



Fwd: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

1 mensagem

Jessika Pacheco .PhD Engenharia <jessika.pacheco@concretophd.com.br>

5 de outubro de 2017 10:50

Para: Jessika Pacheco <jessika.pacheco@concretophd.com.br>

----- Mensagem encaminhada -----

De: Paulo.Helene <paulo.helene@concretophd.com.br>

Data: 4 de outubro de 2017 08:53

Assunto: Re: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

Para: Comunidade TQS <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br>

Cc: Antonio Domingues de Figueiredo <antonio.figueiredo@usp.br>, Antonio Figueiredo <antonio.figueiredo@poli.usp.br>

Estimado David

Muito obrigado.

Bela encrenca pelas mãos...

Vou continuar nossa conversa diretamente no seu e-mail.

Observo que no caso de controle de concreto projetado o Prof. Antonio Figueiredo, meu amigo e Colega na POLI.USP, tem grande experiência no tema e quem sabe vocês podem trocar figurinhas.

Abraços de

Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

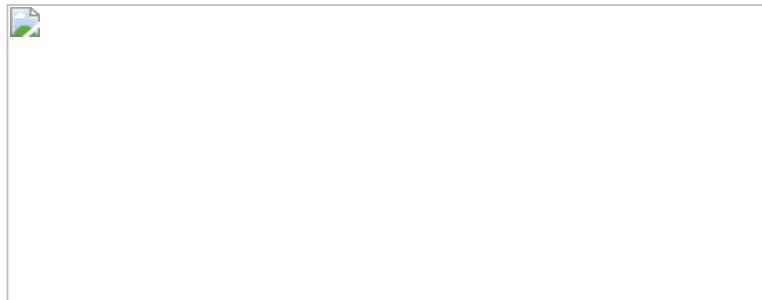
Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

paulo.helene@concretophd.com.br

www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"Esta mensagem e qualquer arquivo nela contido são confidenciais e estão protegidos pelo sigilo de correspondência.

The information transmitted in this e-mail message is intended only for the person or entity to which it is addressed and may contain confidential information. Any retransmission, dissemination or other use of, or taking of any action in reliance upon, this information by person or entity other than the intended recipient, if not clearly authorized by the sender, is prohibited. If you have received this communication in error, please notify the sender immediately by e-mail and delete the message from any computer."



Em 3 de outubro de 2017 17:41, 'David Oliveira (Gmail)' <dafo407@gmail.com> [comunidadeTQS] <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br> escreveu:

Caro Prof. Paulo Helene

Concordo em genero, numero e grau :-)

Enfrento neste momento grande dificuldade tendo que avaliar cerca de 100 não conformidades em amostras de concreto projetado com fibras de aço onde os ensaios sao feitos em testemunhos tirados de paineis de teste onde o concreto é também projetado. Assim, no projetado entra ainda o fator construtivo/instalação, ou seja, um coeficiente de variação ainda maior.

Aqui na Australia o permitido pela AS3600 é 3MPa comparado aos 4MPa citado abaixo. O problema é que o mesmo nao existe para ensaios de flexao onde a area pequena das vigas teste gera grande variação de resultados.

Abraços

David Oliveira

On 4 Oct. 2017 06:58, "'Paulo.Helene' <paulo.helene@concretophd.com.br> [comunidadeTQS]" <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br> wrote:

Caro Antonio Alves

Se fui desrespeitoso com você, desculpe-me.
Cuido de não ser com ninguém e não agiria diferentemente contigo.
Gosto do debate técnico e aprendo com ele.

Você foi buscar diálogos antigos e misturou com os novos tornando muito difícil responder e prefiro responder mais objetivamente começando com a questão do $0,9 \cdot f_{ck}$:

Valores individuais de f_{ck} , est abaixo do f_{ck} de projeto:

É uma questão conceitual, matemática, simples.

Se a definição da f_{ib} e no Brasil de f_{ck} corresponde a um quantil inferior de 5%, isso significa que numa amostragem a 100% (leia-se população/universo, pois amostragem a 100% por definição matemática é igual à população) haverá 5% de defeituosos, ou seja, 5% de valores abaixo de f_{ck} de projeto.

Então ao comprar concreto por f_{ck} , e controlar a 100%, é natural esperar que 5% dos resultados acabem sendo inferiores ao f_{ck} de projeto.

Então a f_{ib} propõem que sejam aceitos resultados individuais dessa população de até 4MPa abaixo do f_{ck} de projeto.

Isso pode representar 20% a menos para $f_{ck}=20\text{MPa}$ e 10% a menos para $f_{ck}=40\text{MPa}$.

Eu defendo 10% a menos como o faz o ACI, ou seja, aceitar valores individuais de até $0,9 \cdot f_{ck}$.

Observar que a média deve ser igual (ACI) ou acima de f_{ck} , óbvio, mas um valor individual e esporádico em até 5% do total da população, pode ser inferior a f_{ck} de projeto.

No trabalho que te enviei de comparação entre ACI e NBR, que anexo novamente, a população se constituiu de cerca de 1.600 caminhões betoneira (cada um cerca de 8m³), controlados durante mais de 2anos para mesma obra, mesmo traço, mesma concreteira, mesmo laboratório de ensaio, mesma construtora, etc.

Então seria viável obter 80 resultados abaixo de f_{ck} de projeto e 1.520 igual ou acima.

No caso ocorreram apenas 11 abaixo, mas a um custo social e ambiental absurdo, pois na verdade foi produzido um concreto de f_{ck} , est de 47MPa e média de 58MPa com valores individuais máximos de até 80MPa. (conferir valores corretos no trabalho).

Dentre esses 11 resultados abaixo do f_{ck} de projeto, o mais baixo foi 36MPa, ou seja, $0,9 \cdot f_{ck}$.

Pela norma do Brasil resultou 11 NÃO conformidades que obrigou o projetista estrutural ser consultado, a concreteira advertida, a construtora aborrecida, e um desgaste desnecessário e irrelevante.

Pelo critério da f_{ib}/EN e do ACI, houve ZERO não conformidades, ou seja, a cadeia produtiva em paz e com tempo para bem produzir sem sobressaltos.

Pelos critérios do ACI e da f_{ib}/EN mesmo que o concreto apresentasse 80 resultados abaixo de f_{ck} de projeto e, desde que, acima de $0,9 \cdot f_{ck}$, ou $f_{ck}-4\text{MPa}$, tudo estaria conforme e na santa paz.

Você acha que isso compromete a segurança e tenta demonstrar matematicamente através de um cálculo determinista.

Recomendo você consultar os inúmeros documentos sobre o assunto, começando com o Bulletin 80 da f_{ib} , o ACI 214, o ACI 562, o ACI 318, a normativa ALCONPAT em anexo e outras publicações.

Você verá que revisar segurança de obra existente não é o mesmo que introduzir a segurança em obras novas, não existentes.

Mudam os coeficientes parciais e mudam os betas de confiabilidade além da necessidade de introduzir coeficientes específicos de conversão de resultados de testemunhos em resultados de corpos de prova moldados.

Tentando resumir: em controles de resistência do concreto por amostragens parciais ou totais, através de corpos de prova moldados, aceitar valores esporádicos e aleatórios de até 10% abaixo de f_{ck} de projeto não prejudicam em nada a segurança e fazem parte inerente do processo mundial de introdução da segurança no projeto estrutural, sem necessidade de revisar projeto de vigas, pilares, lajes, paredes, blocos, estacas, etc.

Em estruturas existentes onde a resistência é avaliada por testemunhos há necessidade de coeficientes de conversão de testemunho a cp moldado e de adotar outros coeficientes de minoração e às vezes até modificar/adaptar coeficientes de majoração ou segurança, em geral, sem necessidade de retroagir a 28 dias, mas esta é uma outra conversa para outra ocasião e prefiro não discutir aqui, agora neste e-mail que já ficou grande demais.

Seguimos.
Abraços de

Prof. Paulo Helene
Diretor
tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822
[Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)
paulo.helene@concretophd.com.br
www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"Esta mensagem e qualquer arquivo nela contido são confidenciais e estão protegidos pelo sigilo de correspondência. The information transmitted in this e-mail message is intended only for the person or entity to which it is addressed and may contain confidential information. Any retransmission, dissemination or other use of, or taking of any action in reliance upon, this information by person or entity other than the intended recipient, if not clearly authorized by the sender, is prohibited. If you have received this communication in error, please notify the sender immediately by e-mail and delete the message from any computer.

"



Em 3 de outubro de 2017 08:59, Antonio Alves Neto antonioalvesneto@yahoo.com [comunidadeTQS] <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br> escreveu:

Caro amigo Paulo Helene.

Vou começar te pedindo desculpas pela sinceridade que me é costumeira ao aqui responder os seus comentários, pois prefiro os amigos sinceros aos bajuladores.

Vou comentar algumas coisas no corpo da tua mensagem, uma a uma (rrss!!), sem mais nenhuma mágoa, de coração, mesmo porque sempre procurei manter este diálogo como puramente técnico, dentro do maior respeito à sua pessoa, e portanto sem nenhum adjetivo pessoal que viesse denegri a sua imagem. Em momento algum discuti com o amigo sobre tecnologia do concreto que tem o amigo como um dos maiores expoentes deste ramo aqui no Brasil. A minha questão é e sempre foi basicamente sobre **dimensionamento**, principalmente sobre o efeito de Flexão Composta muito comum nos pilares. Meus comentários estão em amarelo.

Confesso que a mágoa que tinha do amigo, realmente consegui eliminá-la com o tempo, afinal, isto não faz bem a ninguém. Espero manter daqui pra frente uma discussão de alto nível e sempre discordando **respeitosamente** quando for o caso, como sempre fiz. O que levamos de bom desta vida são as boas ações.

Um grande abraço.

Antônio Alves Neto
ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda
[Rua Caio Pereira, 331](mailto:RuaCaioPereira331@engedata.eng.br)
[Rosarinho, Recife - PE.](mailto:RosarinhoRecife@engedata.eng.br)
CEP: 52041-010 Fone:(81) 3092.8200
engedata@engedata.eng.br

Em segunda-feira, 2 de outubro de 2017 13:00:49 BRT, 'Paulo.Helene' paulo.helene@concretophd.com.br [comunidadeTQS] <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br>

escreveu:

Prezado Antonio Alves

Nós já tivemos oportunidade de discutir esses temas aqui na Comunidade e você preferiu se retirar frente a meus argumentos da época.

Não levei a discussão adiante naquela época não foi pelos seus argumentos que continuo discordando da maioria deles. Descobri depois que o amigo adotou a sugestão de amigos para não fazer afirmações categóricas sobre alguns temas em lugares públicos ou redes como a TQS.

Retirei-me desta discussão na Comunidade TQS porque o amigo foi extremamente deselegante e muito desrespeitoso (como depois foi com outra pessoa) quando em mensagens anteriores enviada à Comunidade TQS, afirmou:

- "Não posso me fundamentar em análises simplistas, pessoais e emitidas no calor das emoções com afirmativas como as suas de que 10% a menos de resistência do concreto compromete a segurança estrutural, sem nenhuma citação de teses, de normas ou mesmo de outros artigos que respaldem sua afirmação pessoal." . Pessoais? Emoções? Teses? Artigos? Eu estudo o dimensionamento do concreto armado desde os anos 70, quando naquela época comecei fazendo diversos programas de cálculo e dimensionamento de concreto armado que depois foram passados para os computadores e ainda hoje são usados em diversos escritórios de cálculo aqui e em outros estados. A partir dos anos 80 fiz algumas publicações na então Revista Estrutura, entre as quais uma sobre **dimensionamento de Flexão Composta**.

Na época enviei este trabalho ao professor Lauro Modesto dos Santos fazendo um estudo comparativo do diagrama retangular versus parábola-retângulo, em que recebi dele uma carta elogiosa a este trabalho.

Como Projetista Estrutural que trabalha nesta área desde os anos 70, sinto-me na obrigação de estudar e **saber mais de quem não o é**, sobre o dimensionamento das peças em concreto armado.

Se o amigo pegar o resumo que te enviei inclusive com os exemplos numéricos, verá que todos os valores estão corretos e para provar isto, por exemplo, é só pegar as tabelas da antiga PROMON ou do livro do Lauro Modesto dos Santos. Para chegarmos naqueles resultados não precisa citarmos nenhuma tese ou artigos, só precisamos conhecer um pouco a NBR-6118 (ou até mesmo a antiga NB-1).

Tudo isto que falei e provei foi apresentado no Enece-18 onde tivemos a oportunidade de mostrar vários exemplos submetidos a Flexão Composta **Obliqua** de um **projeto real**.

Portanto caro amigo, veja que quem afirmou o que lá consta foi uma pessoa que vem fazendo isto há anos, pondo suas próprias mãos na massa, e não uma pessoa que só fica olhando ou mandando os outros fazerem ou um apertador de botão de computador. Sou professor na área de engenharia estrutural há mais de 38 anos (1979). Ensino Concreto Armado há anos. Sempre fui estudioso e procuro me atualizar.

- Verá o amigo que se fôsse buscar na literatura iria encontrar justo o contrário do que afirmas. Continuarei falando de dimensionamento. Gostaria (até duvido, rrrs!!) que o amigo apresentasse algum trabalho ou tese que diga o contrário do que falei e exemplifiquei com valores numéricos. Se o amigo conseguisse, certamente comprovaria que as tabelas e ábacos de vários autores nacionais e internacionais de Estrutura de Concreto Armado estariam erradas. Como o amigo é muito ocupado, pode pedir para um estagiário confirmar o que lá está demonstrado. Considero que o amigo foi muito infeliz quando fez as afirmações acima sem antes fazer umas continhas de padeiro e comprovar que elas estão rigorosamente corretas.
- Te respeito como profissional e o valorizo ainda mais pela **coragem** de discutir e até fazer palestras sobre um tema tao complexo. So falei nesta palestra do Enece-18, aquilo exatamente que eu conhecia e dominava no meu conhecimento chamando a atenção sobre efeito da nao-conformidade na resistencia dos pilares e como substituir o concreto ruim de alguns pilares de um pavimento por outro de melhor qualidade, sem nenhum escoramento e sem parar a obra, com mais de 10 pavimentos ja concluidos acima do pavimento problematico.
Segundo a Abece, fui avaliado por 109 participantes, tendo a palestra como resultado (71) **65%** de **Otimo**, (35) **32%** **Bom** e (3) **3%** **Regular**. Como se ver, foi uma das palestras mais bem avaliadas naquele Enem: 97% de aprovação. Mostramos simplesmente o que de fato sabemos e fazemos na nossa empresa e para isto so precisamos de conhecimentos, e nao de **coragem**.

- Como voce sabe tenho indices academicos elevados...; **Diferentemente de você,**
Caro amigo, eu não quero me comparar com você mesmo porque estou há anos-luz atrás quando se trata de tecnologia do concreto. Talvez tenha faltado ao amigo aqui, um pouco de humildade e exagerado muito na sua vaidade que tem todo direito de tê-la, mas não precisa desfazer das pessoas como já fez algumas vezes com alguns membros da Comunidade TQS, inclusive comigo. Acredito ter sido apenas um comportamento momentâneo pois por diversas

vezes tenho visto o amigo como um verdadeiro mestre que tem o maior prazer em ensinar a quem te procura. Diria portanto que foi um momento de infelicidade sua.

Vejo com alegria que você mudou de opinião. Alegria? Não sei onde mudei de opinião. Ponderá o *acc* já foi falado lá na apresentação do Enece-18. Os exemplos numéricos apresentados aqui como cargas centradas e lá como cargas excêntricas em vários pilares de um projeto real comprovam o que sempre disse e mostrei naquela palestra. Não tenho nenhum problema em mudar de opinião, se assim eu for convencido.

O assunto é desafiador e intrigante.

Tanto assim que o grupo presente preferiu não concluir nada e sim passar a estudar um pouco mais. Só vi isto com relação ao *acc*. Com relação ao *fck* aos 63 dias sinceramente não vi ninguém endossar esta sua ideia que vem de longas datas. Sinceramente não vejo nenhuma vantagem em mudar a data do *fck* para os 63 dias. Se temos que mudar alguma coisa, que seja o *acc*. Pelo contrário, ouvi gente discordando destes 63 dias publicamente. Com relação a retroagir o *fck* aos 28 dias, não vi mais ninguém discordar, além do amigo. Se os corpos de prova forem rompidos em idades superiores aos 28 dias, claro que o *acc* teria um valor minorado. Este assunto deverá ser resolvido mais claramente nas próximas versões.

O próprio objetivo da magnífica reunião, onde tive oportunidade de aprender muito, era levantar questões interessantes para discussão e não criar regras.

Nosso processo de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto tem muitas semelhanças com o Model Code mas também algumas diferenças conceituais, históricas e regionais importantes.

Percebi que preciso aprender mais e vou me dedicar ao tema nos próximos meses.

Sobre seus exemplos e conclusões só posso dizer que é sua opinião e a respeito, mas não houve conclusão nenhuma no evento e espero que ninguém as adote como sendo do evento. Insisto em dizer: os exemplos não têm nada de pessoal, é puramente técnico e baseado na nossa NBR-6118. Para que a sua opinião contrária não seja pessoal, seria necessária que o amigo provasse numericamente que aqueles números estão errados. Neste tema em particular, não estamos falando de nada complexo ou subjetivo, mas de conceitos e procedimentos bastante conhecidos há décadas por todos os calculistas no dimensionamento das seções de concreto armado.

Sobre aceitar *fck*, está inferior ao *fck*, por definição conceitual *fck* corresponde, no Brasil e no Model Code, ao quantil de 5%, ou seja, de todo o volume entregue numa obra, até 5% podem estar abaixo do *fck* de projeto. Entenda-se um pouco abaixo, até 10%, apesar que o Model Code admite até 20% abaixo do *fck*. Anexo um trabalho sobre o tema.

Isso não significa redução na segurança nem risco extra e está automaticamente incluído no processo de introdução da segurança no projeto estrutural sendo dispensável para aqueles que seguem o Model Code revisar a segurança tanto de pilares como de paredes e vigas e lajes, desde que um valor individual esteja abaixo do *fck* de projeto, apenas 3,5 ou 4MPa ou 10%. Lembro ao amigo que nossa discussão está baseada na amostragem total em que o resultado de um caminhão é o *fck* estimado daquele concreto. Lá, me parece que a amostragem é parcial e assim o *fck* estimado é menor que a média aritmética dos resultados, talvez por isto aquela tolerância. As ponderações das cargas e das resistências dos materiais são diferentes da nossa. Até a linha de produção e os controles deles são diferentes da nossa. No meu entendimento, a nossa NBR-6118 deverá esclarecer melhor estes pontos. Enquanto não for alterada prefiro usar *fck*,est (28 dias) \geq *fck* de projeto, conforme recomenda a Norma atual para aceitação.

Assim entendem eles, mas você pensa diferente e prefere recalcular. Eu ainda estou seguindo as nossas Normas. Academicamente esta discussão é muito interessante para as futuras melhorias. Ouvi um comentário de um colega seu aí de São Paulo: Discordo de alguns pontos do Paulo Helene, mas ele tem um grande mérito: traz temas interessantes para a discussão.

Eu respeito sua opinião e só imagino os desgastes necessários que você deve criar na sofrida cadeira produtiva do concreto por não aceitar o óbvio. O óbvio aqui está sendo muito relativo. Comprar um concreto com C40 e recebê-lo como C36 e aceitá-lo sem nenhuma verificação ou ressalva, pra mim não engenharia se não houver um parecer do projetista estrutural. Seria defender demais as concreiteiras,.

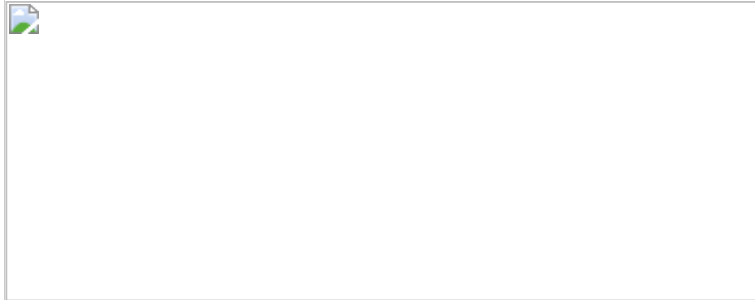
Se um dia você desejar discutir de forma flexível e profundamente o tema, desde a amostragem deles até os critérios deles e os coeficientes de minoração e majoração deles, comparativamente aos nossos, estou às ordens. É uma boa ideia.

Abraços de

Prof. Paulo Helene
Diretor

"Esta mensagem e qualquer arquivo nela contido são confidenciais e estão protegidos pelo sigilo de correspondência.
The information transmitted in this e-mail message is intended only for the person or entity to which it is addressed and may contain confidential information. Any retransmission, dissemination or other use of, or taking of any action in reliance upon, this information by person or entity other than the intended recipient, if not clearly authorized by the sender, is prohibited. If you have received this communication in error, please notify the sender immediately by e-mail and delete the message from any computer.

"



Em 2 de outubro de 2017 08:52, Antonio Alves Neto antonioalvesneto@yahoo.com [comunidadeTQS] <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br> escreveu:

Bom dia, Prof. Paulo Helene.

Estive no Enece-20 e no workshop fib Model Code 2022 onde ouvi todas as palestras e as discussões no final do último dia. Gostei muito da sua palestra, principalmente da parte de tecnologia do concreto relativo ao efeito da carbonatação.

Achei muito interessante as discussões finais em que não tiveram "perdedores" ou "ganhadores" mas que ficou patente que alguma coisa deverá ser feita no fator $\alpha_{cc} \leq 0.85$ que usamos no dimensionamento à **flexão simples e composta** das seções de concreto estrutural (armado e protendido).

Meus comentários e minhas conclusões em função do que ouvi das opiniões da maioria dos palestrantes:

- que para efeito de dimensionamento, o f_{ck} deve ser mantido como a resistência aos 28 dias de idade, como já fazem todas as Normas. Elevar esta idade para os 63 dias ou mais, teoricamente exigiria alterações no fator α_{cc} . Além do mais, se houver não conformidade nos resultados, demoraria bastante para se tomar uma decisão, por exemplo, um eventual reforço. Obras pequenas são concluídas em menos de dois meses e assim teríamos os resultados dos corpos de prova depois da obra concluída, o que certamente não seria bom nos casos de não-conformidades que exigisse reforço;
- resultados de ensaios obtidos depois dos 28 dias devem ter seus valores reduzidos aos 28 dias. Pelo menos um dos palestrantes mostrou que fez esta redução num dos seus exemplos lá mostrados. Outro em conversa comigo também disse fazer o mesmo. No próprio debate, quando este assunto foi ventilado, nenhum projetista foi contra esta correção;
- O amigo falou que num determinado projeto o projetista de estrutura conseguiu reduzir o volume de concreto em 60% aumentando o f_{ck} . Acredito que foi exclusivamente nos pilares. Os volumes de lajes e vigas provavelmente foram mantidos. Esta redução de 60% nas seções dos pilares certamente gerou uma

redução bem maior na rigidez deles, uma vez que a Inércia varia com a terceira potência de uma das dimensões, e esta redução de inércia quando for para um edifício alto, em tese não é uma boa solução.

- No futuro, possivelmente o fator α_{cc} deverá ser desdobrado em dois fatores para que consigamos considerar separado o efeito Rüschi da idade em que a carga máxima começará a atuar na seção. Este valor de $\alpha_{cc}=0.85$ usado hoje na maioria dos casos, terá um acréscimo (pequeno) para os pilares dos pavimentos inferiores de edifícios altos. Nas edificações baixas, nas lajes e nas vigas certamente este valor de α_{cc} não será alterado. Nos nossos projetos em que há não-conformidades na resistência do concreto, sempre fazemos esta consideração nas nossas verificações incluindo as reduções de sobrecargas nos pilares, no intuito de evitar ao máximo os reforços estruturais. Só mandamos reforçar quando de fato é necessário;
- A tolerância de 10% ou 4 MPa estabelecida por algumas Normas nos resultados do f_{ck} , quando comparada com a nossa Norma, devem ser considerados outros fatores como foi comentado naquela discussão inclusive os coeficiente de majoração dos esforços (1.4 numa Norma e 1.5 noutra) e da redução das resistências dos materiais. Em lajes e vigas em que a **flexão simples** é preponderante, realmente esta tolerância será bem aceita. Em se tratando de pilares que geralmente estão submetidos à **Flexão Composta Normal ou Oblíqua** não podemos aprovar esta tolerância automaticamente. O projetista deverá analisar caso a caso, conforme demonstrarei a seguir;
- Considere duas seções de Área "Ac" com a mesma resistência ao Esforço Normal (Nrd), uma projetada com $f_{ck}=f_{ck1}$ e taxa de armadura ρ_1 e a outra obtida dos ensaios aos 28 dias com $f_{ck}=f_{ck2}$ e taxa de armadura ρ_2 , aço CA-50A com deformação de 0.2% e tensão $\sigma_{sd} = 356$ MPa . Assim, teremos:
$$N_{rd} = \alpha_{cc} \times \sigma_{cd1} \times A_c + \sigma_{sd} \times \rho_1 \times A_c = \alpha_{cc} \times \sigma_{cd2} \times A_c + \sigma_{sd} \times \rho_2 \times A_c$$
$$\alpha_{cc} \times \sigma_{cd1} + \sigma_{sd} \times \rho_1 = \alpha_{cc} \times \sigma_{cd2} + \sigma_{sd} \times \rho_2$$
$$\rho_2 - \rho_1 = 0.85 / 1.4 \times (f_{ck1} - f_{ck2}) / 356$$
$$\rho_2 - \rho_1 = (f_{ck1} - f_{ck2}) / 586$$
$$\rho_2 = \rho_1 + (f_{ck1} - f_{ck2}) / 586$$
- Se $f_{ck1} - f_{ck2} = 4$ MPa, então $\rho_2 = \rho_1 + 0.68\%$.
Exemplo-1: $\rho_1 = 0.50\%$ (10Ø16) ; $\rho_2 = 1.18\%$ (24Ø16): 140% a mais, ou seja, terá que ser reforçado;
Exemplo-2: $\rho_1 = 1.00\%$ (10Ø16) ; $\rho_2 = 1.68\%$ (18Ø16): 68% a mais, ou seja, ainda terá que ser reforçado;
- Se $f_{ck1} - f_{ck2} = 6$ MPa, então $\rho_2 = \rho_1 + 1.02\%$.
Exemplo-3: $\rho_1 = 0.50\%$ (10Ø16) ; $\rho_2 = 1.52\%$ (30Ø16): 200% a mais, ou seja, terá que ser reforçado;
Exemplo-4: $\rho_1 = 1.00\%$ (10Ø16) ; $\rho_2 = 2.02\%$ (20Ø16): 100% a mais, ou seja, ainda terá que ser reforçado;
- Evidentemente os pilares não estão submetidos à carga centrada. Se a Flexão Composta for de pequena excentricidade as diferenças se aproximam dos valores acima mas se a Flexão Composta for de grande excentricidade as diferenças acima reduzem podendo chegar a valores significativos;
- Conclusão com os exemplos mostrados acima: Em se tratando de pilares, havendo não-conformidade na resistência do Concreto, o projetista deverá sempre fazer as verificações caso a caso, considerando as reduções de sobrecargas previstas na NBR-6120 e o ganho de α_{cc} quando for o caso. Na flexão, no Cisalhamento e no cálculo das deformações, uma redução de 10% ou 4 MPa no f_{ck} geralmente não exigirá nenhum reforço na estrutura. Na Flexão Composta cabe ao projetista verificar caso a caso.

Atenciosamente.

Antônio Alves Neto
ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda
Rua Caio Pereira, 331
Rosarinho, Recife - PE.
CEP: 52041-010 Fone:(81) 3092.8200
engedata@engedata.eng.br

=====
=====

Em sábado, 20 de agosto de 2016 09:18:31 BRT, 'Paulo.Helene'
paulo.helene@concretophd.com.br [comunidadeTQS]
<comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br> escreveu:

Prezado Amigo Antonio

O debate em alto nível e respeitoso como você sempre pratica, dignifica e só constrói.

O que eu vejo nas suas argumentações é um problema recorrente: não há citações de normas, nem de teses, nem de outros trabalhos que respaldem suas afirmativas. Verá o amigo que se fôsse buscar na literatura iria encontrar justo o contrário do que afirmas.

Para explicitar as partes mais importantes:

1. Você continua equivocado no conceito quando toma exemplos infelizes. Não se trata de dimensionar duas estruturas novas, uma com fck 35MPa e outra com fck de 31,5MPa como seus exemplos simplistas. Se trata de partir da existência de uma estrutura existente (já construída) dimensionada para fck 35MPa nas quais alguns elementos estruturais (vigas, lajes ou pilares) apresentam fck igual a 31,5MPa. Não podes aplicar os mesmos conceitos simplistas de uma estrutura nova. O ACI 318 tem todo um capítulo sobre isso. A fib tem inúmeras publicações sobre isso. Pesquise melhor, consulte as normas e verás que estás equivocado e simplificando demais um problema um pouco mais complexo;
2. Você continua equivocado no conceito quando compara resistência de concreto medida a partir de testemunhos extraídos a 60dias, 1ano, dez anos ou 40anos com resistência de concreto obtida a partir de corpos de prova mantidos em ambientes ideais e sem carga e sem ação de retração, de deformação lenta (fluência), de cargas e descargas, de molhagens e secagens, de carbonatação, etc. (leia por favor as palavras sábias de meu guru Prof. Laranjeiras já veiculadas várias vezes nesta Comunidade e recém divulgadas pelo estimado Varela, ou pesquise o tema no Google);
3. Você distorce a lógica e menospreza minha experiência e inteligência quando insinua que uma análise complexa de uma estrutura existente vai utilizar resultados de testemunhos de linha neutra de vigas para verificar segurança de pilares !... sou limitado mas por favor não exagere;
4. Se você usa resultados de testemunhos de lajes e vigas para verificar segurança de pilares recomendo que só os utilize para verificar lajes e vigas e trate de extrair testemunhos de pilares quando o objetivo for verificar pilares.

Finalmente não gosto de endurecer meu discurso em público.

Eu o respeito muito e nunca mencionei em nenhuma correspondência baixo clero ou alto clero, ao contrário, respeito por igual todos os meus Colegas e sempre estou aprendendo algo novo e interessante com eles... e com você não é diferente.

Te respeito muito como pessoa e isso não vai mudar.

Te respeito como profissional e o valorizo ainda mais pela coragem de discutir e até fazer palestras sobre um tema tão complexo.

Mas, quero te pedir, humildemente, para seguirmos em particular.

Minha vida acadêmica e profissional me ensinou a revisar com muito cuidado e com muito respeito os inúmeros textos sobre os quais tive ou tenho de opinar (teses, dissertações, projetos de pesquisa, pedidos de financiamento, artigos de congressos e de revistas científicas, etc.).

Tenho de ser crítico e respeitoso ao mesmo tempo, mas já houve caso de Colegas que até entraram na Justiça contra meu veredicto sobre a qualidade de uma tese e outros que se foram da academia por se sentirem perseguidos.

Como você sabe tenho índices acadêmicos elevados bem acima da média dos professores e pesquisadores nacionais e mais de 100artigos publicados sendo que a grande maioria deles, se não todos, antes de publicar num Congresso científico ou

numa Revista, foram submetidos aos Comitês científicos e aos Comitês editoriais, ou seja, foram analisados cuidadosamente por meus pares.

Sabe o que ocorreu e continua ocorrendo?

Tomei e tomo muita "porrada" crítica e algumas vezes nem sequer aceitam que seja publicado.

Sabe qual foi e tem sido minhas reações? Ficar "puto" mas estudar a fundo todas as críticas para tentar responder coerentemente e com isso melhorar minha contribuição inicial.

Puto e humildemente trato de estudar, aprender, enxergar outro ponto de vista e melhorar minha contribuição até que seja aprovada... esse é o meu dia a dia há 40anos.

Participou de minhas defesas de Mestrado, Doutorado, Livre Docência e Prof. Titular, o Prof. Fusco. Sem dúvida foi o mais crítico e duro dos examinadores. (quem o conhece sabe como ele é franco e direto).

Na época e até hoje admiro pra caramba esse Senhor, aprendi e cresci muito com seus trabalhos, livros e suas duras críticas construtivas e sempre fiz questão que estivesse em minhas bancas pois tinha a certeza de que ele enxergaria algo no meu trabalho que eu não tinha visto e isso me ajudaria no futuro.

Portanto se endureci é porque o valorizo, respeito suas opiniões e gosto do discurso e do debate técnico e construtivo e sei que você pode fazer melhor.. mas outros podem não entender desta forma, principalmente os que têm pouca pratica de submeter seus projetos e textos a revisores (tipo ATP, comitês editoriais, comitês científicos, jurados, revisores ad hoc, etc.).

Estarei contigo logo, logo na segunda...

Vamos em frente...

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

paulo.helene@concretophd.com.br

www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"The information contained in this message is confidential, privileged and protected by legal secrecy. If you are not the addressee of this message, please don't use it, or publish, or copy.

Please remove its content from your database, records or control system, to avoid be held legally accountable."

Em 19 de agosto de 2016 19:22, Antonio Alves Neto antonioalvesneto@yahoo.com [comunidadeTQS] <comunidadeTQS@yahoo.com.br> escreveu:

Caro amigo prof. Paulo Helene.

Vou me contrapor ao amigo de imediato apenas em relação à parte escrita pelo senhor, e repetida abaixo:

"Nao posso me fundamentar em análises simplistas, pessoais e emitidas no calor das emoções com afirmativas como as suas de que 10% a menos de resistência do concreto compromete a segurança estrutural, sem nenhuma citação de teses, de normas ou mesmo de outros artigos que respaldem sua afirmação pessoal."

- Estudamos Flexão Composta Normal e Oblíqua há anos, precisamente desde o final dos anos 70. Foi um assunto que sempre gostei e terminei sendo estimulado pelos excelentes livros de Concreto Armado do prof. Lauro Modesto dos Santos.
- A Análise que SEMPRE faço nas minhas afirmativas não são simplistas. Nas seções de pilares que estão submetidas à Flexão Composta (Oblíqua inclusive),

Fazemos dezenas (28) combinações de ações nas seções, consideramos as tensões das barras, uma a uma, em função das suas posições geométricas na seção, diagrama de tensões no concreto até como parábola-retângulo, efeito de segunda ordem, etc, etc. Para se fazer tudo isto não precisamos ler nenhuma tese. Precisamos apenas saber e aplicar o que prescreve as Normas. Fazemos isto, caro amigo, desde a NBR-6118/78;

- Fizemos várias verificações em projetos REAIS e constatamos o que afirmei no meu texto original;
- Estas conclusões a que me referi nas mensagens anteriores foram mostradas e melhor detalhadas numa palestra que fiz em outubro do ano passado no ENECE-2015, aí em São Paulo, em que falamos sobre não-conformidades na resistência do concreto e os tipos de reforços em pilares, quando necessários.
- Qualquer projetista de estrutura poderá **reproduzir** isto que afirmei, portanto não tem nada de pessoal e muito menos uma opinião formada no calor das emoções. É a mais pura engenharia estrutural;
- REPETINDO O QUE FOI DITO ANTES: **Para exemplificar, se num determinado pilar dimensionado para um $f_{ck} = 50$ MPa, atuar uma carga centrada que exigiu uma taxa de armadura necessária e detalhada de 2%, se esta mesma peça for dimensionada para um f_{ck} de 44 MPa, a taxa de armadura necessária seria agora de 3%, ou seja 50% a mais. Se a taxa inicial fosse de 1%, então no segundo caso seria necessária 2%, ou seja o dobro. Veja então a sensibilidade do concreto em pilares, em relação ao f_{ck} !!!!** Qualquer projetista ou mesmo estudande de engenharia, usando desde a NB-1/60, com os velhos conceitos de σ_R , verá que estas afirmações são verdadeiras. Não precisamos de teses para justificar isto. Precisamos apenas conhecer as Normas e saber aplicá-las. Para deixar bem claro, quero deixar evidenciado que não tenho nada contra tese. Pelo contrário. Acho que deveríamos ter muitas (tenho lido algumas), inclusive que elas gerassem patentes para o Brasil, coisa que parece ser pouca.
- Claro que nos edifícios este aumento de armadura pode ser menor porque a carga não é centrada, gerando sempre Flexão Composta nas seções;
- Em pilares de edifício haverá situação em que 5 MPa a menos gerar uma armadura 30% ou 40% maior. O senhor acha correto desprezar isto? 40Ø25 existentes substituir 52Ø25 necessários naquela seção? Eu como projetista não concordo. Procurarei enxugar o que puder nos meus cálculos para evitar o reforço, conforme foi publicado no trabalho ENECE-2015.
- Em não falei que 10% a menos na resistência do Concreto compromete a segurança estrutural. O amigo aqui terminou sendo injusto, talvez pelo calor da emoção (rrss!!!!). Falei que no nosso entendimento, em pilares não devemos ter tolerância com o f_{ck} e sim devemos verificarmos SEMPRE as seções quando for encontradas não-conformidades. Digo isto com a experiência de quem trabalha em projeto estrutural deste 1978 procurando fazer

sempre da melhor forma possível, tentando acompanhar as evoluções tecnológicas tanto nos modelos estruturais como nos processos construtivos;

- Portanto meu caro amigo, no meu entendimento todas as minhas afirmações estão **RESPALDADAS** na nossa boa engenharia séria que procura seguir as Normas. Não se trata de nenhum ACHISMO como o amigo deixou transparecer, embora eu tenho certeza que no fundo, não é isto que o amigo de fato quis dizer;
- Nós como projetistas estruturais precisamos transformas as nossas conclusões em NÚMEROS, minimizando sempre que possível o uso de adjetivos ou achismos nos nossos relatórios. É preferível dizer que tal grandeza calculada vale X e que o limite normativo dela é $Y < X$, do que dizer simplesmente que X é muito grande, por exemplo;
- Temos consciência da falta de exatidão nos parâmetros que usamos na Engenharia: Os diagramas reais de tensões do aço e do concreto não são aqueles que vemos nas Normas. Os efeitos de fluência, retração e Rüsç dependem de tantas variáveis que também jamais são estimados com precisão. As cargas atuantes na estrutura, os modelos computacionais (ou manuais) que usamos nos cálculos estão distantes da estrutura real. Se quisermos desenvolver teses e mais teses para aprimorarmos estes e outros pontos em abertos na engenharia, teremos muito pano para a manga. No meu entendimento. Hoje só podemos agir em função do que as Normas prescrevem. Claro que outras versões virão aprimorando cada vez mais.
- Entendo também que pelo fato de não termos exatidão nos parâmetros usados no concreto, seja argumento para ignorar as suas variações com o tempo. Aqui no Nordeste tem um ditado que diz: quem não tem cachorro, caça com gato. Se a gente só encontra estes parâmetros nas Normas, então, enquanto elas não são atualizadas, temos que segui-las, usando o nosso entendimento que muitas vezes terminam sendo diferente de profissional para profissional..
- Embora sendo do "baixo clero" (rrss!!), em momento algum me senti constrangido ou inferiorizado quando discordei do amigo dizendo que era respeitosamente a discórdia, mesmo tendo conhecimento do seu conceito e prestígio na Engenharia.

O senhor então acha que os testemunhos extraídos nas regiões de linha neutra das vigas não sofrem mais o efeito Rüsç depois de 48 anos?

Vamos então deixar este último argumento da minha mensagem para depois, pela extensão já existente neste texto.

Concluo afirmando que o amigo foi infeliz quando desqualificou as minhas afirmações.

Aceite um forte abraço.

Antônio Alves Neto
ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda
Rua Caio Pereira, 331
Rosarinho, Recife - PE.
CEP: 52041-010 Fone:(81) 3092.8200
engedata@engedata.eng.br

De: "'Paulo.Helene' paulo.helene@concretophd.com. br [comunidadeTQS]" <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br>
Para: comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br
Enviadas: Sexta-feira, 19 de Agosto de 2016 7:46
Assunto: Re: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

Prezado Amigo Antonio Alves

Em primeiro lugar eu gosto das discussões técnicas respeitadas como as que você sempre pratica.
Portanto nada de pedir desculpas ou constranger-se, ao contrário, fique à vontade, até porque me considero flexível e capaz de, humildemente, mudar de ideia e de procedimento caso me convença de uma alternativa melhor, respaldada por documentos e pesquisas.

Evidentemente que eu, diante de um caso específico, onde tenha sido Contratado, seja o responsável e no qual tenha todas as informações que considere necessárias, terei o cuidado de eleger apenas um fck justificando-o.
Não o fiz neste caso, citando que poderei ser 25 ou 30MPa, pela justificativa que dei, ou seja, tenho sido alertado por grandes amigos como o Aurélio e outros, para evitar de afirmar cateóricamente certas coisas que ainda são passíveis de controvérsias, em documentos públicos informais, como esta nossa valiosa rede.
Porém isso não significa que eu esteja em dúvida quanto minha posição pois esta foi forjada a partir de muita pesquisa e estudo.

Diferentemente de você, com todo respeito, tenho escrito e publicado artigos científicos/técnicos com farta bibliografia confiável demonstrando como cheguei nas minhas posições atuais.

Por exemplo veja em anexo o artigo meu publicado na Revista da ABECE e outros veículos; veja também este artigo que você pode baixar da website da PhD: link: <http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/10/merged-5.pdf>
Não posso me fundamentar em análises simplistas, pessoais e emitidas no calor das emoções com afirmativas como as suas de que 10% a menos de resistência do concreto compromete a segurança estrutural, sem nenhuma citação de teses, de normas ou mesmo de outros artigos que respaldem sua afirmação pessoal.
Nesses dois artigos, com base nas normas brasileiras, americana, europeia e internacional (fib e ISO) nós mostramos que o fck final de verificação da segurança, partindo de mesmos resultados iniciais pode variar segundo cada norma, no exemplo do artigo, de 18,3 a 22, 1MPa.
Em outras palavras, como somos engenheiros, eu adotaria 20MPa e obviamente jamais teria uma postura matemática calculando com casa decimal ou algo diferente de uma escala de 5MPa.

Consulte, por favor a norma ACI 318 no capítulo 20 e também a norma europeia EN 206 (citada no EuroCode 2 como a norma a ser seguida para aceitação do concreto).

Vais ficar surpreso ao constatar que ambas as normas aceitam como absolutamente normal valores individuais de resistência de um caminho betoneira menor que 3,5 ou 4MPa até fck 035MPa (ou seja mais de 10%) e acima de 35MPa o critério é de 0,9*fck, ou seja menos 10%.

Observe lá que aceita-se isso como normal e sem necessidade nenhuma de consultar o calculista.

Além dessas normas assim procederem há trabalhos da década de 70 (citados nos meus artigos) que demonstram científica e tecnicamente a importância da resistência do concreto na segurança da estrutura.

Isso ocorreu naquela década porque o model code mudou para um critério semi probabilista e revolucionou a forma de projetar.

Poderia seguir adiante justificando, com bases científicas e documentos confiáveis, minha posição mas vou parar por aqui até porque na segunda-feira estarei na sua maravilhosa terra e certamente estaremos juntos para nos abraçar e seguir discutindo numa boa para finalizar com muita água de coco na beira da praia de Boa Viagem.

Finalizo me referindo a seu último argumento no pe de sua amável mensagem.

Observe com calma e paciência que ali reside um importante conceito no qual divergimos.

Você cita que extrair testemunhos a 40anos seria o mesmo que moldar corpos de prova do concreto fresco, guardá-los numa câmara úmida e rompê-los depois de 40anos !

JAMAIS eu diria isso e nunca foi essa minha proposta.

Justamente eu questiono essa sua posição e de outros pois esse crescimento somente ocorreu porque o corpo de prova está em condições relaxadas, sem carga e sem sofrer as demais ações da natureza tipo retração, deformação lenta, variação

de temperatura, variação de umidade relativa, cargas cíclicas, molhagens e secagens, carbonatação, etc., etc.
Então o fck da estrutura não é o fck do corpo de prova em condições confortáveis.
Por isso a ACI 318 é clara e diz textualmente: não se deve considerar a idade, ou seja, nada de regressar a 28 dias.

Seguimos...
Grande abraço de



Prof. Paulo Helene
Diretor
tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822
[Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060](http://RuaVisconde.deOuroPreto201SaoPaulo.SP.01303-060)
paulo.helene@concretophd.com.br
www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"The information contained in this message is confidential, privileged and protected by legal secrecy. If you are not the addressee of this message, please don't use it, or publish, or copy. Please remove its content from your database, records or control system, to avoid be held legally accountable."

Em 18 de agosto de 2016 11:02, Antonio Alves Neto antonioalvesneto@yahoo.com [comunidadeTQS] <comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br> escreveu:

Prezado amigo prof. Paulo Helene.

Nós projetistas de estrutura quando nos deparamos com estes problemas, precisamos sempre definir um valor numérico para o fck a ser utilizado nas nossas verificações. É um problema que sempre enfrentamos porque os Relatórios de Extrações que recebemos dizem respeito geralmente aos resultados individuais de cada testemunho extraído.

Para nós projetistas estruturais, seria muito melhor se recebêssemos nestes Relatórios, já o valor do fck estimado daquele lote analisado ou daquele caminhão quando se encontra não-conformidade no concreto, por exemplo.

Geralmente nós projetistas é quem termina definindo o valor do fck adotado nas verificações que precisamos fazer.

Com relação ao caso particular do colega Bruno, tenho os seguintes comentários a fazer, alguns discordando respeitosamente do amigo:

- É verdade que variações pequenas no fck, por exemplo de 10%, tem pouca influência nas deformações de lajes e vigas, na resistência à Flexão Simples e até mesmo no Cisalhamento. Em outras palavras: dimensionar uma viga ou laje com fck = 40 MPa ou com fck = 35 MPa, a diferença de armadura encontrada é pequena que termina sendo absorvida pelos arredondamentos quando transformamos a área de aço em número de barras;

- Já na Flexão Composta, muitíssimo frequente nos pilares, dimensionar os pilares de um edifício com 50 MPa dá uma taxa de armadura bem diferente comparado ao uso de um fck igual a 45 MPa. Claro que não estou falando de armaduras mínimas.

Quando o senhor diz que consideraria no caso um fck de 25 MPa ou 30 MPa, as diferenças nas verificações dos pilares poderão ser imensas, podendo gerar reforço num caso e no outro não;

- Para exemplificar, se num determinado pilar dimensionado para um fck = 50 MPa, atuar uma **carga centrada** que exigiu uma taxa de armadura necessária e detalhada de 2%, se esta mesma peça for dimensionada para um fck de 44 MPa, a taxa de armadura necessária seria agora de 3%, ou seja 50% a mais. Se a taxa inicial fosse de 1%, então no segundo caso seria necessária 2%, ou seja o dobro. Veja então a sensibilidade do concreto em pilares, em relação ao fck!!!!
- Por isto, no nosso entendimento, em pilares não devemos ter tolerância com o fck. Devemos verificar cada seção não-conforme, caso a caso. Podemos e até devemos considerar uma redução (calculada e justificada pelas formulações que dispomos nas Normas) no fator Rüsck quando se trata de edifícios altos e as não-conformidades de resistência encontradas estão nos pilares dos primeiros pavimentos. Geralmente fazemos isto nas nossas verificações;
- Também é verdade que o fck do concreto não terá mais nenhum crescimento significativo depois dos 48 anos;
- Considerando que os testemunhos são extraídos nas proximidades da linha neutra da seção das vigas ou horizontalmente nos pilares, eles são rompidos em **ensaios rápidos** recebendo uma compressão naquela direção que nunca recebera ao longo dos 48 anos de idade.

Por isto, no meu entendimento o efeito Rüsck deve ser obrigatoriamente usado neste caso, e não desprezado como entendi dito pelo amigo;

- Lembrando que fazemos o dimensionamento à Flexão Simples e à Flexão Composta considerando um fator de redução 0.85 nas tensões do concreto, que teoricamente aconteceria bem antes dos 48 anos de idade. Em se tratando desta idade, no meu entendimento este fator poderia ser maior como demonstrei **numericamente** em mensagens anteriores;
- Se eu não tiver entendido errado, pelo entendimento do amigo poderíamos ainda aplicar os 10% a mais na resistência do

concreto, por se tratar de extrações e assim o valor 28.1 MPa passaria para 30.9 MPa nas verificações.

Lembramos que a Norma recomenda os resultados de extrações com uma casa decimal, se não tiver enganado. Portanto nas verificações podemos usar estes valores quebrados sim, no intuito de evitar reforços;

- No dimensionamento do Concreto Estrutural, consideramos a resistência aos 28 dias acrescido de um ganho desta resistência que ele terá ao longo do tempo. Se fizermos a ruptura de corpos de provas ou de testemunhos, por exemplo aos 140 dias de idade, terei que descontar o ganho posterior embutido que já considerei ao fazer o dimensionamento com a idade de 28 dias. Se não estaríamos contando este ganho em DUPLICIDADE;
- Por isto discordo mais uma vez do amigo, com todo o respeito. Meu último argumento: Como tenho CERTEZA que o concreto crescerá depois dos 28 dias, então poderíamos orientar os nossos clientes para guardar vários corpos de prova devidamente acomodados de forma que pederíamos ir rompendo aos 63 dias, aos 90 dias ou 360 dias até ele ser aprovado? Isto poderia acontecer por exemplo se o fck de projeto fosse de 50 MPa e aos 28 dias tivesse dado apenas 45.5 MPa. Possivelmente com um ano de idade até ultrapasse os 50 MPa. Seria então aprovado?
Não encontro nas nossas Normas nada que nos resguarde neste ponto.

Desculpas pela externsão do texto.

Um forte abraço deste seu amigo insistente na discussão deste tema.

Atenciosamente.

Antônio Alves Neto
ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda
[Rua Caio Pereira, 331](#)
[Rosarinho, Recife - PE.](#)
CEP: 52041-010 Fone:(81) 3092.8200
engedata@engedata.eng.br

De: "'Paulo.Helene'
paulo.helene@concretophd.com.br
[comunidadeTQS]"
<comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br>
Para: comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br
Enviadas: Quinta-feira, 18 de Agosto de 2016
9:02
Assunto: Re: [comunidadeTQS] Fck de
testemunhos

Prezado Bruno

O assunto é bem interessante e complexo. O ACI 318 declara explicitamente que não há porque levar em conta a idade e o fib model code e as publicações da fib omitem o tema e não consideram crescimento nem decréscimo de resistência por idade, ou seja, não declaram se sim nem se não.

Minha opinião pessoal já explanei e volto a explicar é que diante de duas variáveis tão desconhecidas (quanto cresceu?? e quanto decresceu???) e que se equivalem no tempo (os cimentos de antigamente cresciam muito mais que $s=0,38$) o melhor é não considerar nenhum dos efeitos.

Recebi sua explicação de que você já usou todos os recursos para identificar a região de menor resistência nessa obra e vou confiar que essa é uma hipótese verdadeira.

Dessa região você extraiu vários testemunhos, corrigiu de acordo com a ABNT NBR 7680 e obteve o valor a 40 anos de idade de 28,1MPa.

Se assim for não tenho dúvidas de que todas as demais regiões da estrutura têm resistência mais alta que essa.

Então eu consideraria que você tem em suas mãos o fck, está correspondente a 40 anos de 28,1MPa.

A partir dessa idade, desde que não ocorra aumentos de carga maiores que os já existentes nesses 40 anos a resistência do concreto não vai subir (já está bem hidratado)... nem descer (já sofreu efeitos de relaxação e acomodação interna pelos ciclos de carga e descarga e carga mantida...)

Portanto eu adotaria um fck de verificação da segurança de 25MPa ou de 30MPa segundo seu bom senso e feeling dessa estrutura (está bem executada? tem bicheiras?, tem fissuras? tem flechas exageradas? as dimensões estão corretas? o aço deve ser CA25? Está bem posicionado?).

Com esse fck, dimensionar/verificar no jeito padrão usando gama c de 1,4, ou se sentir firmeza de verdade usar gama c de 1,27.

No caso de reforço e de aumento de cargas o raciocínio teria de ser melhor elaborado pois vamos fazer combinar e trabalhar juntos um concreto "fixo" e que já sofreu deformação lenta com um concreto "novo e mutável" que ainda vai crescer/decrescer e deformar-se....

Tenho certo receio de discutir publicamente esses temas com tomada de decisao e indicaçao de numeros como você e o amigo Antonio estao me induzindo.

Cada caso é um caso e amanha algum Colega vai me citar ou dizer que o Paulo Helene faz assim e de repente naquele caso eu faria diferente.

Portanto quero humildemente dizer que nao disse nada do que foi dito ou seja, cada caso é um caso e caldo de galinha nao faz mal a ninguém.

Seguimos...

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.:
11-2501-4822

[Rua Visconde de Ouro Preto](#)

[201 São Paulo SP 01303-060](#)

paulo.helene@concretophd.com.br

br

www.concretophd.com.br &

www.phd.eng.br

"The information contained in this message is confidential, privileged and protected by legal secrecy. If you are not the addressee of this message, please don't use it, or publish, or copy. Please remove its content from your database, records or control system, to avoid be held legally accountable."

2016-08-16 23:22 GMT-04:00 Antonio Alves

Neto antonioalvesneto@yahoo.com

[comunidadeTQS]

<comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br>:

Caro Bruno.

Vou dá a minha opinião sobre este tema que sempre é um tema polêmico em que temos observadas opiniões diversas entre projetistas como também nos tecnologistas de concreto.

Considerando:

- que depois de 48 anos de idade todo o efeito Rüsç já está consumado na estrutura, assim como o efeito de retração e fluência no concreto;
- que aos 48 anos de idade, o concreto não ganhará mais resistência com o tempo;
- que os testemunhos são rompidas com carregamento rápido e portanto o efeito Rüsç continua presente nos resultados obtidos da

prensa, embora não exista mais na própria estrutura.

- que ao longo dos 48 anos de idade, a estrutura carregada gera no concreto um fator do Efeito Rüsç β_2 igual a 0.728;
- que neste mesmo período, com $s=0.25$, o concreto teria aumentado a sua resistência em 27.1%, ou seja, $\beta_1 = 1.271$;
- os dois fatores citados anteriormente agindo simultaneamente, teríamos então um fator $\beta = \beta_1 \times \beta_2 = 0.925$, na idade de 48 anos;
- que sempre dimensionamos na flexão simples e na flexão composta usando o valor de $\beta = 0.85$ e o fck aos 28 dias, pois fora dos 28 dias não temos mais fck e sim fcj;
- nas condições anteriores, se a carga total fosse aplicada aos 28 dias de idade, o valor mínimo de β seria 0.787, três dias depois de aplicada a carga, e portanto menor que o 0.85 usado no dimensionamento, ou seja, teoricamente estaríamos contra a segurança.
- que se esta estrutura fosse carregada aos 63 dias de idade, o valor mínimo de β seria agora 0.85, sete dias depois de aplicada a carga, e portanto igual ao valor considerado quando fazemos o dimensionamento. No final dos 49 anos o valor de β seria também igual a 0.925;

Pelo exposto antes, no meu modesto entendimento, faria os seguintes procedimentos para chegar num fck estimado para cada lote:

- dividir a estrutura em lotes conforme recomenda a NBR-7680, em função das extrações feitas;
- para cada lote, calcular o fck estimado, da seguinte forma:
Por exemplo, se o resultado das extrações for $f_{ck,ext} = 28.1$ MPa.
 $f_{ck\ corrigido} = 28.1 \times 0.728 \times 0.925 / 0.85 = 22.3$ MPa;
Como se trata de extração, podemos aumentar o fck corrigido em 10% (é o mesmo que dividir o gama-c por 1.1). Assim, o fck estimado deste

lote seria $f_{ck,est} = 22.3 \text{ MPa} \times 1.1 = 24.5 \text{ MPa}$;

- Portanto, para este lote em que o $f_{ck,ext} = 28.1 \text{ MPa}$, faríamos as verificações desejadas no ELU considerando o $f_{ck} = 24.5 \text{ MPa}$ e o $\gamma_{c} = 1.4$, como se tivéssemos verificando uma peça nova.

Espero ter ajudado.

Atenciosamente.

Antônio Alves Neto
ENGEDATA - Engenharia Estrutural
Ltda
[Rua Caio Pereira, 331](#)
[Rosarinho, Recife - PE.](#)
[CEP: 52041-010 Fone:\(81\)](#)
[3092.8200](#)
engedata@engedata.eng.br

...

Enviado por: "David Oliveira (Gmail)" <dafo407@gmail.com>

[Responder através da web](#) • [através de email](#) • [Adicionar um novo tópico](#) • [Mensagens neste tópico \(33\)](#)

[VISITE SEU GRUPO](#) [Novos usuários](#) **5** |

YAHOO! GRUPOS
BRASIL

• [Privacidade](#) • [Sair do grupo](#) • [Termos de uso](#)