

Um novo modelo para a análise não linear e diferida de estruturas evolutivas. Parte I: Descrição geral.

Paulo J. S. Cruz¹

Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

RESUMO

Qualquer processo construtivo implica a existência de fases intermédias durante as quais a estrutura pode experimentar variações sensíveis na geometria, no esquema estático, nas cargas aplicadas, ou inclusivamente nas características dos materiais. Sobretudo em estruturas de grandes dimensões, estas variações podem modificar de forma acentuada a distribuição de esforços ou tensões finais em relação à prevista com uma análise realizada sobre a geometria definitiva. Por outro lado, a combinação destes aspectos com efeitos de segunda ordem e outros fenómenos de carácter não linear, como por exemplo a fendilhação do betão, podem afectar notavelmente o comportamento em serviço e a capacidade resistente.

No presente artigo (Parte I) é apresentado um novo modelo para a análise não linear e diferida de estruturas reticulares planas, construídas de forma evolutiva, e que permite reproduzir, com grande precisão, os processos construtivos típicos de estruturas de edifícios e pontes. É dado especial destaque à descrição do modelo constitutivo desenvolvido para o betão. Este combina, de forma desacoplada, a teoria de dano e um modelo reológico em cadeia de Maxwell com envelhecimento. Com ele é possível reproduzir fenómenos tão complexos como a fluência não linear e a rotura diferida.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas o desenvolvimento da técnica de pré-esforço, associada à crescente capacidade dos meios de transporte e de elevação, tem facilitado a criação de um grande leque de sistemas estruturais e de novos métodos construtivos. Hoje em dia é corrente a combinação de distintos materiais e de elementos pré-fabricados e fabricados *in situ*, bem como a utilização simultânea de armaduras pré-tensionadas e pós-tensionadas. Na maioria dos processos construtivos utilizados podem ocorrer variações sensíveis da geometria, das propriedades e comportamento dos materiais, do esquema estrutural e das condições de apoio. Em muitos casos tais variações influenciam de forma notável a distribuição dos esforços internos, reacções, tensões, deformações e deslocamentos, podendo chegar a afectar a funcionalidade e a segurança durante o período de construção e ao longo da vida útil da estrutura. Por este motivo, para o estudo deste tipo de estruturas é aconselhável dispor de modelos precisos que considerem os seguintes aspectos: 1) As variações do esquema estrutural ocorridas durante o **processo construtivo** ou em qualquer instante da vida útil da estrutura. São exemplos comuns a evolução

¹ Professor Auxiliar

da geometria longitudinal e transversal, a existência de apoios provisórios, a introdução de tirantes ou cabos de pré-esforço, o bloqueio de rótulas, etc.; 2) Os **efeitos diferidos** devidos à fluência e retracção do betão, à relaxação do aço de pré-esforço e ao envelhecimento dos materiais, tendo em conta a diferença de idade dos distintos elementos ou secções; 3) A simulação realista do **comportamento mecânico dos materiais** tendo em consideração, entre outros, aspectos como a fendilhação e esmagamento do betão, a plastificação do aço e a retenção das tensões de tracção entre fendas (*tension stiffening*). Em estruturas ou elementos esbeltos os efeitos de segunda ordem devem ser introduzidos.

Nas últimas décadas surgiram numerosos modelos para a análise não linear instantânea ou diferida de estruturas reticulares (Kang, 1977; Mari, 1984; Carol, 1985; Cruz, 1991; etc.) que incluem, entre outros, efeitos das acções directas ou indirectas, efeitos de segunda ordem, efeitos diferidos, a inclusão do pré-esforço e a simulação da plastificação e fendilhação. No entanto, muito poucos combinam a análise não linear com a análise diferida e os processos de construção evolutiva (Ketchum, 1986; Elbadry, 1988; Abbas e Scordelis, 1993; Cruz, 1994). Efectivamente, se por um lado muitos dos programas existentes foram desenvolvidos para tipologias específicas, tais como pontes construídas por avanços sucessivos, pontes atirantadas e pontes construídas vão a vão (Brown *et al.*, 1974; Van Zyl, 1978; Khalil, 1979; Marshal e Gamble, 1981; Choudhury, 1986; Kang, 1989; etc.), por outro lado, alguns dos programas desenvolvidos para estruturas evolutivas genéricas restringem-se a admitir o comportamento elástico dos materiais ou a introduzir os efeitos não lineares de uma forma simplificada (Millanes, 1985; Navrátil, 1991; etc.).

A combinação num modelo dos três tipos de análises acima referidos, **evolutivo, diferido e não linear**, permitirá conhecer o comportamento estrutural nas seguintes condições: a) Durante o processo construtivo. Nesta fase, um modelo deste tipo será de grande utilidade para estudar as medidas convenientes de forma a conseguir atingir a configuração e os objectivos desejados; b) Durante a **vida útil** da estrutura será de enorme importância poder avaliar as diferentes redistribuições de esforços e tensões, a fim de tentar evitar fendilhação ou deformações excessivas e garantir a funcionalidade e resistência em qualquer instante; c) Sobre carga crescente até se atingir a **rotura** com a finalidade de avaliar a capacidade resistente.

No presente artigo (Parte I) descreve-se um modelo geral para a análise não linear e diferida de estruturas porticadas planas, de betão armado, de betão pré-esforçado ou estruturas mistas, que tem em consideração o comportamento não linear dos materiais, os efeitos diferidos e os aspectos evolutivos. Com o modelo desenvolvido é possível avaliar a influência do processo construtivo no comportamento a curto e a longo prazo, tanto em condições de serviço como últimas, determinar a capacidade remanente de carga numa estrutura danificada, assim como estudar a eficácia de um sistema de **reforço**.

A descrição do modelo será complementada com a apresentação detalhada da formulação adoptada para a modelação do pré-esforço (Parte II). As potencialidades do modelo serão evidenciadas com a síntese dos resultados obtidos na análise de alguns exemplos de aplicação prática (Parte III).

O modelo analítico proposto foi implementado num programa de cálculo automático com a designação de **FEMPOR**. Uma das características mais importantes deste programa é a flexibilidade conferida à estrutura de execução, que pode ser definida pelo utilizador ao nível da preparação de dados sem necessidade de efectuar alterações no programa fonte (Cruz, 1994). Devido à complexidade de alguns sistemas construtivos, que se podem estudar com este programa, este foi dotado de uma fase de pré-processamento e geração automática de dados. Para interpretação dos resultados dispõe-se de inúmeras saídas gráficas.

2. DESCRIÇÃO DO MODELO PROPOSTO

2.1. Discretização estrutural

O modelo proposto, aplicável a estruturas porticadas planas, baseia-se na formulação dos deslocamentos do método dos elementos finitos (M.E.F.) e incorpora elementos isoparamétricos de viga de três nós de Timoshenko, cabos de pré-esforço com geometria arbitrária, tirantes e elementos especiais para representar os escoramentos provisórios. Em qualquer instante, cada um destes elementos pode ser introduzido, removido, ou sofrer alterações na sua secção transversal. De igual modo, o nível de tensão nos tirantes ou cabos de pré-esforço pode ser modificado.

Os tirantes são idealizados como barras rectilíneas biarticuladas. A simulação da deformação axial elástica e o alongamento devido à diminuição de flecha é conseguida através da consideração do módulo de elasticidade efectivo proposto por Ernst (1965).

Os escoramentos, habitualmente utilizados nas fases construtivas das estruturas reticulares de betão, são reproduzidos mediante elementos biarticulados com um comportamento mecânico bilinear (elástico em compressão e com rigidez nula em tracção). Desta forma esse elemento é considerado inactivo para acções que tendam a produzir a separação entre ele e a estrutura que suporta.

2.2. Vinculações internas e externas

Podem ser considerados diferentes tipos de ligações entre elementos. Estas podem incluir rótulas generalizadas (movimento relativo livre segundo um dado grau de liberdade) e extremos rígidos com uma orientação genérica. Para reproduzir estas situações são utilizadas as operações clássicas de condensação e transferência de matrizes.

Tal como se referiu em 2.1, na simulação de problemas de contacto não linear, com vinculações actuantes em apenas um sentido, podem ser utilizados elementos especiais. No entanto, nalguns problemas, como é o caso de escoras assentes directamente sobre o terreno de fundação, o número global de graus de liberdade pode ser reduzido se em lugar destes elementos se utilizam molas ou apoios especiais que se considerem inactivos sempre que se produza a separação.

2.3. Idealização da secção transversal

A secção transversal de um elemento de viga, constituída por um ou mais materiais, pode ser considerada como um conjunto de sub-secções, sendo cada uma discretizada num número finito de camadas. A matriz de rigidez seccional D é obtida por um procedimento do tipo diferenças finitas, baseado na técnica descrita em Cruz (1991), semelhante ao procedimento seguido por Carol (1985) e El-Metwally (1986). Neste método, em cada iteração são calculados os esforços (M, N) correspondentes à deformação seccional actual (χ, ε) e os esforços (M_1, N_1) e (M_2, N_2) devidos respectivamente às seguintes deformações seccionais: $(\chi - \Delta\Delta\chi, \varepsilon)$ e $(\chi, \varepsilon - \Delta\Delta\varepsilon)$, onde $\Delta\Delta\chi$ e $\Delta\Delta\varepsilon$ são valores muito pequenos quando comparados com os valores da deformação incremental acumulada nessa iteração $(\Delta\chi, \Delta\varepsilon)$. Assim, os elementos D_{11}, D_{13}, D_{31} e D_{33} da matriz de rigidez seccional obtêm-se da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 D_{11} &= \frac{M(\chi, \varepsilon) - M_1(\chi - \Delta\chi, \varepsilon)}{\Delta\chi} & D_{13} &= \frac{M(\chi, \varepsilon) - M_2(\chi, \varepsilon - \Delta\varepsilon)}{\Delta\varepsilon} \\
 D_{31} &= \frac{N(\chi, \varepsilon) - N_1(\chi - \Delta\chi, \varepsilon)}{\Delta\chi} & D_{33} &= \frac{N(\chi, \varepsilon) - N_2(\chi, \varepsilon - \Delta\varepsilon)}{\Delta\varepsilon}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

A simulação do comportamento não linear e diferido numa secção é conseguida mediante a consideração, em cada camada, duma equação constitutiva explícita e unidimensional.

O conceito de sub-secções permite efectuar uma reprodução adequada do crescimento faseado de uma secção. Numa secção podem existir vários materiais, com diferente comportamento, tais como aço e betão pré-fabricado ou fabricado *in situ*. Está prevista a variação temporal das propriedades mecânicas de cada material. Desta forma, numa peça de betão armado a contribuição resistente das armaduras não é considerada até que se tenha desenvolvido a aderência suficiente entre os dois materiais.

A modificação das condições de interacção com o meio ambiente (temperatura, humidade e superfície de exposição) afectam a resposta diferida de cada secção. Este é o caso, por exemplo, de tabuleiros de pontes com secção em caixão, composta por uma viga em U pré-fabricada e uma laje superior betonada *in situ*.

2.4. Técnica de resolução

Para proceder à análise diferida numa estrutura o domínio de tempo é discretizado num conjunto de intervalos, separados por instantes denominados escalões de tempo. Em cada um deles a estrutura é estudada sob a acção das cargas exteriores e das deformações impostas.

Para a reprodução dos efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica) é adoptada uma formulação Lagrangeana Total. São utilizadas várias técnicas incrementais e iterativas para a resolução do sistema não linear de equações de equilíbrio (rigidez inicial, Newton-Raphson, Newton-Raphson modificado, ou uma combinação linear entre as duas primeiras). A actualização do estado de tensão, em cada incremento apenas se efectua quando se considere convergido o processo iterativo. A verificação de convergência é efectuada mediante a aplicação simultânea de um critério de deslocamentos, um critério de forças e um critério energético, formulados separadamente para as componentes de translação e rotação. Uma descrição mais detalhada poderá ser encontrada em Cruz (1994).

2.5. Acções consideradas

São consideradas as seguintes acções: forças concentradas e distribuídas, forças equivalentes à acção do pré-esforço, deslocamentos impostos nos apoios, variações de temperatura e deformações diferidas devidas à fluência e retracção do betão e à relaxação do aço de pré-esforço. Ao consistir a técnica de análise num procedimento passo a passo no tempo, é tido em consideração o instante de introdução de cada acção. A distribuição de temperatura em cada secção pode ser uma qualquer. É ainda possível considerar diferentes coeficientes de dilatação térmica para os distintos materiais.

2.6. Simulação da construção evolutiva

O presente modelo foi concebido com a intenção de simular, com toda a generalidade, qualquer alteração estrutural que possa ocorrer durante o processo construtivo e ao longo da vida útil da mesma. As modificações ocorridas na geometria longitudinal ou transversal são reproduzidas através da inclusão ou remoção de elementos ou sub-seções. Em qualquer instante, os tirantes e os cabos de pré-esforço podem ser introduzidos, tensionados, ou removidos. As vinculações externas e internas podem também ser modificadas em qualquer instante. A simulação da remoção de elementos, tirantes, cabos de pré-esforço ou apoios requer a aplicação sobre a estrutura remanescente dos esforços resistidos por esses elementos, ou da reacção existente nesses apoios.

A combinação do procedimento de análise passo a passo no tempo e da técnica de resolução incremental e iterativa, torna fácil a introdução de qualquer das alterações estruturais acima referidas. Ao longo da análise são conservados indicadores de existência, bem como a idade de instalação de cada sub-seção e elemento. Na resolução do sistema de equações de equilíbrio apenas se consideram os graus de liberdade activos.

2.7. Comportamento instantâneo dos materiais

Na simulação do comportamento mecânico do aço é adoptada uma lei constitutiva multilinear com endurecimento isotrópico.

O comportamento não linear do betão é reproduzido através dum modelo de dano contínuo em que a degradação do material está caracterizada por duas variáveis internas independentes, uma em compressão e outra em tracção.

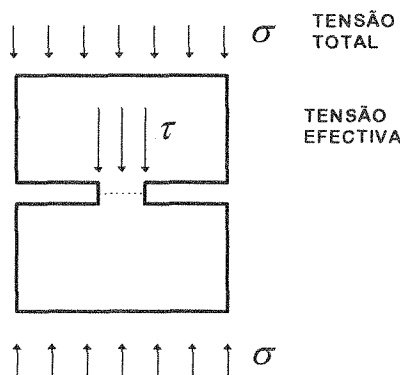


Figura 1. Modelo de dano unidimensional.

A equação básica dum modelo de dano contínuo e unidimensional é a seguinte:

$$\sigma = \alpha \tau = (1 - d) \tau = (1 - d) E \varepsilon^m \quad (2)$$

onde σ é a tensão uniaxial, τ é a tensão efectiva, E é o módulo de elasticidade do betão, ε^m é a deformação mecânica (dependente do estado de tensão) e α é um parâmetro de dano escalar que varia entre 1 e 0 com a evolução da degradação do material e que reproduz a redução da área

resistente (figura 1). Entre as muitas leis que podem ser consideradas para representar a evolução de α , foram adoptadas as seguintes:

$$\alpha_c = \exp\left(-\frac{\varepsilon^m}{A_c}\right)^{B_c} \quad (3)$$

para o betão comprimido (Carol *et al.*, 1991), onde A_c e B_c são coeficientes de dano, e:

$$\alpha_T = 1, \quad \varepsilon^m \leq \varepsilon_{cr}^m \quad (4a)$$

$$\alpha_T = \frac{\varepsilon_{cr}^m}{\varepsilon^m} \left[\exp A_T \left(1 - \frac{\varepsilon^m}{\varepsilon_{cr}^m} \right) \right], \quad \varepsilon^m > \varepsilon_{cr}^m \quad (4b)$$

onde

$$A_T = \left[\frac{G_f E}{l^* f_T} - \frac{1}{2} \right]^{-1} \geq 0 \quad (5)$$

para o betão traccionado (Oliver *et al.*, 1990), sendo G_f a energia de fractura por unidade de área (considerada como uma propriedade do material), l^* o comprimento característico do elemento finito e ε_{cr}^m a deformação mecânica correspondente à tensão de pico f_T .

Desta forma obteve-se uma lei constitutiva capaz de descrever a resposta do betão sob condições genéricas de carga, descarga e recarga. A capacidade do modelo para reproduzir o comportamento não linear do betão vem ilustrado na figura 2 onde se representam os resultados da simulação dum ensaio de carga cíclica (Cruz *et al.*, 1993).

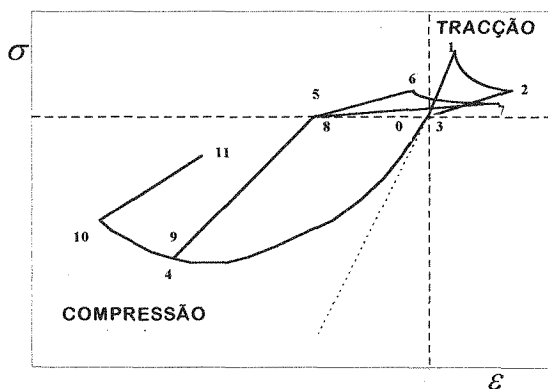


Figura 2. Diagrama σ - ε resultante dum ensaio de carga cíclica.

Da observação da figura 2 convém destacar que: uma carga de tracção pode produzir dano (fendilhação) sendo, no entanto, toda a deformação recuperável; uma carga em compressão dá

origem a dano em compressão e a uma parcela de deformação plástica; sucessivos carregamentos cíclicos têm como consequência uma degradação do módulo de descarga/recarga; e, finalmente, detecta-se que existe uma recuperação de rigidez na transição entre os comportamentos de tração e compressão. Em tração é adoptado um modelo de fendilhação distribuída.

2.8. Comportamento diferido dos materiais

Na modelação numérica da relaxação do aço de pré-esforço é utilizada a expressão proposta por Magura *et al.* (1964) combinada com a técnica desenvolvida por Hernández y Gamble (1975) para o caso em que a tensão aplicada é variável no tempo. Esta técnica consiste em calcular em cada instante uma tensão inicial fictícia, por forma a que as perdas por relaxação ocorridas desde o instante inicial até à idade actual produzam a tensão actual e permita a previsão das perdas para instantes posteriores.

Para a simulação do comportamento diferido do betão é utilizada uma equação constitutiva explícita recentemente desenvolvida (Cruz *et al.* 1993), onde as componentes de dano e as reológicas (qualquer combinação dos efeitos elásticos, plásticos e viscosos) são tratadas de uma forma desacoplada.

Qualquer modelo reológico pode ser utilizado para estabelecer a relação entre a deformação mecânica ε^m e a tensão efectiva τ , no modelo de dano antes descrito. Entre todos os modelos possíveis foi adoptada a cadeia de Maxwell com envelhecimento. Este parece ser o modelo mais aconselhável para ser aplicado na formulação em deslocamentos do M.E.F. já que permite determinar explicitamente o incremento de tensão uma vez conhecido o incremento de deformação (Bazant, 1982).

É bem conhecido o sistema de equações que rege o comportamento da cadeia de Maxwell:

$$\begin{cases} \dot{\tau}_\mu + \frac{\tau_\mu}{\Gamma_\mu} = E_\mu(t) \dot{\varepsilon}^e & \mu = 1, 2, \dots, N \quad (6a) \\ \tau = \sum_{\mu=1}^N \tau_\mu & (6b) \end{cases}$$

onde o ponto sobre uma variável representa a derivada no tempo e Γ_μ é o tempo de relaxação da unidade μ da cadeia de Maxwell.

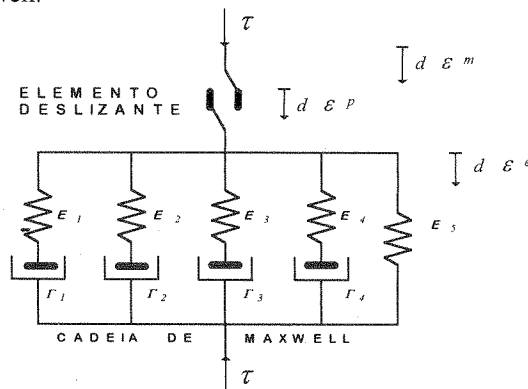


Figura 3. Modelo reológico.

Tal como se representa na figura 3, à cadeia de Maxwell é associado em série um elemento deslizante não linear com a finalidade de reproduzir as deformações plásticas ε^p em compressão (Carol, 1985). Desta forma, considera-se que a tensão efectiva em tracção segue uma lei elástica linear e em compressão uma lei elastoplástica. A formulação desta lei elastoplástica está baseada na seguinte decomposição da deformação mecânica ε^m (Rovira, 1989):

$$d\varepsilon^m = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p = \frac{d\tau}{E} + \frac{\tau}{\tau^r} d\varepsilon^m \quad (7)$$

onde τ^r é uma tensão de referência. Considerando que em cada unidade da cadeia os parâmetros τ_μ^r são proporcionais ao módulo de elasticidade E_μ da respectiva mola, $K = \tau^r/E = \tau_\mu^r/E_\mu$, a equação (6a) pode ser escrita na seguinte forma:

$$\dot{\varepsilon}_\mu + \left(\frac{\dot{\varepsilon}^m}{K} + \frac{1}{\Gamma_\mu} \right) \tau_\mu = E_\mu(t) \dot{\varepsilon}^m \quad \mu = 1, N \quad (8)$$

Se forem aceites como válidas as seguintes hipóteses: durante um intervalo de tempo Δt , $\dot{\varepsilon}^m$ é constante e igual a $\Delta\varepsilon/\Delta t$; nesse intervalo de tempo $E_\mu(t)$ é constante e igual ao seu valor médio $\bar{E}_\mu(t)$; e, finalmente, se $\tau_{\mu 0}$ for o valor da tensão efectiva da unidade μ no instante inicial t_0 cada uma das equações (6a) converte-se na equação geral que rege o modelo viscoelastoplástico desenvolvido:

$$\Delta\tau_\mu = \left[\frac{\bar{E}_\mu \Delta\varepsilon^m}{\left(\frac{\Delta\varepsilon^m}{K} + \frac{\Delta t}{\Gamma_\mu} \right)} - \tau_{\mu 0} \right] \left[1 - \exp\left(-\frac{\Delta\varepsilon^m}{K} - \frac{\Delta t}{\Gamma_\mu} \right) \right] \quad (9)$$

Com base nesta equação geral é possível estabelecer as expressões particulares correspondentes aos casos de comportamento elástico, elastoplástico e viscoelástico. A combinação das equações (9) e (6b) permite efectuar uma interessante interpretação do significado físico da presente equação constitutiva. Efectivamente, ao escrever a equação (9) na seguinte forma:

$$\Delta\tau = \Delta\tau^* + E^* \Delta\varepsilon^m \quad (10)$$

onde

$$\Delta\tau^* = - \sum_{\mu=1}^N \left[\tau_{\mu 0} \left(1 - \exp\left(-\frac{\Delta\varepsilon^m}{K} - \frac{\Delta t}{\Gamma_\mu} \right) \right) \right] \quad (11a)$$

$$E^* = \sum_{\mu=1}^N \left[\frac{\bar{E}_\mu}{\left(\frac{\Delta\varepsilon^m}{K} + \frac{\Delta t}{\Gamma_\mu} \right)} \left(1 - \exp\left(-\frac{\Delta\varepsilon^m}{K} - \frac{\Delta t}{\Gamma_\mu} \right) \right) \right] \quad (11b)$$

o acréscimo da deformação de fluência $\Delta \varepsilon^c$ (figura 4) pode ser encarado como a soma das seguintes componentes: a relaxação nesse intervalo de tempo da tensão efectiva inicial τ_0 que se obtém da expressão (10a) fazendo $\Delta \varepsilon^m = 0$ e a imposição de um incremento de deformação $\Delta \varepsilon^c$ que, tendo em conta o valor instantâneo do módulo E^* (expressão 11b), recupere o valor inicial da tensão efectiva.

A capacidade do modelo para estudar fenómenos como a fluência não linear, a rotura diferida e a redução de resistência como consequência de haver mantido a carga constante durante um determinado período é o resultado da progressiva degradação do módulo E^* . Nas figuras 5 e 6 apresentam-se os resultados da utilização do modelo na simulação de dois tipos de ensaios de fluência realizados sobre um provete com a resistência à compressão de 36.8 Mpa e uma humidade relativa de 90 % (Carol *et al.*, 1991).

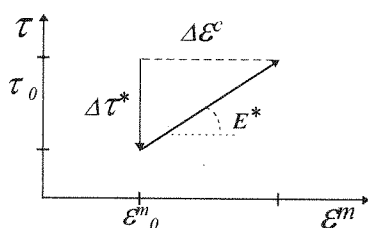


Figura 4. Interpretação física.

No primeiro ensaio foram aplicados diferentes níveis de compressão axial, à idade de 28 dias, que se mantiveram constantes durante 9000 dias ou até se produzir a rotura diferida. Na figura 5 pode observar-se o acentuado carácter não linear da fluência para tensões superiores a 40 % da resistência a compressão aos 28 dias f_c . Neste exemplo a rotura diferida ocorre para uma tensão de aproximadamente 53 % de f_c . Para um nível de tensão de $0.95 f_c$ a rotura diferida tem lugar uma vez transcorrido um período de 1,8 dias após a aplicação da carga.

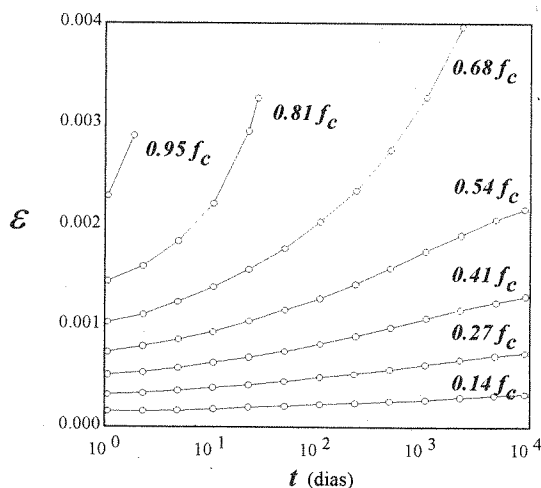


Figura 5. Fluência não linear e rotura diferida.

No segundo ensaio foram aplicados diferentes níveis de compressão aos 28 dias que se mantiveram constantes até aos 8854 dias de idade. Nesse instante a tensão aplicada foi aumentada de forma instantânea até se produzir a rotura. Na figura 6 pode-se observar que para uma tensão inicial de aproximadamente $0.60 f_c'$ a diminuição de resistência devida à fluência é de cerca de 32 % da resistência à compressão axial, à idade final.

Uma descrição mais detalhada deste modelo pode encontrar-se em (Cruz *et al.*, 1993 e Cruz, 1994).

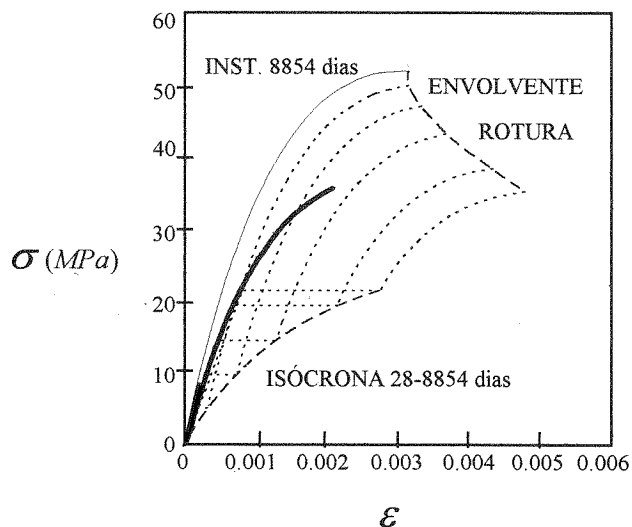


Figura 6. Diminuição de resistência devida à fluência.

3. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentado um modelo geral e versátil para a análise não linear e diferida de estruturas reticulares planas, compostas por aço e betão, e que permite reproduzir a resposta estrutural em fase construtiva, em serviço ao longo da vida útil da estrutura e sob carga crescente até se alcançar a rotura, tanto a curto como a longo prazo. São considerados os efeitos das deformações mecânicas e não mecânicas, instantâneas ou diferidas, os efeitos de segunda ordem e os efeitos das acções directas e indirectas. A implementação do presente modelo num programa de cálculo automático designado por *FEMPOR* proporcionou uma ferramenta útil e fiável para a análise de estruturas complexas ou não convencionais, construídas de forma evolutiva (ver Parte III).

A utilidade de um modelo com estas características reside no facto de permitir um vasto campo de aplicações. Entre estas destacam-se as possibilidades de: simular um grande número de processos construtivos; analisar o comportamento em serviço ao longo da vida útil duma estrutura; avaliar a segurança, tanto a curto como a longo prazo, sendo em particular possível estudar a eficácia dum sistema de reforço; aferir métodos simplificados normalmente utilizados em projecto; adequar novos processos construtivos ou sistemas estruturais e propor critérios de projecto baseados na utilização sistemática do modelo.

Na descrição geral do modelo foi dado especial destaque à apresentação do modelo constitutivo, instantâneo e diferido, proposto para o betão. Este combina, numa forma desacoplada, os efeitos reológicos e de dano. O seu carácter explícito faz com que seja especialmente adequado para a análise de estruturas de grande dimensão. Com ele é possível simular aspectos complexos do comportamento diferido tais como a fluência não linear, a rotura diferida e a redução de resistência devida à fluência. O modelo descreve de uma forma realista o comportamento instantâneo mesmo para condições de carga cíclica.

4. REFERÊNCIAS

- [1] Abbas, S. and Scordelis, A.C. (1993), Nonlinear geometric, material and time-dependent analysis of segmentally erected three-dimensional cable stayed bridges, Report UCB/SEMM-93/09, University of California, Berkeley, California, U.S.A.
- [2] Bazant, Z. P. (1982), Input of creep and shrinkage characteristics for a structural analysis program, *Materials and Structures - RILEM*, (88) 15.
- [3] Brown, R.C., Burns, N.H. and Breen, J.E. (1974), Computer analysis of segmentally erected precast prestressed box girder bridges, Research Report No. 121-4, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, U.S.A.
- [4] Carol, I. (1985), Modelos de análisis no lineal en el tiempo de estructuras reticulares de hormigón. Revisión integrada y propuesta de un nuevo modelo global para material y estructura, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- [5] Carol, I. and Bazant, Z. P. (1991), Damage-rheology uncoupling for microplane damage tensor, with application to concrete with creep, in International Conference on Constitutive Laws, Tucson.
- [6] Choudhury, D. (1986), Analysis of curved nonprismatic reinforced and prestressed concrete box girder bridges, Report No. UCB/SEMM-86/13, University of California, Berkeley, California, U.S.A.
- [7] Cruz, P. (1991), Análise não linear de estruturas porticadas planas de betão, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- [8] Cruz, P., Mari, A. and Roca, P. (1993), Nonlinear creep: an uncoupled damage-rheology model, *Creep and Shrinkage of Concrete*, Fifth International RILEM Symposium, Addendum, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Spain.
- [9] Cruz, P. (1994), Un modelo para el análisis no lineal y diferido de estructuras de hormigón y acero construidas evolutivamente, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- [10] Elbadry, M. M. (1988), Serviceability of reinforced concrete structures, Ph.D. Thesis, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada.
- [11] El-Metwally, S.E. (1986), Nonlinear analysis of reinforced concrete frames, Ph.D. Thesis, University of Purdue, U.S.A.
- [12] Ernst, H. J (1965), Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges, *Der Bauingenieur*, Nº 2, pp 52-55.
- [13] Hernández, H.D. and Gamble, W.L. (1975), Time-dependent losses in prestressed concrete construction, Structural Research Series N. 417, University of Illinois, U.S.A.
- [14] Kang, Y. (1977), Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of reinforced and prestressed concrete frames, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California, U.S.A.

- [15] Kang, Y. (1989), SPCFRAME: Computer program for nonlinear segmental analysis of planar prestressed concrete frames, Report UCB/SEMN-89-07, University of California, Berkeley, California, U.S.A.
- [16] Ketchum, M. A. (1986), Redistribution of stresses in segmentally erected prestressed concrete bridges, Report UCB/SESM-86/07, University of California, Berkeley.
- [17] Khalil, M.S.A. (1979), Time dependent nonlinear analysis of prestressed concrete cable stayed girders and other concret structures, Ph.D. Thesis, University of Calgary, Alberta, Canada.
- [18] Magura, D.D., Sozen, M.A. and Siess, C.P. (1964), A study of stress relaxation in prestressing reinforcement, PCI Journal, 9 (2), 13-57.
- [19] Mari, A. R. (1984), Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames, Report no. UCB/SESM-84/12, University of California, Berkeley, California, U.S.A.
- [20] Marshall, V. and Gamble, W.L. (1981), Time dependent deformations in segmental prestressed concrete bridges, Struct. Research, Series No. 495, Civil Engng. Studies, University of Illinois, Urbana, Illinois, U.S.A.
- [21] Millanes, F. (1985), Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional en tableros de puentes construidos de forma evolutiva, Hormigón y Acero No. 156, 9-43.
- [22] Navrátil, J. (1991), Time-dependent analysis of concrete frame structures, Proc. Field of Concrete Structures and Bridges, Tech. University of Brno, Czech Republic.
- [23] Oliver, J., Cervera, M., Oller, S. and Lubliner, J. (1990), Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete, in International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Zell-am-See, Austria, 945-957.
- [24] Rovira, J. (1989), Modelos explícitos para el comportamiento instantáneo y diferido del hormigón bajo tensiones uniaxiales de compresión, Tesina de Especialidade, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- [25] Van Zyl, S. F. (1978), Analysis of curved segmentally erected prestressed concrete box girders bridges, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California, U.S.A.