



FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS

CURSO: ENGENHARIA CIVIL

Leonardo de Sousa Heringer

MATRÍCULA: 2146667/0

**ESTUDO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO ENTRE A ANÁLISE NÃO-LINEAR E AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS
– NBR 6118, ACI 318, FIB e EUROCODE.**

Brasília
2018

LEONARDO DE SOUSA HERINGER

**ESTUDO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO ENTRE A ANÁLISE NÃO-LINEAR E AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS
– NBR 6118, ACI 318, FIB e EUROCODE.**

Trabalho de Curso (TC) apresentado como
um dos requisitos para a conclusão do curso
de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro
Universitário de Brasília

Orientador: Msc. Guilherme Vieiralves

Brasília
2018

LEONARDO DE SOUSA HERINGER

**ESTUDO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO ENTRE A ANÁLISE NÃO-LINEAR E AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS
– NBR 6118, ACI 318, FIB e EUROCODE 2.**

Trabalho de Curso (TC) apresentado como
um dos requisitos para a conclusão do curso
de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro
Universitário de Brasília

Orientador: Msc. Guilherme Freire
Vieiralves

Brasília, 2018.

Banca Examinadora

Msc. Guilherme Freire Vieiralves
Orientador

Dra. Sc. Patrícia Cristina Cunha Nunes
Examinador(a)

Dra. Sc. Mônica Velloso Soares
Examinador(a)

RESUMO

Atualmente existem diversos métodos para estimar o comportamento dos materiais estruturais usados na construção civil. Devido a complexidade de análises estruturais, é necessário que sejam desenvolvidos métodos simplificados para determinação de deformações em estruturas de concreto armado. O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de vigas de concreto armado submetidas à solicitações imediatas e de longa duração. Desenvolve-se uma análise não linear das seções para referenciar o comportamento mais próximo do real. Apresenta-se os métodos simplificados descritos por meios das prescrições normativas NBR 6118, FIB, ACI 318 e Eurocode 2 para determinação de deslocamentos na peça estrutural estudada. Com isso, são apresentados os resultados de flecha obtidos por cada método e por fim a comparação técnica entre os mesmos. Foi verificado que os métodos CEB e Eurocode 2 são os que mais se aproximam do real, enquanto que, os métodos NBR e ACI se mostram defasados.

Palavras-chave: Flechas, Vigas de Concreto Armado, Métodos Simplificados.

ABSTRACT

Currently there are many ways to estimate the behavior of structural materials used in civil construction. The complexity of structural analysis creates the necessity of simplified methods to determinate deformations in reinforced concrete structures. The goal of this work is to study the behavior of reinforced concrete beams under short-term and long-term loads. A non-linear analysis is developed to mirror the behavior of the sections and taken as the reference for the necessary comparisons. The simplified methods described by codes prescriptions NBR 6118, FIB, ACI 318 and Eurocode 2 are presented to determinate deflections of the studied beams. Thereby, the deflections results are presented for each method and compared to each other. It was verified that the CEB and Eurocode 2 methods are accurate at determining short and long-term deflections, while the ACI and NBR methods are not satisfactory.

Keywords: Deflections, Reinforced Concrete Beams, Simplified Methods.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. JUSTIFICATIVA.....	3
3. OBJETIVOS	4
3.1. Objetivo geral.....	4
3.2. Objetivos específicos.....	4
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
4.1. Deslocamentos em vigas de concreto armado	5
4.2. Comportamento não-linear do concreto	5
4.3. Deslocamentos imediatos	8
4.3.1. Método ACI	9
4.3.2. Método NBR 6118	10
4.3.3. Método bilinear do CEB	11
4.3.4. Método Eurocode 2	13
4.4. Deslocamentos diferidos.....	14
4.4.1. Fluência	14
4.4.2. Retração	15
5. METODOLOGIA	23
5.1. Validação do modelo não-linear	23
5.2. Análise comparativa entre o modelo não-linear e as metodologias normativas	24
6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	25
6.1. Análise não-linear	25
6.2. Comparação dos resultados.....	26
7. CONCLUSÃO	32
8. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	33
9. BIBLIOGRAFIA.....	33

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.1 - Diagrama tensão deformação para compressão do concreto	5
Figura 4.2 - Diagrama tensão deformação para tração do concreto	6
Figura 4.3 - Concreto no Estádio I	7
Figura 4.4 - Concreto no Estádio II	8
Figura 4.5 - Concreto no Estádio III	8
Figura 4.6 - Seção transformada por meio da área equivalente	9
Figura 4.7 - Método bilinear CEB	11
Figura 4.8 - Deformação por fluência	15
Figura 4.9 - Superposição de momentos para calculo de deslocamentos	22
Figura 5.1 - Modelo de validação	23
Figura 5.2 - Geometria para análise comparativa	24
Figura 6.1 - Análise não-linear A_s - 0,75%	25
Figura 6.2 - Análise não-linear A_s - 1%	25
Figura 6.3 - Análise não-linear A_s - 2%	26
Figura 6.4 - Flechas imediatas VG1	27
Figura 6.5 - Flechas imediatas VG2	27
Figura 6.6 - Flechas imediatas VG3	28
Figura 6.7 - Flecha total VG1	28
Figura 6.8 - Flecha total VG2	29
Figura 6.9 - Flecha total VG3	29
Figura 6.10 - Variação de $\Delta W/W(t_0)$ em função da carga	32

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 - Fator dependente do tempo	16
Tabela 5.1 - Seções para análise comparativa	24
Tabela 6.1 - Diferença % VG1	30
Tabela 6.2 - Diferença % VG2	30
Tabela 6.3 - Diferença % VG3	31

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

A_s	Área de aço positivo
A'_s	Área de aço negativo
b	Largura da base
ξ	Relação entre altura da linha neutra e altura útil
ξ	Fator dependente do tempo
δ	Relação entre altura útil e altura da armadura de compressão
d	Altura útil
d'	Cobertura da armadura negativa
ε_{ct}	Deformação à tração
ε_{cr}	Deformação de ruptura à tração
ε_{cs}	Deformação de retração específica do concreto
ε_0	Deformação de compressão
ε_u	Deformação última
ε_c	Deformação à compressão
E_c	Módulo de elasticidade tangente do concreto
E_{ce}	Módulo de elasticidade efetivo do concreto
E_{cs}	Módulo de elasticidade tangente do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
φ	Coefficiente de fluência
$\bar{\varphi}$	Coefficiente de fluência modificado
f'_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
h	Altura
kd	Profundidade da linha neutra
K_1	Rigidez no estágio I

K_2	Rigidez no estágio II puro
k_1	Coefficiente para calcular rigidez no estágio I
k_2	Coefficiente para calcular rigidez no estágio II puro
M	Momento
M_a	Momento aplicado
M_r	Momento de fissuração
M_{cr}	Momento de fissuração
n	Relação entre módulo de elasticidade do aço e do concreto
η	Coefficiente de interpolação
ρ	Taxa de armadura de tração
ρ'	Taxa de armadura de compressão
P	Carga concentrada
Q	Carga distribuída
R_{cc}	Resistência na região comprimida
R_{ct}	Resistência na região tracionada
R_s	Resistência do aço na região tracionada
S_I	Momento estático da armadura em relação ao centróide da seção para estágio I
S_{II}	Momento estático da armadura em relação ao centróide da seção para estágio II puro
σ_c	Tensão de compressão
σ_{ct}	Tensão de tração
t	Tempo
ΔW	Flecha diferida no tempo
W	Flecha
x_I	Profundidade da linha neutra no estágio I
x_{II}	Profundidade da linha neutra no estágio II
χ	Curvatura da seção

1. INTRODUÇÃO

Atualmente existem vários estudos voltados para determinação de deslocamentos em estruturas de concreto armado. O concreto armado é um material complexo, necessitando de estudos aprofundados para determinação do seu comportamento e para garantir a precisão de análises estruturais. Com isso, atendendo as questões de segurança e uso adequado da estrutura.

Troina (1981) ressalta o comportamento complexo do concreto armado citando fenômenos como: inelasticidade, fissuração, deformações ao longo do tempo e efeitos da interação entre o aço e o concreto. Este comportamento é chamado de não-linearidade física.

A não-linearidade física do concreto armado faz com que sejam necessários métodos cada vez mais precisos para previsão dos deslocamentos nas peças estruturais. Telles (1976) afirma que a impossibilidade de admitir a lei de Hooke para o concreto armado leva a necessidade de bases de cálculos mais realistas. Atualmente, os cálculos mais precisos se baseiam no método dos elementos finitos, sendo necessário o uso de computação para tal tarefa.

Surge então a necessidade de métodos simplificados que disponham de precisão similar com os métodos computacionais. Alguns desses métodos são apresentados por meio de prescrições normativas, citando como exemplo a norma brasileira NBR 6118. Nesse trabalho serão abordadas tanto a norma brasileira, quanto as normas ACI 318, FIB e Eurocode 2.

O controle de deformações em peças estruturais é necessário não apenas por problemas estruturais, mas também porque as deformações podem causar problemas de instabilidade e fissuração, e até danos em elementos não estruturais, comprometendo as condições de uso da estrutura (Junges, 2011).

As normas reguladoras vieram então com o intuito não só de trazer as metodologias práticas para determinação de deslocamentos quanto para garantir que o dimensionamento das estruturas atenda padrões de qualidade de uso e segurança. Será então estudada a precisão dessas prescrições normativas apresentadas com o auxílio de planilhas de cálculo e programa computacional, no cálculo de deslocamentos em vigas de concreto armado.

Com a finalidade de estudar a precisão dessas prescrições normativas será feita uma análise não-linear que condiz com o comportamento real das vigas de concreto armado e, com o auxílio de planilhas, serão desenvolvidos os métodos apresentados nas prescrições normativas

apresentadas neste trabalho. Obtendo com isso, uma análise comparativa. Serão observadas questões de superestimação e subestimação de deslocamentos, tendo em vista que estes afetam no dimensionamento da estrutura, a superestimação tem influência econômica, com aumento de custos enquanto que a subestimação está relacionada a fatores de segurança, sendo então a principal questão a ser apontada.

2. JUSTIFICATIVA

O concreto armado é um sistema estrutural utilizado em grande escala no mundo, a previsão correta do comportamento dessas estruturas é de suma importância durante o dimensionamento, tendo em vista que a segurança da edificação pode ser comprometida caso não seja corretamente dimensionada. É de grande importância então, que os métodos para determinação de deslocamentos nas peças estruturais prevejam de forma correta o comportamento real das estruturas para garantir a segurança e o uso adequado da mesma.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo geral

Avaliar o comportamento não-linear de vigas de concreto armado no estado limite de serviço e comparar com os resultados prescritos pelas normas: NBR 6118/14, ACI-318, FIB e EUROCODE.

3.2. Objetivos específicos

- a. Analisar o comportamento não-linear do concreto armado no Estado Limite de Serviço;
- b. Analisar os deslocamentos de uma viga de concreto armado seguindo as metodologias apresentadas nas normas: NBR 6118/14, ACI-318, FIB e Eurocode;
- c. Comparar os resultados obtidos, apontando suas diferenças.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1. Deslocamentos em vigas de concreto armado

Os deslocamentos em vigas sob carga constante ao longo do tempo, são o resultado das parcelas de deslocamentos imediatos e deslocamentos ao longo do tempo, que ocorrem pela retração e fluência, como define Manfredini (2003).

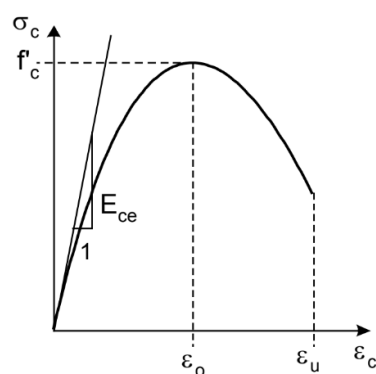
Nesse trabalho serão abordados em tópicos separados os deslocamentos imediatos e os deslocamentos ao longo do tempo.

4.2. Comportamento não-linear do concreto

A não-linearidade física do concreto armado faz com que seja requerida uma análise aprofundada para compreender e quantificar seu desempenho e obter métodos simplificados para dimensionamento. Os principais fatores que influenciam o comportamento não-linear do concreto armado são: tensão-deformação não elástica do concreto, fissuração, fluência e retração, também sendo fatores que influenciam diretamente no deslocamento de peças deste material.

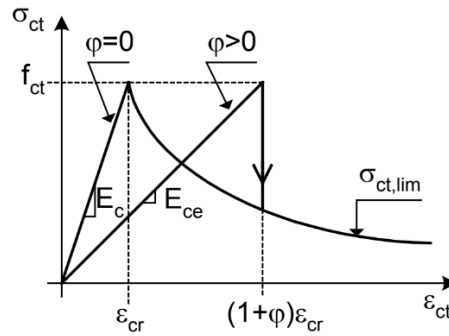
Nas Figura 4.1 e Figura 4.2 estão apresentadas as curvas tensão-deformação para o concreto submetido a cargas axiais de compressão e tração, respectivamente.

Figura 4.1 - Diagrama tensão deformação para compressão do concreto



Fonte: Araújo (2005)

Figura 4.2 - Diagrama tensão deformação para tração do concreto



Fonte: Araújo (2005)

Para representar essa curva tensão-deformação o CEB (2013) apresenta as equações 4.1 e 4.2, para a região de compressão e de tração respectivamente.

$$\sigma_c = -f'_c \left[\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right] \quad (4.1)$$

Sendo:

$$k = \frac{-E_{ce}\varepsilon_0}{f'_c} \quad \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \quad (4.2)$$

Onde:

ε_0 , é a deformação de compressão;

f'_c , é a resistência a compressão do concreto;

E_{ce} , é o módulo de elasticidade efetivo.

Para a região tracionada do concreto:

$$\sigma_{ct} = E_{ce}\varepsilon_{ct}, \quad \text{se } \varepsilon_{ct} \leq (1 + \varphi)\varepsilon_{cr} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{ct} = \sigma_{ct,lim}, \quad \text{se } \varepsilon_{ct} > (1 + \varphi)\varepsilon_{cr} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{ct,lim} = f_{ct} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}} \right)^{0,6} \quad (4.5)$$

Sendo:

f_{ct} , a resistência a tração do concreto;

ε_{ct} , a deformação de tração;

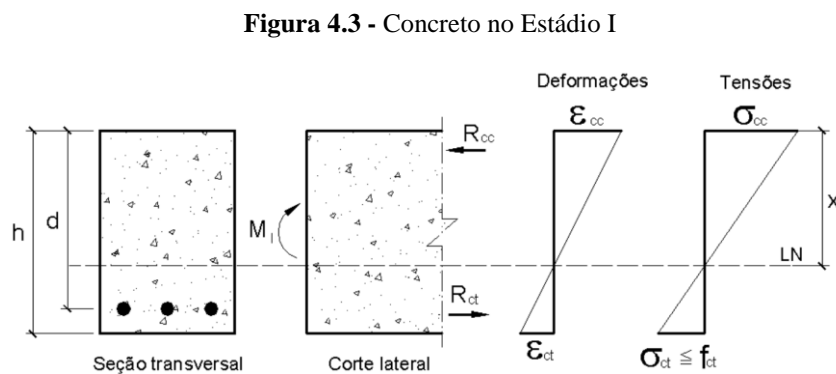
φ , o coeficiente de fluência;

ε_{cr} , a deformação de ruptura.

É necessário considerar os efeitos de fluência e retração, pois estes influenciam diretamente na deformação do concreto com o tempo e conseqüentemente no comportamento não-linear deste.

A fissuração do concreto é tida conforme os nível de tensão que este está submetido. Chust & Rodrigues (2013) afirmam+ que durante o carregamento, uma viga passará por três níveis de deformações, chamados de estádios, sendo que estes determinam o comportamento da viga perante ao desenvolvimento do carregamento.

Estádio I: Para Pinheiro (2007) o estádio I compreende o início do carregamento, com tensões de baixa magnitude. Nesse estádio a resistência à tração do concreto é totalmente considerada para a resistência da seção, tendo um diagrama linear de tensões, como exposto na Figura 4.3.

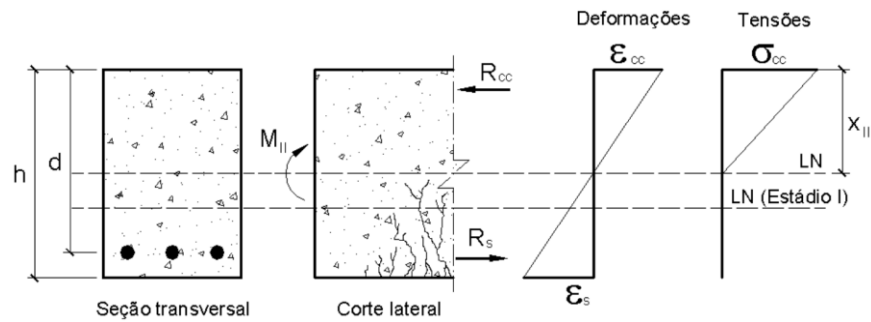


Fonte: Pinheiro (2007)

No estádio I, considera-se a inércia bruta (sem redução) da seção para os cálculos de deslocamento. O estádio I e II são separados pelo momento de fissuração, sendo que, quando o momento aplicado ultrapassa o momento de fissuração, a peça passa a trabalhar no estádio II com o concreto fissurado.

Estádio II: No estádio II as tensões na região tracionada do concreto superam sua resistência a tração, causando fissuração. Para simplificações e segurança, nesse estádio, o concreto é totalmente desconsiderado na região abaixo da linha neutra (região tracionada), como demonstrado na Figura 4.4. Como pode se observar pela Figura 4.2 da tensão-deformação, o concreto ainda resiste à tração, mesmo que trabalhando no estádio II.

Figura 4.4 - Concreto no Estádio II

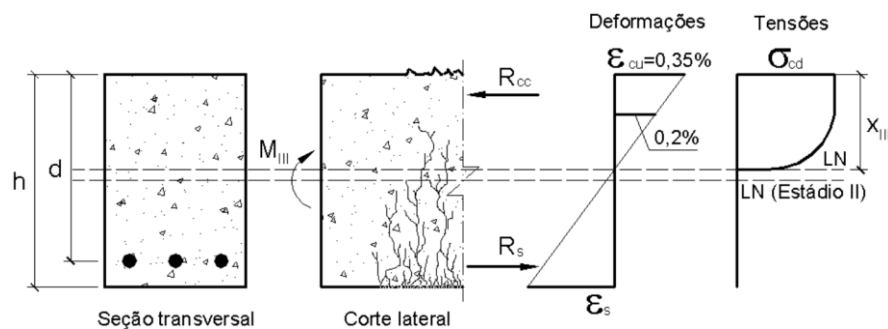


Fonte: Pinheiro (2007)

Nesse estágio a inércia da seção é então reduzida para desconsiderar o concreto tracionado. Entretanto, como demonstrado, o concreto tracionado ainda contribui para resistência da seção, para isso, Branson (1963) desenvolveu a formulação para determinação de uma inércia efetiva, que intermedia a inércia bruta e a inércia da seção fissurada, desenvolvida na seção 4.3.1.

Estádio III: O estágio III corresponde à situação em que a zona comprimida está plastificada e o concreto nessa região está na proximidade de ruptura. Sendo o diagrama de tensões nesse estágio uma parábola-retângulo, como afirma Pinheiro (2007), demonstrado na Figura 4.5.

Figura 4.5 - Concreto no Estádio III



Fonte: Pinheiro (2007)

Chust & Rodrigues (2013) salientam que os estádios I e II correspondem às situações de serviço, enquanto que o estágio III corresponde ao estado limite último.

4.3. Deslocamentos imediatos

De acordo com Duarte (2010) as flechas imediatas são os deslocamentos que ocorrem por cargas em pouca duração. Seu valor depende principalmente da rigidez à flexão (EI) da

peça. Também é ressaltado que esta depende do estado de fissuração do concreto no momento de atuação da carga. Esse estado de fissuração depende das relações entre o momento aplicado e o momento de fissuração da seção $\frac{M}{M_r}$.

4.3.1. Método ACI

O método desenvolvido pelo *American Concrete Institute* (Instituto Americano do Concreto, ACI), apresentado por meio da norma ACI 318 (2014), propõe que o cálculo dos deslocamentos seja feito por meio da inércia efetiva. Nesse método os deslocamento diferidos são acrescidos posteriormente.

Apresentado por Branson (1963) o momento de inércia efetivo foi desenvolvido para servir como uma transição entre o momento de inércia da seção bruta no estágio I I_g e o momento de inércia da seção fissurada no estágio II puro I_{cr} . Por meio da relação entre o momento de fissuração e o momento aplicado, o momento de inércia efetivo é obtido por:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (4.6)$$

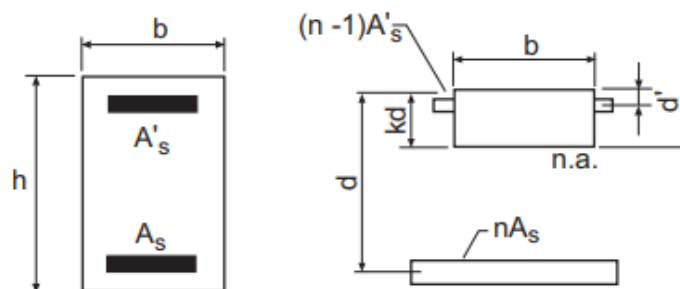
Sendo:

M_{cr} , o momento de fissuração;

M_a , o momento aplicado.

O momento de inércia da seção fissurada I_{cr} é obtido por meio da área equivalente. Este princípio considera a área de aço da seção como uma área equivalente de concreto por meio do coeficiente n , que é obtido da relação entre os módulos de elasticidade dos dois materiais. Com isso desconsidera-se a área de concreto tracionada e calcula-se a inércia da seção transformada, como demonstrado na figura abaixo.

Figura 4.6 - Seção transformada por meio da área equivalente



Fonte: ACI (2013).

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad B = \frac{b}{nA_s} \quad r = \frac{(n-1)A'_s}{nA_s} \quad (4.7)$$

Utilizando os coeficientes das equações 4.7 o momento de inércia da seção fissurada é obtido com:

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + \eta A_s (d - kd)^2 + (n-1)A'_s (kd - d')^2 \quad (4.8)$$

$$kd = \left[\sqrt{2dB \left(1 + \frac{rd'}{d}\right) + (1+r)^2} - (1+r) \right] / B \quad (4.9)$$

Onde:

kd , é a profundidade da linha neutra.

4.3.2. Método NBR 6118

Para a NBR 6118 (ABNT, 2014), utiliza-se uma adaptação do método ACI baseando-se nas mesmas formulações apresentadas por Branson (1963), com os deslocamentos sendo calculados por meio da mesma equação do momento de inércia efetivo 3.6.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (4.10)$$

O método se difere no momento em que se calcula o momento de inércia da seção fissurada I_{cr} . Este é calculado conforme a equação 4.11.

$$I_{cr} = k_2 b d^3 \quad (4.11)$$

O valor de k_2 pode ser obtido por meio de tabelas, ou calculado de acordo com a expressão:

$$k_2 = \frac{1}{6} \xi^2 (3 - \xi) + n\rho'(\xi - \delta)(1 - \delta) \quad (4.12)$$

Araújo (2014b) descreve a equação 4.13 para o cálculo dos deslocamentos de uma viga biapoiada, com seção retangular e carga uniformemente distribuída.

$$w_{(t_0)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_k L^4}{E_{cs} I_e} \quad (4.13)$$

Sendo:

P_k , a carga uniformemente distribuída;

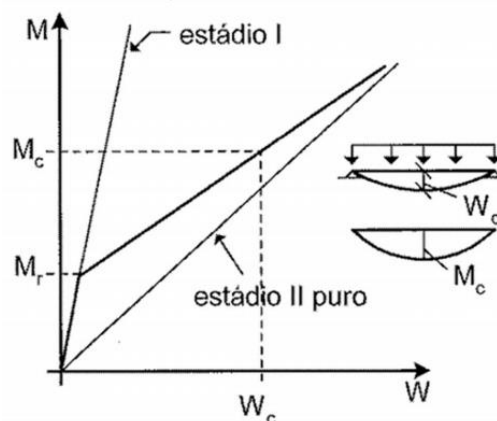
L , o vão da viga.

4.3.3. Método bilinear do CEB

Apresentado pelo *Comité Euro-Internacional du Béton* (CEB, 1993) o método bilinear sugere que a flecha pode ser obtida por meio de um valor intermediário entre as flechas obtidas calculando para o estágio I, e as flechas obtidas calculando para o estágio II puro. Esse valor é obtido por meio do coeficiente de interpolação η .

A Figura 4.7 representa essa relação entre o estágio I e o estágio II.

Figura 4.7 - Método bilinear CEB



Fonte: Araújo (2014b)

Para o cálculo da flecha, o CEB apresenta a seguinte equação:

$$W = (1 - \eta)W_1 + \eta W_2 \quad (4.14)$$

Onde:

W_1 , é a flecha calculada no estádio I;

W_2 , a flecha calculada no estádio II puro;

η , é o coeficiente de interpolação.

O coeficiente de interpolação depende da relação entre o momento atuante e o momento de fissuração, apresentado nas seguintes equações:

$$\eta = 0, \text{ se } M_a \leq M_r \quad (4.15)$$

$$\eta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_r}{M_a} \right), \text{ se } M_a > M_r \quad (4.16)$$

O coeficiente β_1 leva em conta a aderência da barra de aço e o coeficiente β_2 leva em conta a duração da carga.

$\beta_1 = 1$ para barras de alta aderência;

$\beta_1 = 0,5$ para barras lisas;

$\beta_2 = 1$ para o primeiro carregamento;

$\beta_2 = 0,5$ para carregamentos de longa duração.

As flechas calculadas por esse método já levam em conta os deslocamentos diferidos, que são adicionadas na determinação de W_1 e W_2 , indicado nas equações 4.17 e 4.18.

$$W_1 = W_1(t_0) + (\Delta W_1)_{cc} + (\Delta W_1)_{cs} \quad (4.17)$$

$$W_2 = W_2(t_0) + (\Delta W_2)_{cc} + (\Delta W_2)_{cs} \quad (4.18)$$

Onde:

$W_1(t_0)$, $W_2(t_0)$ = deslocamentos imediatos nos estádio I e II;

$(\Delta W_1)_{cc}$, $(\Delta W_2)_{cc}$ = incrementos de deslocamentos devido a fluência nos estádios I e II;

$(\Delta W_1)_{cs}$, $(\Delta W_2)_{cs}$ = incrementos deslocamentos devido a retração nos estádios I e II.

Para determinar as flechas imediatas utiliza-se as formulações derivadas das equações de equilíbrio de tensões na seção de concreto armado. Essas formulações são usadas para determinar a rigidez no estágio I K_1 e no estágio II K_2 .

$$K_1 = k_1 b d^3 E_{cs} \quad (4.19)$$

$$k_1 = \frac{1}{6} [2\delta^3 + 3\delta^2 - 1 + 3\xi(1 - \delta^2)] + n\rho'(\xi - \delta)(1 - \delta) \quad (4.20)$$

$$\xi = -n(\rho + \rho') + \sqrt{n^2(\rho + \rho')^2 + 2n(\rho + \delta\rho')} \quad (4.21)$$

Os coeficientes adimensionais são obtido por:

$$\delta = \frac{d'}{d} \quad n = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (4.22)$$

ρ e ρ' são as taxas de armadura positiva e negativa, respectivamente.

Para a estágio II:

$$K_2 = k_2 b d^3 E_{cs} \quad (4.23)$$

$$k_2 = \frac{1}{6} \xi^2 (3 - \xi) + n\rho'(\xi - \delta)(1 - \delta) \quad (4.24)$$

4.3.4. Método Eurocode 2

No Eurocode 2 (European Committee for Standardization, 2004) o método para cálculo de flechas se assemelha com o método bilinear do CEB utilizando as mesmas equações 4.14, 4.15 e 4.16. A diferença então, está no cálculo dos deslocamentos diferidos para obtenção de W_1 e W_2 .

$$W = (1 - \eta)W_1 + \eta W_2 \quad (4.25)$$

$$\eta = 0, \text{ se } M_a \leq M_r \quad (4.26)$$

$$\eta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_r}{M_a} \right), \text{ se } M_a > M_r \quad (4.27)$$

4.4. Deslocamentos diferidos

Segundo Neville (2013), a intensidade dos efeitos ao longo do tempo é de mesma ordem da grandeza das deformações imediatas em situações convencionais. Com isso, esses efeitos devem ser considerados para o cálculo de deslocamentos do concreto armado.

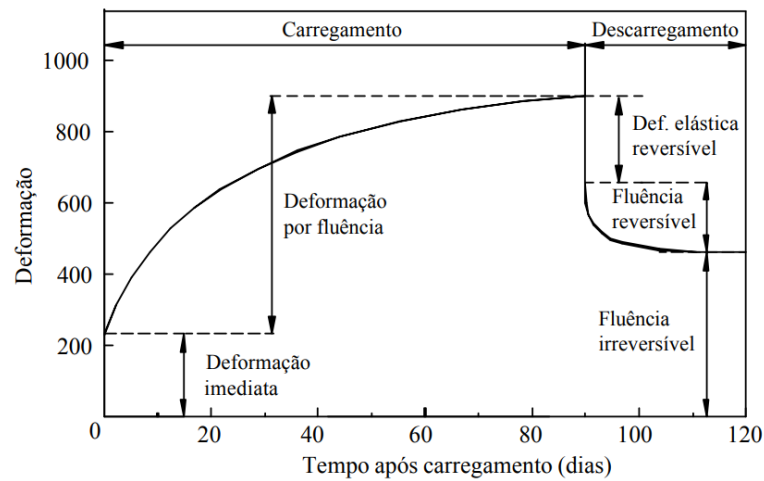
Uma vez determinada a flecha imediata de uma viga de concreto armado, deve-se determinar a flecha diferida originada devido aos efeitos reológicos da fluência e retração. A magnitude do deslocamento ao longo do tempo tende a ser maior que o deslocamento imediato (ALMEIDA, 2010).

4.4.1. Fluência

De acordo com Mehta & Monteiro (2008) quando a pasta de cimento hidratada é submetida à tensão constante, o C-S-H (fase de silicato de cálcio hidratado) perde uma grande quantidade de água, causando deformação por fluência. O autor salienta que a principal causa da fluência, assim como a retração, é a perda de água da pasta de cimento. Outro fator determinante para a causa da fluência é o microfissuramento que ocorre na zona de transição por conta de retração.

O efeito da fluência é definido por Lazzari (2015) como as deformações que ocorrem de forma lenta, que se desenvolvem em função do tempo, após as deformações imediatas. A principal característica da fluência é o aumento das deformações com o tempo, mesmo submetido a tensões constantes.

A Figura 4.8 demonstra o desenvolvimento da fluência no concreto em função do tempo.

Figura 4.8 - Deformação por fluência

Fonte: Mehta & Monteiro (1994)

Nota-se que as deformações se desenvolvem de forma mais elevada no início do processo e vão diminuindo com o tempo. Existe uma parcela da fluência que é reversível caso ocorra a remoção do carregamento.

4.4.2. Retração

Sussekind (1980) afirma que a retração ocorre pela diferença entre a umidade do concreto e a umidade do ambiente em contato com a peça.

Guarda (2005) aponta os principais fatores que influenciam a retração, sendo eles: os materiais constituintes, a dosagem do concreto, o tempo, as condições de umidade e temperatura, a geometria da seção, a idade do concreto e a taxa de armadura de tração e compressão.

Para Pinheiro (2007) a retração é definida como a redução de volume no concreto mesmo sem influências de tensões mecânicas ou térmicas. O autor salienta três tipos de retração: retração química, retração capilar e retração por carbonatação, que estão ligados a perda de água do concreto.

4.4.3. Formulações para deslocamentos diferidos

4.4.3.1. Método ACI 318

O ACI 318 (2014) ressalta que caso os deslocamentos diferidos não sejam obtidos por meio de uma análise mais compreensiva, estes podem ser calculados por meios da equação 3.28. Esta equação já considera os efeitos de fluência e retração.

$$\Delta W = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} W(t_0) \quad (4.28)$$

Sendo:

$W(t_0)$, deslocamento imediato calculado;

ρ' , taxa de armadura de compressão.

O coeficiente ξ depende da duração da carga, sendo obtido de acordo com a Tabela 4.1 apresentada no item 24 do ACI.

Tabela 4.1 - Fator dependente do tempo

Duração da carga em meses	Fator dependente do tempo ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60+	2.0

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014).

A taxa de armadura de compressão ρ' contribui para diminuir a parcela de deslocamentos diferidos, como mostra a equação 4.28.

4.4.3.2. Método NBR 6118

A formulação apresentada pela NBR para o cálculo dos deslocamentos diferidos, também deriva das equações apresentadas no ACI.

$$\Delta W = \left[\frac{f(t) - f(t_0)}{1 + 50\rho'} \right] W(t_0) \quad (4.29)$$

Onde:

t_0 , é a idade de aplicação da carga;

t , é a idade em que se calcula o deslocamento;

ρ' , é taxa de armadura de compressão.

A função $f(t)$ é dada por:

$$f(t) = 0,68 \times 0,996^t t^{0,32} \leq 2 \quad (4.30)$$

Sendo a idade t em meses.

4.4.3.3. Método bilinear do CEB

Para o método bilinear é utilizada a formulação apresentada no FIB (CEB, 2013) para o cálculo da deformação devido a tensão no concreto para o tempo $t > t_0$, quando a seção é submetida a uma tensão constante.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_{(t_0)} \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] \quad (4.31)$$

Sendo:

$\sigma_{(t_0)}$, a tensão aplicada no tempo t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$, o coeficiente de fluência no tempo t ;

$E_{ci}(t_0)$, o módulo de elasticidade no tempo t_0 ;

E_{ci} , o módulo de elasticidade no aos 28 dias de idade.

Para determinar o coeficiente de fluência no tempo t , deve ser considerado o coeficiente de fluência básico $\varphi_{bc}(t, t_0)$ e o coeficiente de fluência por secagem $\varphi_{dc}(t, t_0)$, como apresentado a seguir:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (4.32)$$

O coeficiente de fluência básico pode ser determinado conforme a equação:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad (4.33)$$

Sendo que:

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \quad (4.34)$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left[\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] \quad (4.35)$$

Onde:

f_{cm} , é a resistência à compressão aos 28 dias;

$t_{0,adj}$, é a idade da aplicação da carga ajustada, de acordo com a equação 4.44.

O coeficiente de fluência por secagem é definido de acordo com a equação a seguir:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (4.36)$$

Sendo que:

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} \quad (4.37)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad (4.38)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_{0,adj})^{0,2}} \quad (4.39)$$

A evolução com o tempo da fluência por secagem $\beta_{dc}(t, t_0)$ é dada com:

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (4.40)$$

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad (4.41)$$

$$\beta_h = 1,5h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad (4.42)$$

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (4.43)$$

Sendo:

RH , a umidade relativa do ambiente;

$h = \frac{2A_c}{u}$, é a espessura fictícia da seção, com A_c sendo a área de seção transversal da peça e u o perímetro em contato com a atmosfera.

Para considerar o tipo de cimento nas equações de retração, deve ser feito um ajuste para a idade do concreto, apresentado a seguir:

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ dias} \quad (4.44)$$

Sendo:

$t_{0,T}$, a idade do concreto no início do carregamento ajustada de acordo com a maturidade do concreto;

α , o coeficiente dependente do tipo de cimento.

Para a determinação dos efeitos de retração, parte-se da deformação no concreto por retração, sendo obtida por meio da seguinte equação:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (4.45)$$

A deformação por retração é dividida em retração básica $\varepsilon_{cbs}(t)$ que ocorre mesmo sem a perda da umidade do concreto.

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (4.46)$$

E a retração por secagem, que ocorre pela perda de umidade do concreto.

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (4.47)$$

Onde:

t , é a idade do concreto em dias;

t_s , é a idade em que se inicia a secagem.

A componente de retração básica $\varepsilon_{cbs}(t)$ pode ser estimada por meio do coeficiente básico de retração $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$ e a função dependente do tempo $\beta_{bs}(t)$, sendo estes obtidos com:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left(\frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (4.48)$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (4.49)$$

Onde:

α_{bs} , é o coeficiente que depende do tipo de cimento.

Da mesma forma, para a componente de retração por secagem $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ calcula-se utilizando o coeficiente de retração por secagem $\varepsilon_{cds}(f_{cm})$, o coeficiente $\beta_{RH}(RH)$ que leva em conta a umidade do ambiente e a função $\beta_{ds}(t - t_s)$, que descreve o desenvolvimento com o tempo.

$$\varepsilon_{cds}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (4.50)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right], \text{ para } 40 \leq RH \leq 99\% \cdot \beta_{s1} \quad (4.51)$$

$$\beta_{RH} = 0,25, \text{ para } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \quad (4.52)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t, t_s)} \right]^{0,5} \quad (4.53)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (4.54)$$

Onde:

α_{ds1} , α_{ds2} , são coeficientes que dependem do tipo de cimento;

A formulação apresentada pelo CEB (2013) para determinação das deformações por efeitos de fluência e retração pode ser simplificada para cálculo de deslocamentos de forma prática por meio das equações apresentadas por Araújo (2014b).

Para incremento de deslocamentos por fluência:

$$(\Delta W_1)_{cc} = r_{cc1} \cdot \bar{\varphi} \cdot W_1(t_0) \quad (4.55)$$

$$(\Delta W_2)_{cc} = r_{cc2} \cdot \bar{\varphi} \cdot W_2(t_0) \quad (4.56)$$

Para retração:

$$(\Delta W_1)_{cs} = r_{cs1} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \frac{l^2}{8d} \quad (4.57)$$

$$(\Delta W_2)_{cs} = r_{cs2} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \frac{l^2}{8d} \quad (4.58)$$

Sendo:

r_{cc1} , r_{cs1} , os coeficientes adimensionais para fluência e retração, respectivamente, no estádio I;
 r_{cc2} , r_{cs2} , os coeficientes adimensionais para fluência e retração, respectivamente, no estádio II;
 ε_{cs} , a deformação específica de retração.

O coeficiente de fluência modificado é obtido com:

$$\bar{\varphi} = \frac{E_{c(t_0)}}{E_c} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (4.59)$$

4.4.3.4. Método Eurocode 2

De acordo com o Eurocode 2 (2004), a fluência é considerada já no cálculo das deformações imediatas, por meio do uso do módulo de deformação efetivo E_{ce} ao invés do módulo de deformação secante E_{cs} , como é utilizado nas outras metodologias. Sendo que, o módulo efetivo é obtido com:

$$E_{ce} = \frac{E_{cs}}{1 + \varphi} \quad (4.60)$$

Onde:

φ = coeficiente de fluência do concreto;

Com isso, a flecha imediata calculada utilizando as equações 4.19 e 4.23, com o módulo de elasticidade efetivo, já levará em consideração os efeitos de fluência.

A retração que ocorre no concreto, gera um acréscimo de curvatura na seção. No Eurocode 2 (2004) esse acréscimo de curvatura é simplificado por meio da consideração de momentos fletores fictícios M_{cs} para o estádio I e o estádio II puro.

$$M_{cs1} = E_s S_I \varepsilon_{cs} \quad (4.61)$$

$$M_{cs2} = E_s S_{II} \varepsilon_{cs} \quad (4.62)$$

Sendo:

E_s , o módulo de elasticidade do aço;

ε_{cs} , a deformação específica de retração do concreto.

S_I e S_{II} representam os momentos estáticos das armaduras em relação ao centróide da seção, sendo obtidos por meio das expressões:

$$S_I = A_s(d - x_I) - A'_s(x_I - d') \quad (4.63)$$

$$S_{II} = A_s(d - x_{II}) - A'_s(x_{II} - d') \quad (4.64)$$

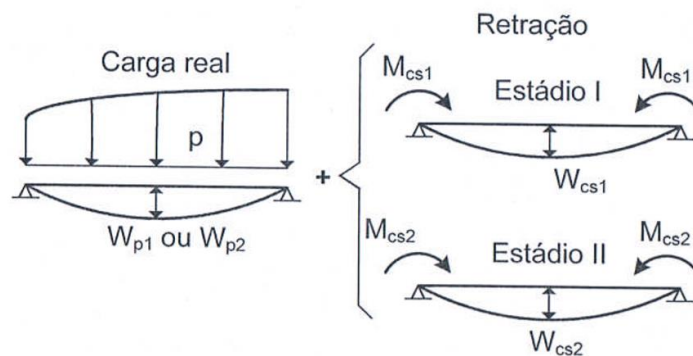
Onde:

x_I = profundidade da linha neutra no estágio I;

x_{II} = profundidade da linha neutra no estágio II.

A partir daí as flechas totais podem ser obtidas considerando a superposição dos momentos com o carregamento real e os momentos fictícios M_{cs1} e M_{cs2} .

Figura 4.9 - Superposição de momentos para calculo de deslocamentos



Fonte: Araújo (2014b)

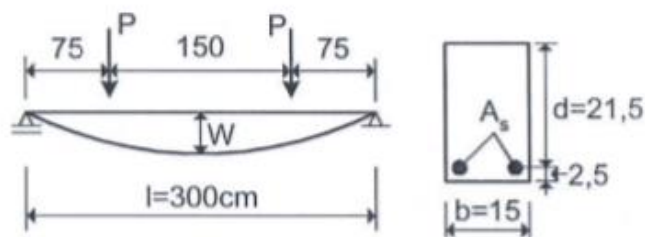
5. METODOLOGIA

5.1. Validação do modelo não-linear

Para realização de análises não-lineares, utilizou-se um programa computacional que tinha como dados de entrada: as curvas tensão-deformação do concreto e do aço, a geometria da peça, a posição e a área das armaduras. O programa fornecia como resultado a relação momento-curvatura da seção.

Desenvolveu-se a curva de tensão-deformação, como proposto pelo CEB (2013), para um concreto com resistência de 30 MPa, e então foi adotado o modelo apresentado na Figura 5.1, sendo feita a análise com a utilização do programa.

Figura 5.1 - Modelo de validação



Fonte: Araújo (2014b)

Na metodologia apresentada foram consideradas vigas isostáticas, nas quais o momentos fletores independem da variação de rigidez ao longo da seção, como aconteceria para elementos hiperestáticos.

Como a variação de rigidez na peça não influencia nos valores de momento fletor, os deslocamentos foram encontrados por meio de dupla integração da curvatura.

$$\iint \chi d^2x \quad (5.1)$$

Com o objetivo de obter as flechas em função da carga e não do momento, desenvolveu-se a equação para cálculo de momento no meio da viga, para o caso da Figura 5.1.

$$M = 0,75P \quad (5.2)$$

Com isso colocou-se a equação em função da carga P :

$$P = \frac{M}{0,75} \quad (5.3)$$

Dessa forma a relação momento-curvatura fornecida pelo programa, foi desenvolvida para carga-curvatura.

Com os deslocamentos encontrados pela dupla integração das curvaturas, foi traçada a curva que relaciona a carga com as flechas no centro da peça W .

Os resultados foram então validados quando comparados com os ensaios experimentais de Araújo (2014b).

5.2. Análise comparativa entre o modelo não-linear e as metodologias normativas

Nos exemplos analisados foi considerada resistência do concreto f_{ck} de 25 MPa, e utilizada a seção apresentada na Figura 5.2, variando a área de aço conforme a Tabela 5.1.

Com o objetivo de comparar o comportamento o desenvolvimento dos deslocamentos com o aumento de carga foram calculados os valores de flecha imediata e diferida no centro da peça com incrementos de carga, utilizando as prescrições normativas apresentadas nesse trabalho.

Com isso, foram traçadas as curvas carga-deslocamento para fins de comparação.

Figura 5.2 - Geometria para análise comparativa

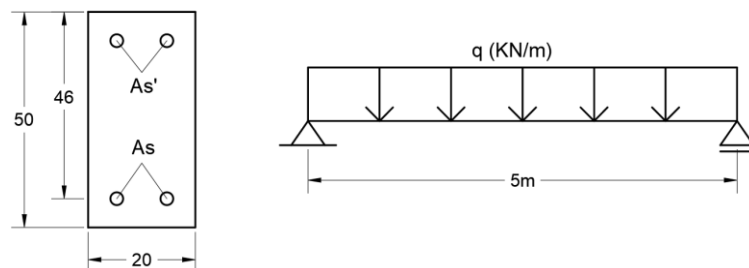


Tabela 5.1 - Seções para análise comparativa

SEÇÕES	As (cm ²)	As' (cm ²)	L (cm)
VG1	2.5	0.62	5
VG2	3.4	0.62	5
VG3	4.6	0.62	5

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1. Análise não-linear

Os resultados da análise não-linear se mostraram válidos, pois se aproximam do esperado quando comparados com os resultados experimentais apresentados por Araújo (2014b). Nos gráficos, os resultados encontrados pela metodologia utilizada nesse trabalho estão representados por uma linha contínua e os pontos representam ensaios experimentais obtidos por Araújo (2014b).

Figura 6.1 - Análise não-linear A_s - 0,75%

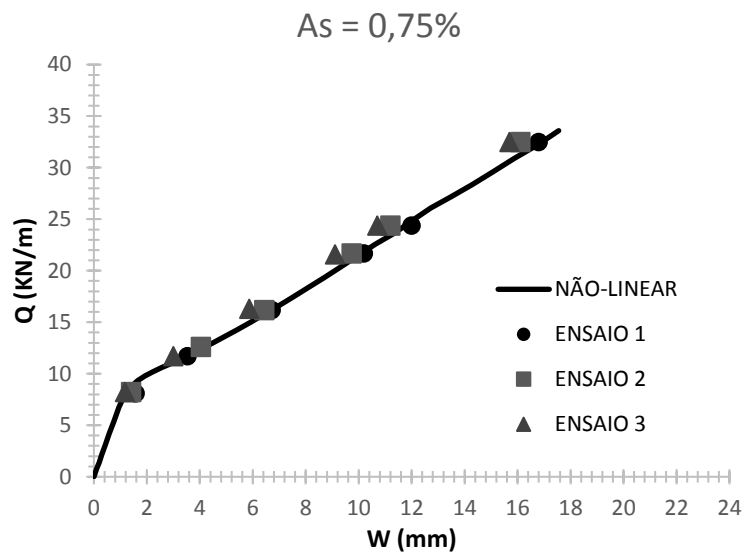


Figura 6.2 - Análise não-linear A_s - 1%

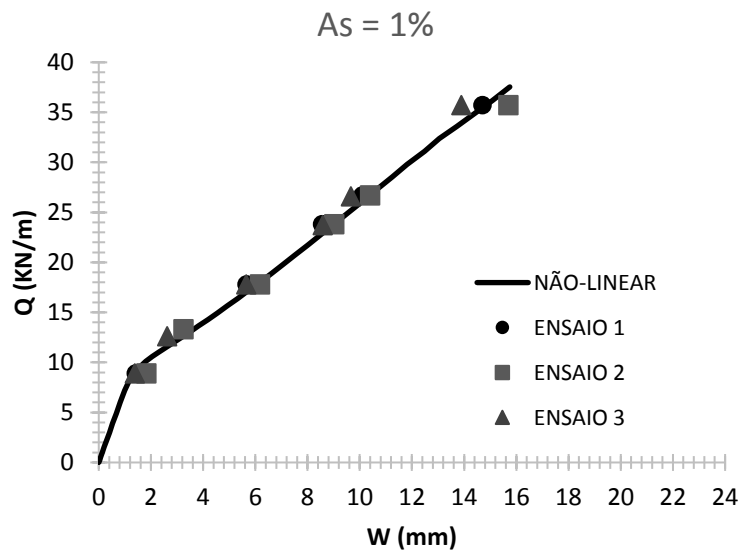
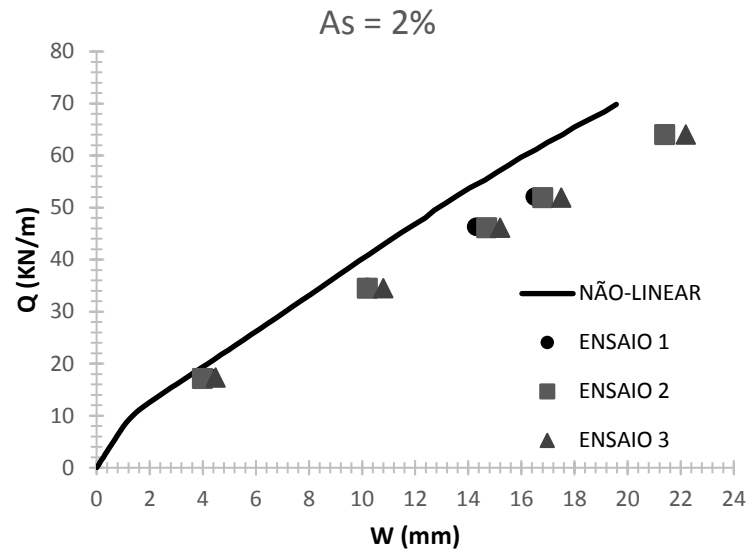


Figura 6.3 - Análise não-linear $A_s = 2\%$



Percebeu-se que, nos resultados referentes a $A_s = 2\%$ apresentados no gráfico 5.3, os valores encontrados se diferem por uma pequena margem dos resultados experimentais. Por não possuir uma magnitude representativa, além de exigir uma análise mais detalhada e não se tratar do escopo do trabalho, essa variação foi desconsiderada.

6.2. Comparação dos resultados

Nas Figura 6.4 a Figura 6.6 estão expostos os resultados de flecha imediata para as prescrições utilizadas. A curva referente à análise não-linear é tida como referência. Isto, porque é a que representa de forma mais precisa o comportamento real.

Figura 6.4 - Flechas imediatas VG1

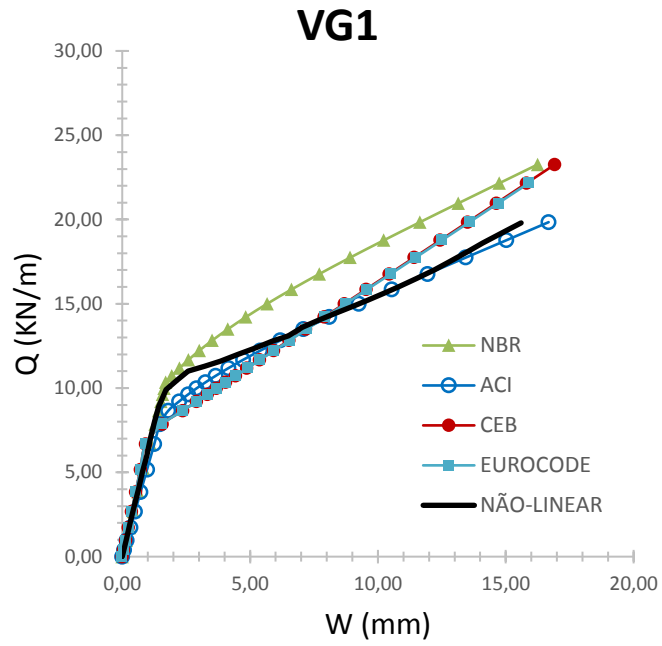


Figura 6.5 - Flechas imediatas VG2

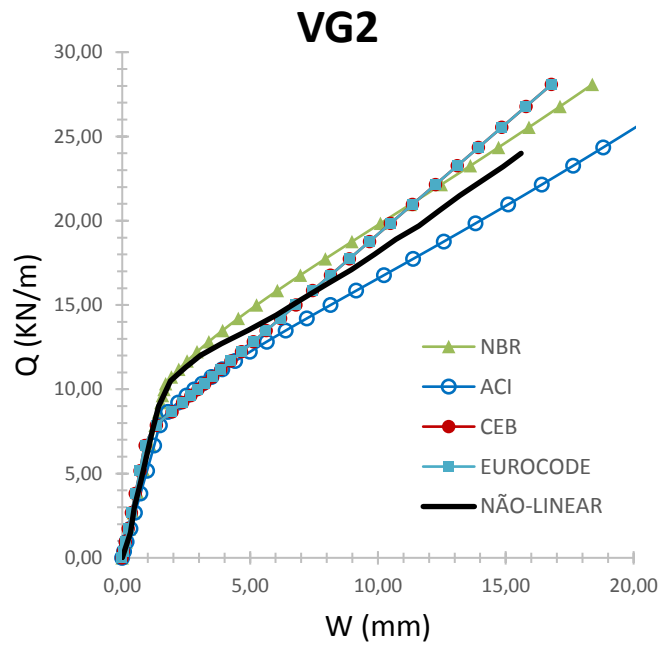
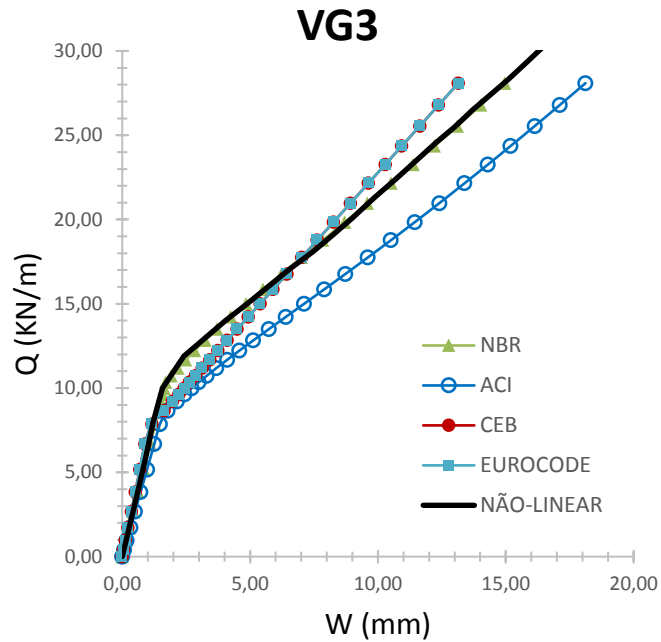


Figura 6.6 - Flechas imediatas VG3



Percebe-se que, para flechas imediatas, as quatro normas apresentam métodos simplificados que geram resultados convergentes com o modelo não-linear para todos os níveis de carregamento.

Os resultados de flechas totais estão expostos nas Figura 6.7 a Figura 6.9.

Figura 6.7 - Flecha total VG1

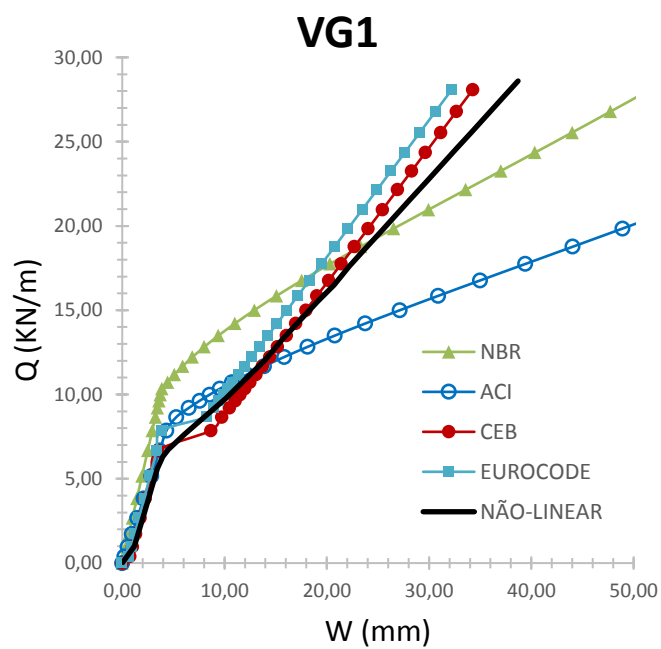


Figura 6.8 - Flecha total VG2

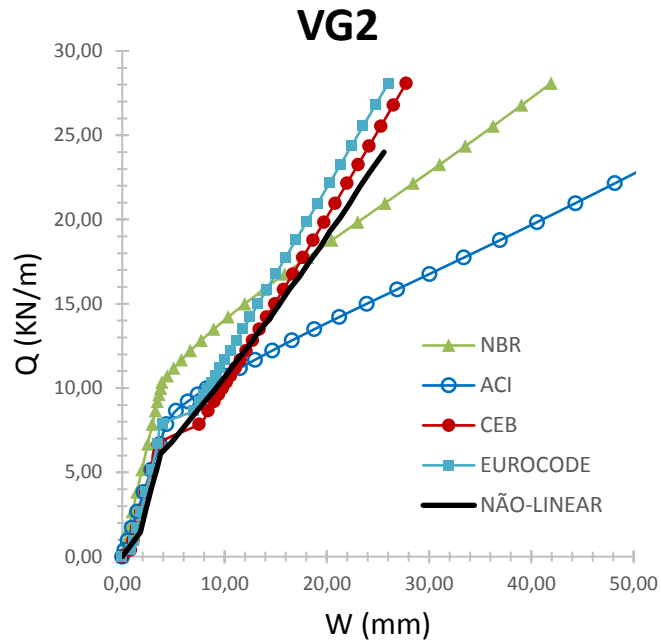
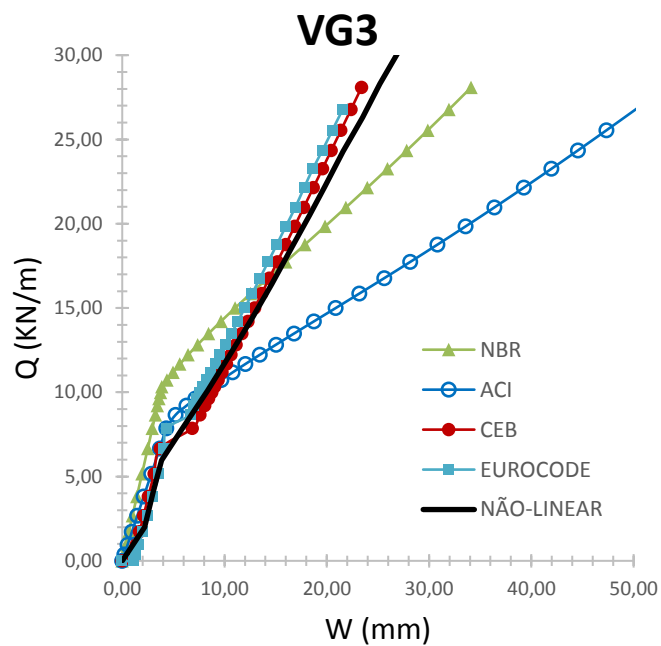


Figura 6.9 - Flecha total VG3



Com os deslocamentos totais das vigas apresentadas, a fissuração do concreto ocorre na região próxima a 6 kN/m, como pode ser evidenciado pela diferença da inclinação da reta.

Para os valores de flecha total, nota-se uma disparidade entre as prescrições normativas. Os métodos apresentados pelo CEB e pelo Eurocode convergem com o resultado não-linear para todas as cargas, enquanto que, no método ACI os resultados convergem até a ocorrência

da fissuração do concreto, a partir daí os valores de flecha são superestimados. Na NBR os resultados divergem para todo valor de carregamento, subestimando as flechas nas regiões aproximadamente entre 6 KN/m e 18KN/m e superestimando as flechas para cargas acima de 18KN/m.

A subestimação dos deslocamentos observada no método da NBR é crítica tendo em vista influencia deste fato na segurança da estrutura podendo levar até a ruína da mesma. Nas Tabela 6.1 a Tabela 6.3 apresentam as diferenças percentuais dos valores de flecha total calculada para as três vigas, tomando como referência o resultado não-linear.

Tabela 6.1 - Diferença % VG1

VG1				
CARGA (KN/m)	NBR	ACI	CEB	EUROCODE
10	-64.42%	-18.46%	9.64%	-5.74%
15	-29.57%	48.09%	-2.03%	-12.10%
20	4.68%	92.26%	-6.07%	-13.66%
DESVIO MÉDIO	32.89%	52.94%	5.9%	10.50%

Tabela 6.2 - Diferença % VG2

VG2				
CARGA (KN/m)	NBR	ACI	CEB	EUROCODE
10	-59.28%	-9.66%	6.72%	-8.83%
15	-22.13%	55.28%	-3.16%	-13.68%
20	10.52%	94.01%	-6.18%	-14.20%
DESVIO MÉDIO	30.64%	52.98%	5.4%	12.23%

Tabela 6.3 - Diferença % VG3

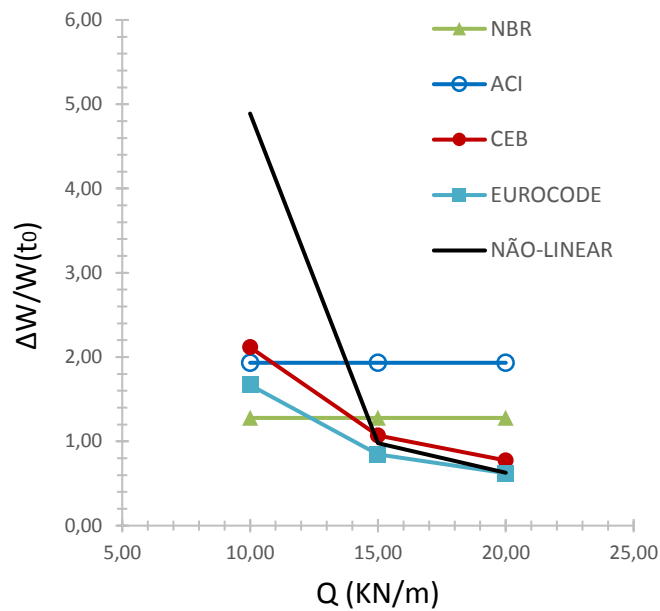
CARGA (KN/m)	VG3			
	NBR	ACI	CEB	EUROCODE
10	-54.71%	-3.55%	6.07%	-11.30%
15	-16.87%	57.33%	-2.48%	-14.80%
20	12.72%	90.29%	-4.90%	-14.64%
DESVIO MÉDIO	28.10%	50.39%	4.5%	13.58%

Como pode se observar, os valores negativos na tabela apresentam desvios no sentido da subestimação dos deslocamentos. Na NBR esses desvios chegam a mais de 60%, indicando as possíveis consequências da análise feita por este método.

O desvio médio entre as flechas calculadas e a flecha real tende a diminuir com o aumento da área de aço. Devido a principal diferença dos resultados com o métodos utilizados estar nas considerações de deslocamentos diferidos pode se observar uma relação inversamente proporcional entre a área de aço e os efeitos de fluência e retração no concreto que são responsáveis pelos deslocamentos diferidos.

Para demonstrar a diferença dos métodos no cálculo de flechas diferidas está representada na Figura 6.10 a relação entre as flechas diferidas e as flechas imediatas $\frac{\Delta W}{W(t_0)}$ em função da carga, para os carregamentos 10KN/m, 15KN/m e 20KN/m.

Figura 6.10 - Variação de $\Delta W/W(t_0)$ em função da carga



A relação $\frac{\Delta W}{W(t_0)}$ varia de acordo com a carga, como observado para o modelo não-linear.

Os métodos ACI e NBR consideram essa relação como uma constante não representando de forma adequada o comportamento real da peça. Isto causa a divergência desses métodos quando se calculam as flechas totais.

7. CONCLUSÃO

Nesse trabalho foi abordada a comparação de métodos simplificados para cálculo de deslocamentos conforme prescrições normativas, utilizando-se de análise não linear como referência, em vigas biapoiadas de concreto armado.

A partir do estudo realizado para cálculos de deslocamentos, foi possível observar que a principal diferença observada entre os métodos utilizados está no que tange a consideração dos efeitos de fluência e retração.

O método bilinear do CEB foi tido como o mais preciso para determinação de deslocamentos totais em relação aos resultados da análise de referência. O método Eurocode também apresenta precisão satisfatória. O ACI tem resultados satisfatórios na região antes e imediatamente após a fissuração do concreto, mas após isso, os valores de flecha são superestimados, estando contra fatores econômicos.

Para o método da NBR 6118/14, observou-se que os deslocamentos calculados foram subestimados nas regiões antes e imediatamente após a ocorrência da fissuração estando contra questões de segurança, o que faz com que o método não seja adequado. Para as regiões de cargas acima da região de fissuração os deslocamentos foram superestimados.

As formulações apresentadas pelas normas ACI 318 e NBR 6118 não fazem uso do coeficiente de fluência do concreto ϕ nem do coeficiente de retração característico do concreto ε_{cs} , e sugerem que estes efeitos são constantes e independem dos estado de fissuração da seção. Sendo isso, o método prescrito pela norma NBR 6118/14 se mostra insatisfatório para o cálculo de deslocamentos em vigas de concreto armado. O método bilinear do CEB foi tido como o mais adequado para este tipo de análise.

8. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Realizar os mesmo procedimentos desse trabalho para o estudo de lajes de concreto armado;
- Estudar impactos econômicos para situações de superestimação de deslocamentos;
- Analisar como se comparam as prescrições normativas para dimensionamento e cálculo de pilares de concreto armado.
- Fazer um estudo de confiabilidade estrutural para quantificar quais dos parâmetros tem mais influência para análise de flechas de vigas em concreto armado

9. BIBLIOGRAFIA

ALMEIDA, M. D. **Análise de flechas em vigas de concreto armado**. Fortaleza: Universidade Federal do Ceará, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14)**. Farmington Hills: [s.n.], 2014.

ARAÚJO, J. M. **Improvement of the ACI method for calculation of deflections of reinforced concrete beams**. Rio Grande do Sul: Dunas, 2005.

- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 4. ed. Rio Grande do Sul: Dunas, v. 1, 2014a.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 4. ed. Rio Grande do Sul: Dunas, v. 2, 2014b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8522**: Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e deformação à compressão. Rio de Janeiro: [s.n.], 2017.
- BRANSON, D. E. **Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams**. State of Alabama Highway Dept.: Bureau of Research and Development, 1963.
- CHUST, R.; RODRIGUES, J. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Carlos: EdUFSCar, 2013.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Design Manual on Cracking and Deformations**. Lausanne: [s.n.], 1984.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code**. Lausanne: [s.n.], 2013.
- DUARTE, N. **Cálculo simplificado de flechas instantâneas y diferidas en elementos a flexión de hormigón armado**. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya, 2010.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2**: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: [s.n.], 2004.
- GUARDA, M. C. C. **Cálculo de Deslocamentos em Pavimentos de Edifícios de Concreto Armado**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005.
- JUNGES, E. **Estudo comparativo entre métodos simplificados e modelos de elementos finitos não lineares para o cálculo de flecha imediata em vigas de concreto armado**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2011.
- LAZZARI, B. M. **Análise por elementos finitos de peças de concreto armado e protendido sob estados de plano de tensão**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015.

MANFREDINI, H. J. **Avaliação do comportamento dos deslocamentos transversais ao longo do tempo em vigas de concreto armado não convencional**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETO: Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

NEVILLE, A. M. **Tecnologia do Concreto**. Porto Alegre: Bookman, 2013.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de Análise Estrutural**. Porto Alegre: Globo, 1980.

TELLES, J. C. D. F. **Análise do comportamento não linear geométrico e físico de pórticos planos de concreto armado**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1976.

TROINA, L. M. B. **Comportamento não linear de estruturas de concreto armado com aplicação a análise de vasos de pressão de usinas nucleares**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1981.