recuperação estrutural deve seguir, além de parâmetros normativos, critérios com cautela e cuidados minuciosos na execução.

FATO: Elaboramos projeto para recuperação estrutural de uma rampa de acesso para pedestres, que era apoiada em três consolos no prédio principal. Os serviços consistiam e recuperação estrutural dos consolos com substituição do neoprene e vários pontos de corrosão de armadura, que apresentavam o concreto já deslocando (Fotos 48.1 e 48.2).



Foto 48.1 – Vista inferior de um dos consolos que deveriam ser recuperados.



Foto 48.2 – Vista lateral de um dos consolos que deveriam ser recuperados.

OS SERVIÇOS: Foi contratada uma empresa por meio de certame licitatório e a vencedora tinha a razão social idêntica ao sobrenome de um consultor muito conhecido.

O ANDAMENTO: Segundo relatos, os contatos iniciais com a direção da empresa eram sempre por telefone, apesar de disponibilizar na obra um engenheiro e demais funcionários para a execução dos serviços.

O FATO: Após alguns dias, fui chamado pela fiscalização para tirar dúvidas na obra. Não estranhei inicialmente, pois é comum acompanhar os serviços que projetamos, mas me deparei com a seguinte situação: “Doutor, é impossível suspender a laje”. Após verificar a maneira como estavam trabalhando, sugeri que fizessem uma base para apoio do macaco. O macaco sempre afundava no chão. Parece mentira, mas foi isso mesmo.

Após alguns dias, recebi uma ligação me comunicando que haviam feito um bloco de fundação para suporte do macaco hidráulico e que o serviço nos consolos estava executado. Solicitaram a minha presença para o dia seguinte.

FINAL DA ENCRENCA: No dia aprazado, logo o dia seguinte após a realização dos serviços nos consolos, comparei e... pasmem... retiraram o escoramento com macaco e tudo e a estrutura, logicamente, quebrou toda novamente. Nesse momento, me chamaram para verificar os primeiros procedimentos de recuperação nos pilares do entorno e vejam na Foto 48.3 o crime realizado e sem a menor consciência.



Foto 48.3 – Vista de um dos pilares que deveriam ser recuperados.

Assim que avistei esse pilar e somando aos acontecimentos dos consolos, sugeri a fiscalização que parasse os serviços, uma vez que a empresa não tinha capacidade para executá-los. O fim desse capítulo: a empresa foi considerada inidônea e proibida de participar de serviços no âmbito federal. Após tudo isso foi descoberto que a empresa não era do consultor conhecido no estado e nunca teve contato com ele. Isso já tem alguns anos, então, cuidado pois já deve estar no mercado novamente.

CASO 49: LOROTAS DE OBRA

Jefferson Dias de Souza Jr.
Campo Belo, SP – julho, 2015

O caso

Socorro, o pilar subiu!

Pois é, não é que esta me aconteceu há poucos meses. Já não chega a concorrência de projetos com os colegas e inúmeros profissionais que vêm adentrando em nossa área, agora temos que concorrer com o "pessoal de obra", sem querer dizer que isso represente algum demérito.

Nas obras, sempre tivemos profissionais dos mais criativos. Pois não é que eles resolveram invadir a nossa praia?

Estive dia desses em obra de minha autoria, fazendo uma visita quase corriqueira. Era uma torre de 25 pavimentos, um apartamento por andar, obra de escritório de arquitetura com grife. Estava em sua segunda laje.

Depois de uma inspeção de rotina para verificar interferências da armadura de vigas com os perfis metálicos da periferia, resolvi dar uma volta no piso abaixo do subsolo já concretado e ainda em parte escorado. Quando então, para minha surpresa, me deparei com um pilar 20/20 que eu jurava não existir no projeto.

Imediatamente, questionei a engenheira residente, que me adiantou que, ao assumir a obra, esse trecho já estava executado. A solução foi chamarmos o mestre, que, prontamente, declarou: Tudo estava executado conforme o projeto do "calculista".

Como eu continuei duvidando da existência do pilar, justamente na lateral da chegada da rampa no 2º Subsolo, lá fomos nós para o escritório, bem montado, da referida obra. O pilar pegava uma grelha de vigas, com dimensões em torno de 20 por 20 metros...

Lá, o mestre revirou os armários com mais de centenas de plantas de projeto. Enquanto isso, eu e a engenheira íamos preenchendo o tempo com amenidades... O mestre foi puxando as formas, do térreo, 1º subsolo, fundação e nada de encontrar o bendito pilar, que, continuava jurando, estava detalhado. Abriu algumas armações e nada...

De repente, eureka, puxou a planta de carga e mostrou a chegada da rampa, onde se tinha uma indicação de um "quadrado", apenas com seu eixo cotado em relação aos outros eixos de pilares, escrito AP. Esse apoio tinha uma carga indicada de 5 tf.

Apesar da legenda de apoio (AP), o mestre tinha interpretado como sendo um pilar que nascia, mesmo não aparecendo em nenhuma Forma. Assumi que secção era 20/20.

- Mas, meu senhor, questionei, e a armação?

- Sabe doutor, eu, na realidade, não achei, mas pode ficar tranquilo, armei com 4 Ø de 1/2" e coloquei estribo de $\phi 6.3$ c/ 20!!!

O pilar, numa conta rápida, depois confirmado por um processamento, pegaria em torno de 70tf por pavimento e teria dois lances, resultando em uma carga total de 140 tf.

Tinha o primeiro lance concretado (fundação ao 1º Subsolo) e estava com arranque para o segundo (1º Subsolo ao Térreo), que prontamente solicitei fosse cortado enquanto avaliava o caso.

A seção e a armação, obviamente, não seriam suficientes, fora o danoso efeito colateral na grelha...mas... de repente...tive uma grande ideia...

Imaginei, então, que a "sapa" que tinha sido projetada pela Apoio (ela mesmo) para as minhas estimadas 5 tf, iria recalcar e jamais aquele pilar iria pegar essa carga!

Os demais apoios eram em estaca hélice e o recalque diferencial iria salvar tudo, já que o pilar não atrapalhava tanto assim.

Jefferson, você é GENIAL!!!

Estava eu colocando algumas molas para calcular a real carga do pilar "lançado" pelo mestre quando recebo um telefonema do mesmo:

- Doutor, o senhor pode ficar tranquilo que eu levantei que nós não executamos a sapata conforme o projeto original. Quando o pessoal veio executar a hélice, para facilitar, pedimos para, no lugar da sapata, colocar uma hélice de 60 cm.

Aí é que ferrou tudo!!!

A molinha que eu havia colocado no processamento foi para o espaço. Agora, a fundação não recalca, o pilar não suporta a carga e a grelha de 20m / 20m está com os momentos todos invertidos!!!

Vamos quebrar tudo de uma vez!!!

Parece mentira, mas não é!!!!!!!!!!!!

CASO 50: FISSURAÇÃO EM LAJE NERVURADA

O caso

Um edifício comercial, projetado há mais de trinta anos, entrou em reforma. O empreiteiro fora contratado para trocar o piso elevado, refazer instalações e outros serviços não relacionados à estrutura.

Ao remover o piso, constatou fissuras na face superior da laje, o que levou a notificar o proprietário do prédio para tomada de providências, uma vez que não se tratava do seu escopo de serviços.

O edifício foi projetado sob a égide da NB-1:1978, com concretos C15 e C18 e cobrimentos de 10 mm para lajes e 20 mm para vigas e pilares, mesmo na Cidade de Salvador.

O edifício tem cinco pavimentos, sendo todos utilizados para escritório, com divisórias leves. O arranjo estrutural, conforme a Figura 50.1, é constituído de doze pilares, em duas fileiras de seis. A distância entre eles é de 11,25m numa direção e 10,00m na outra. Balanços de até 5,7m rodeiam toda a estrutura principal. As lajes com vãos de 10,00 x 11,25 (m) foram subdivididas com duas nervuras de 15 x 46 (cm) em cada direção, formando lajes menores de 3,70 x 3,00 (m).

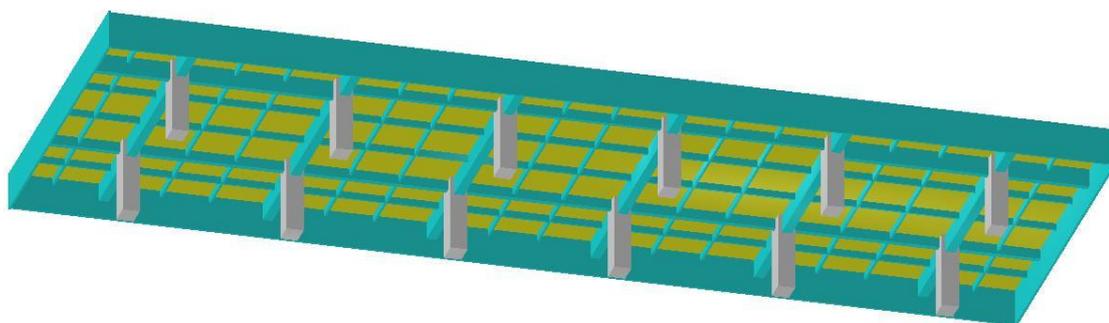


Figura 50.1 – Esquema estrutural do pavimento.

As vigas principais têm seção variável, com grande rigidez, chegando a 1,40m de altura. Os pilares, em seção duplo T, são circunscritos por retângulos de 105 x 145cm.

As fissuras encontradas são mostradas na Foto 50.1. Observaram-se, em todos os balanços do prédio, também em todos os pavimentos, e foram cadastradas, de forma geral, conforme mostrado na Figura 50.2.



Foto 50.1 - Fissura no piso do 2º pavimento

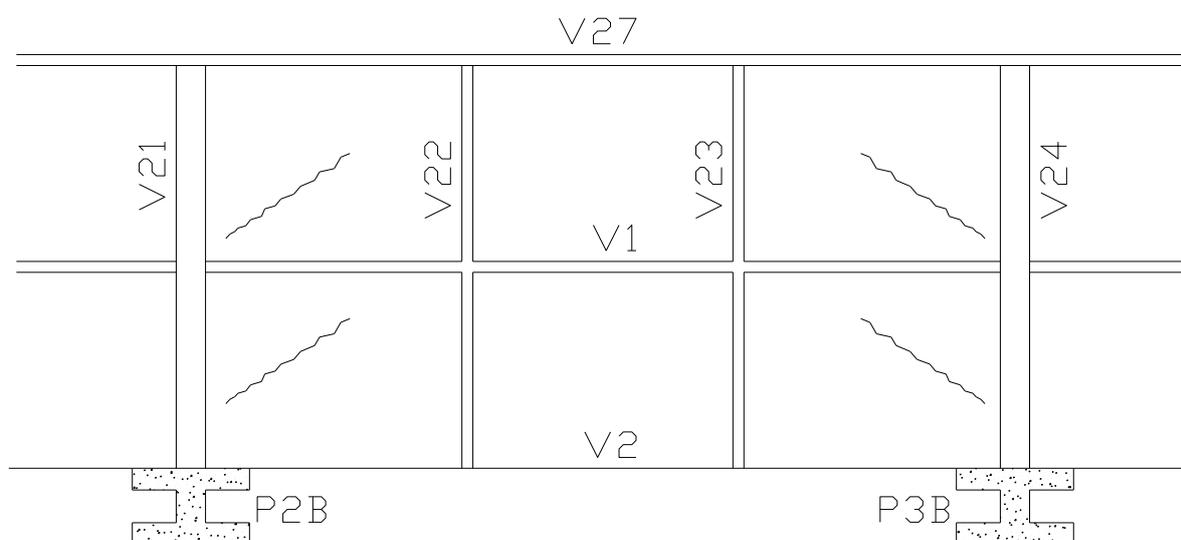


Fig. 03:

Figura 50.2 - Esquema geral das fissuras das lajes (vista em planta)

As causas

É sabido que há trinta anos o projeto estrutural era feito, na maioria das vezes, utilizando-se os recursos da discretização dos elementos estruturais. Na configuração estrutural do pavimento em questão, apesar de não haver tido contato com o estruturalista, identificou-se que as lajes foram calculadas com vãos de 11,25 x 10,00 (m), tirando-se proveito das nervuras. Não foi realizado o cálculo de esforços como

uma grelha, levando-se em conta as diferentes rigidezes das vigas principais e das nervuras, mas simplesmente o cálculo de lajes maiores apoiadas nas vigas principais.

Acontece que as nervuras, V22 e V23, por exemplo, conforme mostrado na Figura 50.2, coincidem o seu trecho interno, entre vigas principais, e o trecho em balanço. O projeto contemplou isoladamente as nervuras, dentro de cada laje, sem o efeito de continuidade das mesmas. Como o momento e as deformações nas vigas principais são elevados, toda a estrutura funciona de forma integrada, aparecendo, assim, momentos que resultam em armadura necessária de $10,70 \text{ cm}^2$, quando a armadura existente é de $7,05 \text{ cm}^2$.

Nota-se que a armadura da viga V22 indica pela consideração de um primeiro vão entre a viga de fachada (V27) e a viga da direção dos pilares (V2), quando, na verdade, se trata de mais um balanço colaborando na estrutura como um todo. Essas armaduras negativas ($5 \text{ } \phi \frac{1}{2}$ "") não se estendem até a extremidade da viga (encontro com a viga de fachada V27). Dessa forma, fica explicado o aparecimento e a posição das fissuras que nem sempre acontecem próximo ao pilar, mas também no meio do balanço, ou seja, não exatamente no local de momento máximo negativo, mas sim onde não existe armadura negativa – Figura 50.3.

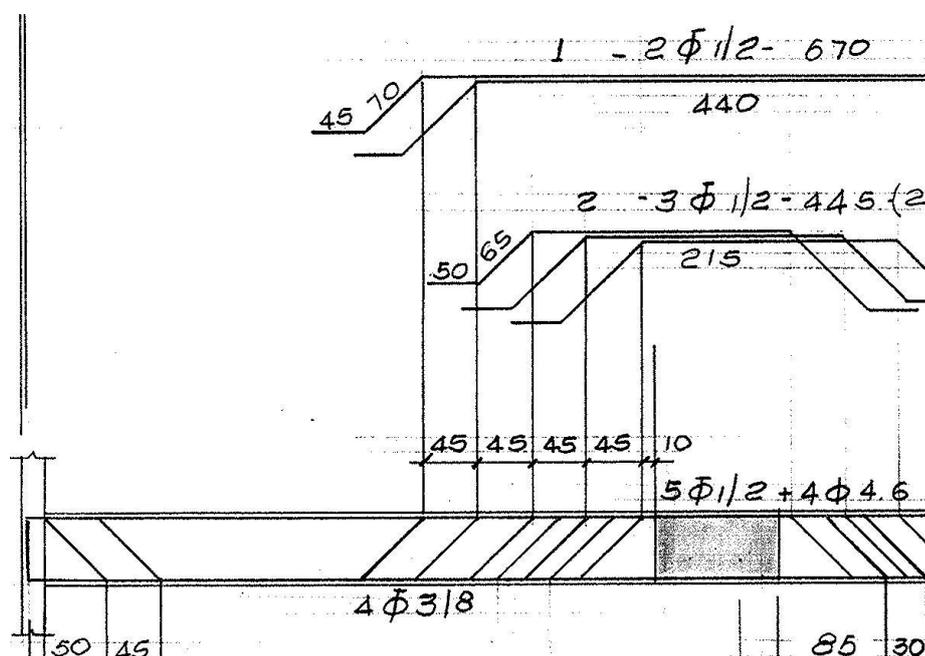


Figura 50.3 - Viga V22 – armadura negativa

Essa observação fica mais evidente quando analisamos a fig. 05 onde aparece a armadura positiva da viga V22, muito além do necessário para respeitar a armadura mínima exigida em norma na situação de momento inexistente, pois se trata de todo o trecho com momento negativo apenas.

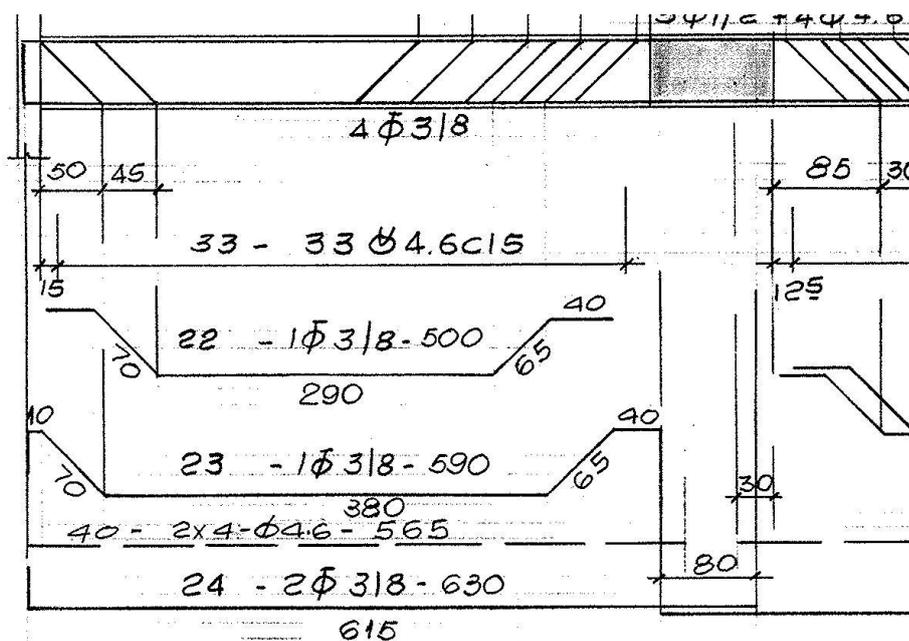


Figura 50.4 - Viga V22 – armadura positiva

Como evitar

A utilização de software abre um leque de possibilidades no que se refere ao modelo estrutural, diferentemente daquela época onde o uso de computadores não era acessível aos escritórios. Esses recursos computacionais podem ser bem empregados para que a simulação computacional corresponda ao comportamento físico, o mais próximo possível.

Quando falamos em possibilidade, a intenção é deixar claro que o simples uso de software não determina a maior ou menor proximidade com a realidade, mas sim, comandado por um engenheiro experiente, o software poderá traduzir melhor os esforços nas estruturas e, com isso, otimizar o dimensionamento e reduzir os riscos de fissuras dessa natureza.

Evidente que, uma vez a estrutura não armada para uma vinculação existente fisicamente, devido à sua natureza monolítica, esse será um ponto a fissurar. Essa fissura nada mais é que a quebra do vínculo não previsto em projeto, fazendo a estrutura “obedecer” às condições impostas pelo projetista. A recomposição foi realizada apenas com o preenchimento das fissuras, de modo a preservar a durabilidade das peças.