

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

As diversas áreas do conhecimento estão em profundo desenvolvimento e por conseguinte em vistas às possibilidades de mudanças. Entre os muitos motivos que poderiam ser relacionados para justificar tal fato está, sem sombra de dúvidas, o desenvolvimento tecnológico.

A produção de softwares com capacidades de detalhamento cada vez mais precisas, faz com que pesquisadores e estudiosos tenham chances de proporcionar aprimoramentos de processos, de técnicas de produção e outras.

Na área da engenharia civil, alterações e incorporações que o texto da versão da Norma Brasileira, ABNT NBR 6118 “Projetos de estruturas de concreto – Procedimentos” trouxe em suas mais recentes revisões, em 2003 e 2014, são resultados de análises, muito provavelmente desencadeadas pelo inegável desenvolvimento tecnológico das três últimas décadas.

A estrutura de um edifício é a parte da edificação responsável por transmitir os esforços atuantes da mesma para as fundações e estas por transmití-los ao solo. A superestrutura é formada, basicamente, de elementos estruturais, como: lajes, vigas e pilares, estes são alocados de forma que venham atender a finalidade da edificação e aos requisitos de qualidade estabelecidos em normas relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura. A ABNT NBR 6118:2014, na página 1, traz como objetivo fixar os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, avaliando o estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).

A revisão realizada em 2003 e atualizada em 2007 trouxe inovações consideráveis para o projeto de estruturas de concreto quando comparadas com a norma anterior, ABNT NBR 6118:1980, e com a mesma em 1960 (chamadas como NB-1), nestas, observou-se que os elementos eram dimensionados de forma isolada refletindo a estratégia de cálculo vigente naquela época, realizados manualmente. Dessa forma há de se pensar que a abrangência e a complexidade a cada revisão e/ou atualização, em função do avanço tecnológico intensificou-se.

Possivelmente, o conhecimento adquirido acerca das pesquisas e experimentações práticas ao longo dos anos permitiu uma evolução de conceitos e normas de modo que as atualizações devam, considerando ainda a perspectiva de evolução do aparato tecnológico a estar disponível em futuro próximo, provavelmente se tornar mais frequentes.

A cada atualização é de se esperar que um período de adaptação e adequação aos novos critérios seja necessário, assim o presente trabalho de pesquisa trata de um estudo exploratório da alteração realizada na ABNT NBR 6118 em relação à ductilidade mencionada em seu item 14.6.4.3, onde consta a definição da posição da linha neutra no ELU, para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes.

Os elementos que compõe uma estrutura devem ser projetados para que grandes deslocamentos e deformações aconteçam antes da ruína de uma edificação. O colapso local ou do todo de uma estrutura deverá ser previsto em projeto para que a estrutura apresente indícios, sinais que indiquem que a segurança e/ou estabilidade possam estar comprometidos.

O trabalho se pauta pela importância de se conhecer, estudar e divulgar se a atualização da norma proporciona tal situação imprescindível para segurança em uma edificação faz-se relevante, além de juntamente com outros, fornecer dados que possam contribuir para um melhor entendimento da atualização realizada na ABNT NBR 6118.

Este trabalho compõe-se de uma revisão bibliográfica sobre a norma brasileira ABNT NBR 6118 “Projetos de estruturas de concreto – Procedimentos”, no item que diz respeito à profundidade da linha neutra em vigas e lajes para que lhes sejam proporcionados o adequado comportamento dúctil.

A pesquisa bibliográfica se direcionou para o estudo do valor da relação $x/d = 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, que direciona o dimensionamento de vigas e lajes de concreto armado para o domínio 3 do Diagrama de Domínios disposto na ABNT NBR 6118, mesmo antes da inserção do item 14.6.4.3 que trata dos “Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade”.

Foram consultados livros, dissertações, artigos e demais trabalhos acadêmicos de publicação nacional e internacional que fomentaram a pesquisa teórica que se desenvolveu no sentido de buscar um modelo matemático que

pudesse justificar o valor da relação x/d constante da ABNT NBR 6118 a partir de 2003.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar a limitação da profundidade da linha neutra adotada no item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118, no que diz respeito a concretos com resistência à compressão com valores até 50 MPa, por meio de uma revisão bibliográfica e simulações de cálculos.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar levantamento de definições e conceitos sobre concreto armado e sobre ductilidade dos materiais que o compõe.
- Simular cálculo do valor da relação $x/d = 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.
- Verificar se a relação $x/d = 0,45$ é adequada para garantir que os elementos estruturais em concreto armado terão comportamento dúctil na ruptura.

1.3 Estruturação do trabalho de conclusão de curso

Este trabalho de conclusão de curso foi dividido em 6 (seis) capítulos, conforme descrito pelos itens a seguir:

- Capítulo 1: Trata-se do capítulo introdutório onde se apresenta uma breve contextualização do tema em estudo. Contém ainda os objetivos e a estrutura do trabalho de conclusão de curso;
- Capítulo 2. Aborda-se a criação da ABNT e da norma NB -1, atual ABNT NBR 6118, que trata de projetos em estruturas de concreto. Conceitua-se a ductilidade do aço, do concreto e do concreto armado. Aprofunda-se no que diz respeito à profundidade da linha neutra, descrevendo o valor da relação x/d na norma brasileira e em normas internacionais;
- Capítulo 3. Discorre-se neste capítulo sobre os critérios, parâmetros e recomendações que possibilitaram a inserção do limite da linha neutra em seções de concreto armado, tratado no item 14.6.4.3 da atual ABNT NBR 6118, “Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade”, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- Capítulo 4. Discute-se um modelo de projeção matemática com base nos critérios ductilidade, que possibilite o entendimento da relação x/d , profundidade da linha neutra disposto na norma brasileira de concreto, utilizado no dimensionamento de vigas e lajes de concreto armado;
- Capítulo 5: Contém as conclusões e considerações;
- Capítulo 6: Referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Breve histórico da criação da ANBT

Em termos cronológicos, a tecnologia do concreto armado é relativamente posterior ao uso do ferro e do aço em grandes construções. A primeira patente relacionada ao uso do concreto armado foi concedida em 1867 ao francês Joseph Monier (1823-1906), sendo assim tardia, quando comparada a outras técnicas de construção de maior escala. Este, por sinal, nem era seu objetivo inicial (ABNT, 2011).

O concreto armado foi empregado originalmente na construção de reservatórios de água e passou por maior desenvolvimento apenas nos anos finais do século XIX. Seu emprego generalizado enfrentava obstáculos ponderáveis. Tratava-se de um material composto e havia poucos estudos científicos sobre seu comportamento físico-químico. Seu uso na construção de pontes ou prédios permaneceu dependente da experiência pessoal de engenheiros e mestres de obras por bastante tempo, e apenas em meados da década de 1890 essa situação começou a ser corrigida, como resultado de pesquisa experimental (ABNT, 2011).

Do ponto de vista brasileiro, o emprego do concreto armado tinha grande atração econômica: ele reduzia o uso de materiais siderúrgicos na construção em um país que mal produzia ferro ou aço. Em termos acadêmicos, a engenharia nacional tinha ligações mais densas com a Europa, onde a tecnologia do concreto armado desenvolvia-se com mais rapidez. Por fim, a experimentação com o concreto revelou, desde sua origem, a importância das condições ambientais e da natureza dos materiais empregados. Nas condições tropicais brasileiras, essa realidade criava exigências novas para os meios técnicos (ABNT, 2011 e BATTAGIN, 2011).

A existência de normas e especificações variadas para o uso do concreto armado havia sido detectada pela Associação Brasileira de Cimento Portland e provocava discrepâncias nos ensaios levados a cabo nos laboratórios nacionais, mas não bastava a manifestação da necessidade técnica. Era preciso um movimento capaz de romper a inércia e levar à frente a coordenação de todos os interesses. Neste ponto, surgia outro grande personagem da normalização

brasileira, o engenheiro Paulo Accioly de Sá, já diretor do Laboratório de Ensaios de Materiais do Instituto Nacional de Tecnologia (INT) (ABNT, 2011).

Em setembro de 1937, Paulo Sá toma a iniciativa de convidar engenheiros e técnicos para participar da 1ª Reunião de Laboratórios de Ensaios de Materiais, que seria coordenada por Paulo Sá e, naturalmente, por Ary Torres. Tratava-se, contudo, de uma mera aposta e as centenas de convites enviados revelava a incerteza quanto ao sucesso do empreendimento. No dia marcado, cerca de 40 especialistas compareceram à reunião e foi então formulada a primeira proposta de constituição de uma Entidade Nacional de Normalização (ABNT, 2011 e BATTAGIN, 2011).

As discussões prosseguiram, mas apenas na 2ª Reunião de Laboratórios de Ensaios, realizada em São Paulo, em abril de 1939, foi estabelecido o consenso em torno da criação de uma entidade permanente de normalização. O formato final foi decidido em 28 de setembro de 1940, durante a sessão solene inaugural da 3ª Reunião de Laboratórios Nacionais de Ensaios de Materiais, já presidida pelo legítimo representante do governo federal, o professor Ernesto Lopes da Fonseca Costa, diretor do INT. Nos termos da célebre ata, seria então fundada a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2011 e BATTAGIN, 2011).

2.2 Breve histórico da criação e evolução das revisões da NB-1

Mesmo depois da criação da entidade de normalização nacional, no formato de uma associação, a ABNT continuaria a promover reuniões anuais de laboratórios de ensaios, deixando clara a sua origem. O IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) só suspendeu seus trabalhos de normalização quando a ABNT ganhou maior impulso. Alberto Pereira de Castro, superintendente por quase 20 anos do IPT, observa que “muitas dessas especificações e métodos de ensaio regionais desenvolvidos pelo IPT serviram de base a normas da ABNT” (Castro, apud ABNT, 2011, p. 51).

Foi o caso justamente das que são consideradas as primeiras Normas Técnicas Brasileiras: a NB-1 – Cálculo e Execução de Obras de Concreto - e a MB-1 – Cimento Portland – Determinação da Resistência à Compressão. Os dois documentos já vinham sendo utilizados pela engenharia nacional, tendo sido elaborados ainda no final dos anos 1930. O prestígio internacional alcançado pela

NB-1 seria orgulhosamente registrado pelos Boletins da ABNT nos anos seguintes (ABNT, 2011 e BATTAGIN, 2011).

A aposta dos engenheiros brasileiros no desenvolvimento da normalização em plena II Guerra Mundial era muito significativa: um claro sinal da maturidade técnica de certos ramos da engenharia nacional e do interesse dos gestores do Estado na modernização da administração pública. Nas circunstâncias da época, contudo, continuava sendo apenas uma aposta: a economia mundial vivia sob os rigores da guerra e a industrialização do país dava seus primeiros passos. Os engenheiros brasileiros, na verdade, ainda buscavam responder, da melhor forma possível, ao desenvolvimento da normalização nas décadas de 1920 e 1930 nos países da Europa e nos Estados Unidos (KIMURA, 2013 e BATTAGIN, 2011).

A NB-1/40 continha vinte e quatro páginas em tamanho A5 que tratava de Norma para cálculo e execução de obras de concreto armado, a influência da DIN-1045, norma alemã, para confecção da NB-1/40 ficou evidenciada na época, o estudo e análise do Estádio III no concreto e aço (compressão simples) foi ponto principal desta versão da norma, sendo a primeira no mundo a tratar dessa temática. Constava de sete seções, Cap. I – Generalidades; Cap. II - Esforços Solicitantes; Cap. III - Esforços Resistentes; Cap. IV - Disposições Construtivas; Cap. V - Execução de Obras; Cap. VI – Materiais e Cap. VII - Tensões Admissíveis (KIMURA, 2013).

A atual norma brasileira pode configurar entre as mais perfeitas do mundo inteiro e acompanha os resultados das mais modernas experiências realizadas sobre concreto armado. [...] Não se trata, assim, de uma tradução de regulamentos de outros países e sim de uma norma brasileira, elaborada por brasileiros. (REVISTA CONCRETO, nº33, 1940, apud KIMURA, 2013, p. 14).

Sua revisão em 1960, dando origem a NB-1/60, continha os mesmos capítulos com dezenove páginas em tamanho A4, considerando o Estádio III para todas as solicitações, o conceito de Resistência característica (f_{ck}), em cooperação com o CEB, Comitê Europeu do Concreto (KIMURA, 2013).

A versão da revisão de 1978 trouxe os mesmos capítulos, porém com 52 páginas em A4, tendo como principal mudança, a consideração de efeitos de 2ª ordem em análises de estruturas de concreto armado (KIMURA, 2013).

Em 2003 a revisão foi muito mais abrangente e com isso a mudança foi expressiva, passando a 221 páginas A4 com estrutura totalmente remodelada, o que envolveu mais de dez anos de trabalho com colaboração de inúmeros ilustres e

competentes engenheiros. Trouxe em suas mudanças uma sequência para projetos, a execução é referenciada em outras normas, tratando de concreto simples, armado e protendido; Requisitos de qualidade; de Durabilidade; de Análise estrutural; de Efeitos globais de 2ª ordem; de Punção com momentos fletores; de Regiões e elementos especiais. Em 2007 passou por emenda de atualização e em 2008 foi contemplada como norma de padrão internacional, aprovada pela ISO/TC71 (KIMURA, 2013).

Em 2014, em sua mais recente revisão, a estrutura de 2003 foi mantida com as mesmas seções e aproximadamente 260 páginas em tamanho A4, houve um consenso geral que resultou em mudanças, como por exemplo, na seção 1 que traz o objetivo, a norma passou a abranger concretos do grupo II de resistência (C55 a C90), na seção 5, que trata da avaliação de conformidade do projeto passou a ser exigida a avaliação da conformidade do projeto por profissional habilitado, independente e diferente do projetista, requerida pelo contratante, na seção 7, que traz critérios que visam a durabilidade, foram incluídos na Tabela 7.2, critérios para elementos em contato com o solo e lajes em concreto protendido, entre outras (KIMURA, 2013).

2.3 Ductilidade de materiais

Ductilidade é a capacidade de um material, de uma seção, um elemento estrutural ou um sistema estrutural de se deformar inelasticamente sem perda substancial de resistência (FARAGE, 1995).

A ductilidade é uma propriedade de fundamental importância para o concreto, já que dela depende a capacidade de redistribuição de esforços e de responder a efeitos sísmicos de uma estrutura, assim como aviso prévio de uma possível ruptura, que permite que se tomem medidas de segurança antes da ocorrência do colapso (FARAGE, 1995).

A ductilidade pode ser abordada em nível de materiais (aço e concreto), em nível de elemento estrutural e em nível de estrutura. A ductilidade de um material é considerada uma propriedade intrínseca do mesmo e sua avaliação é feita através de diagramas tensão x deformação obtidos a partir de ensaios de corpos de prova (FARAGE, 1995).

Na quantificação da ductilidade de vigas de concreto armado, podem-se definir alguns índices que podem retratar os valores de maneira global ou local. Esses índices podem ser respectivamente denominados μ_d e μ_c , sendo que o primeiro é calculado a partir de uma curva do tipo força, e o deslocamento obtido experimentalmente ou numericamente e o segundo a partir de uma curva momento, curvatura obtida experimentalmente ou numericamente (GAMINO, 2003).

Para fazer uma avaliação da ductilidade de vigas, é necessário determinar as relações momento fletor-curvatura das seções de concreto armado. Essas relações devem ser determinadas, considerando-se a não linearidade física, decorrente do comportamento mecânico dos materiais e da fissuração do concreto. Uma vez que o interesse é quanto ao comportamento da estrutura no estado limite último, despreza-se a resistência à tração do concreto (ARAÚJO, 2009).

Para o aço, adota-se o diagrama tensão-deformação e para o concreto em compressão, adota-se o diagrama parábola-retângulo, considerando-se o valor constante $\epsilon_0 = 0,002$. Entretanto, para a deformação final de ruptura ϵ_{cu} , adotam-se os valores da quadro 2.1, extraídos do CEB/90 (ARAÚJO, 2009).

Quadro 2.1 – Deformação de ruptura do concreto em compressão, extraídos do CEB/90

fck (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
ϵ_{cu} (‰)	4,2	3,7	3,3	3,0	2,8	2,6	2,4

Fonte: ARAÚJO, 2009

Para valores de fck intermediários, faz-se uma interpolação linear entre os valores da tabela 2.1, daí a utilização do valor convencional $\epsilon_{cu} = 0,0035$, adotado no dimensionamento, corresponde a um concreto com fck = 35 MPa (ARAÚJO, 2009).

2.3.1 Diagrama tensão-deformação para o aço

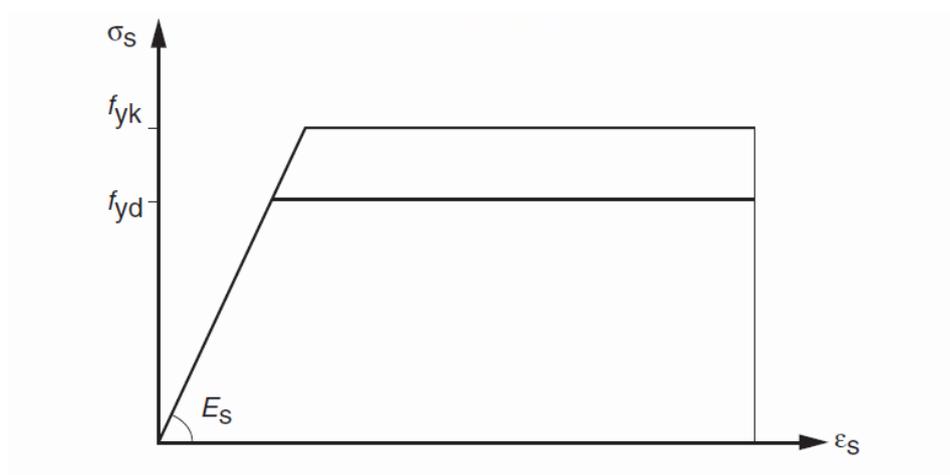
O aço é um material dúctil, sua ductilidade é definida a partir da deformação específica correspondente à tensão máxima no diagrama tensão x deformação, ou da deformação pós-ruptura em um determinado comprimento. Outro parâmetro

indicador da ductilidade é a relação entre a tensão de ruptura e a tensão de escoamento (FARAGE, 1995).

Os valores característicos da tensão de escoamento, f_{yk} , da resistência à tração f_{stk} , da deformação na ruptura ϵ_{uk} e o diagrama tensão-deformação, segundo a ABNT NBR 6118, devem ser obtidos através de ensaios de tração regulamentados. A norma também afirma que “[...] o valor de f_{yk} para os aços sem patamar de escoamento é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%” (ABNT NBR 6118:2014, p.29).

A figura 2.1 mostra o diagrama tensão-deformação simplificado apresentado pela norma brasileira e que pode ser utilizado no estado-limite último para aços com ou sem patamar de escoamento (ABNT NBR 6118:2014, p.29).

Figura 2.1 - Diagrama de tensão- deformação para o aço

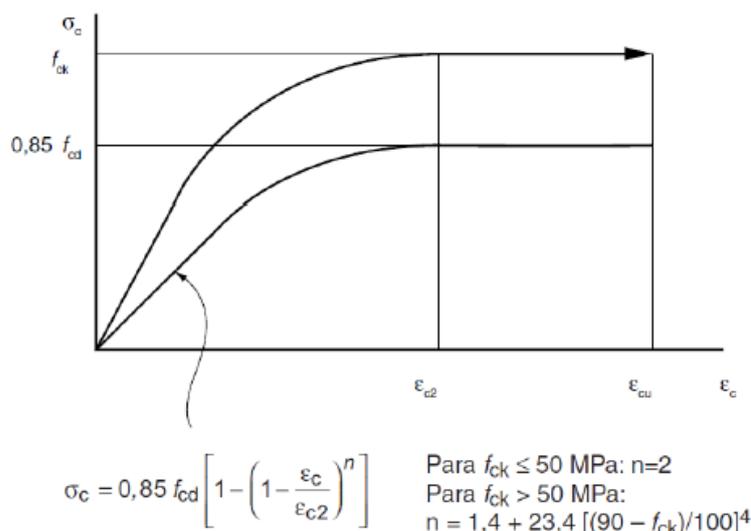


Fonte: ABNT NBR 6118:2014, p. 29

2.3.2 Diagrama tensão-deformação para o concreto

A curva tensão x deformação para o concreto em compressão, como sugerido na ABNT NBR 6118, pode ser analisada no diagrama parábola-retângulo obtido por ensaio de compressão simples, não linear desde o início do carregamento. Para análises no estado-limite último, pode ser empregado o diagrama tensão-deformação idealizado na figura 2.2 (ABNT NBR 6118:2014, p.26).

Figura 2.2 - Diagrama de tensão-deformação para o concreto



Fonte: ABNT NBR 6118:2014, p.26

Neste diagrama os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica do concreto na ruptura) são definidos pela norma em função de sua classe (ABNT NBR 6118:2104, p.26).

Para concretos de classe até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2,0\% \text{ e } \epsilon_{cu} = 3,5\%$$

Para concreto de classe C50 a C90:

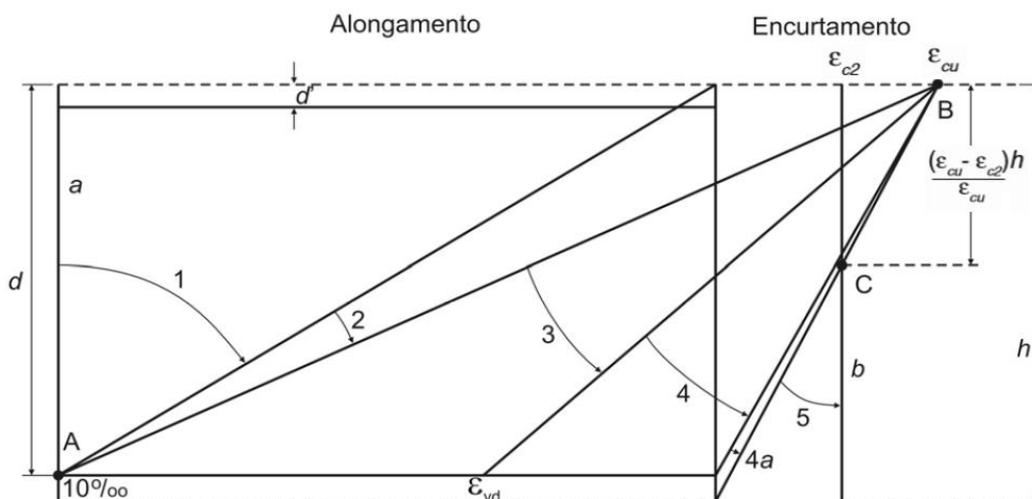
$$\epsilon_{c2} = 2,0\% + 0,085\% (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6\% + 3,5\% [(90 - f_{ck})/100]^4$$

2.4 Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

Quando as distribuições das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios apresentados na Figura 2.3, têm-se as possíveis configurações últimas ao longo de uma peça de concreto armado sujeita a solicitações normais (ABNT, 2014).

Figura 2.3 - Diagrama de Domínios



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Os valores de ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são definidos na ABNT NBR 6118:2014 no item 8.2.10.1, enquanto que na versão da mesma norma em 2003 estes eram constantes e iguais a 2‰ e 3,5‰ respectivamente.

Na ABNT NBR 6118:2014, verifica-se que, caso seja adotada armadura de compressão em vigas é necessário garantir condições de ductilidade,

A introdução da armadura de compressão para garantir o atendimento de valores menores da posição da linha neutra (x), que estejam nos domínios 2 ou 3, não conduz a elementos estruturais com ruptura frágil. A ruptura frágil está associada a posições da linha neutra no domínio 4, com ou sem armadura de compressão (ABNT NBR 6118:2014, p.122).

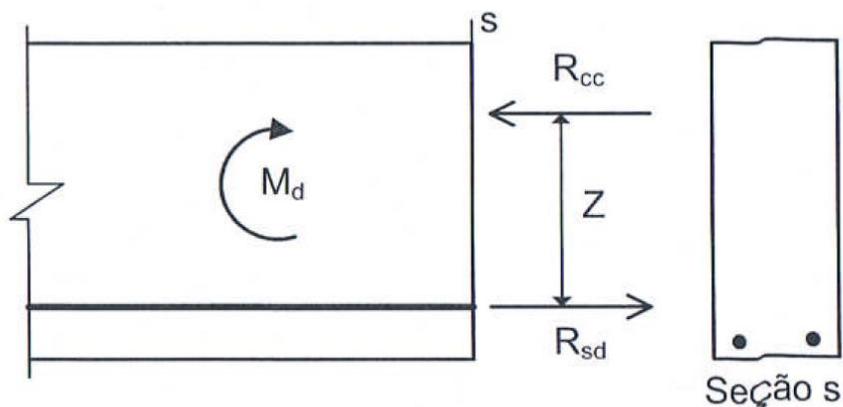
Já na versão de 2003, faz-se a mesma consideração, mas com a seguinte ressalva,

Nas vigas, principalmente nas zonas de apoio, ou quando feita redistribuição de esforços, é importante garantir boas condições de ductilidade, sendo adotada, se necessário, armadura de compressão que garanta a posição adequada da linha neutra (x), respeitando-se os limites 14.6.4.3 (ABNT NBR 6118:2003, p.109).

Considerando a figura 2.4, com seção submetida à flexão simples. Para haver o equilíbrio é necessário que uma e outra parte esteja tracionada. Dessa forma, a resultante das tensões de compressão no concreto, R_{cc} , juntamente com a resultante de tração nas armaduras, R_{sd} , podem formar um binário capaz de

equilibrar o momento fletor solicitante de cálculo M_d . Os domínios 2,3 e 4 são os únicos onde é possível obter essa condição (ARAÚJO, 2014).

Figura 2.4 - Esquema de equilíbrio de forças numa seção transversal



Fonte: ARAÚJO, 2014

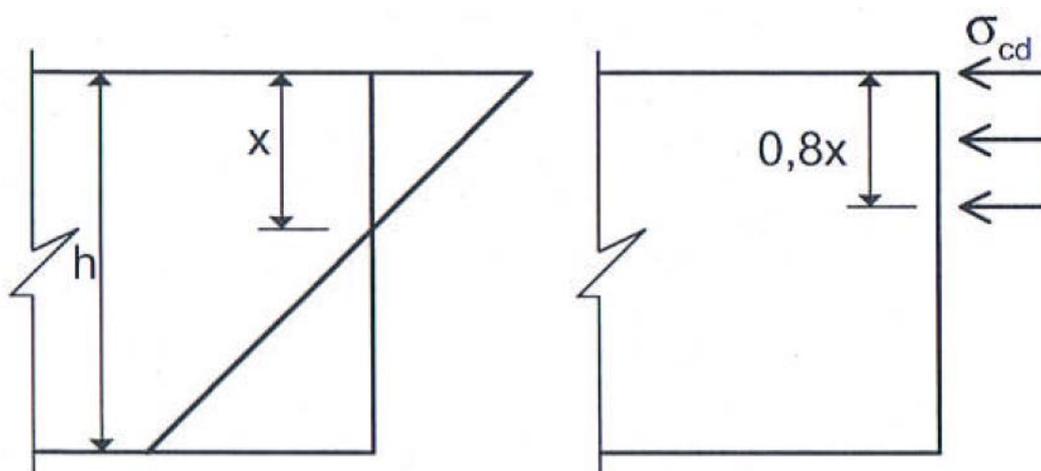
Em função do tipo de ruptura em flexão simples, as peças de concreto armado podem ser classificadas, conforme Araújo (2014) e Carvalho (2015), em:

- Peças subarmadas: são aquelas que, por possuírem uma taxa de armadura muito pequena, rompem no domínio 2. Neste caso, a ruptura ocorre por deformação excessiva da armadura (ruptura convencional) sem haver o esmagamento do concreto. O tipo de ruptura é dúctil, também denominado de ruptura com aviso prévio, em virtude da intensa fissuração que precede a ruptura.
- Peças normalmente armadas: neste caso a ruptura ocorre no domínio 3, com esmagamento do concreto e com escoamento da armadura. O tipo de ruptura é semelhante ao das peças subarmadas.
- Peças superarmadas: são aquelas peças cuja ruptura ocorre no domínio 4. Em virtude do excesso de armação, o aço não chega a escoar e a ruptura ocorre por esmagamento do concreto. A ruptura é frágil, brusca ou sem aviso prévio. Essas peças devem ser evitadas, pois, além de não darem aviso prévio da ruptura, o aço não é integralmente aproveitado. No projeto de vigas, consegue-se evitar esse tipo de situação com o emprego de armadura dupla (uma armadura tracionada e outra comprimida).

2.5 Diagrama retangular para o concreto armado

Para simplificar o trabalho de cálculo, na ABNT NBR 6118 permite-se substituir o diagrama parábola-retângulo por um diagrama retangular de tensões no concreto, como na figura 2.5. A utilização do diagrama retangular simplifica sensivelmente as equações de dimensionamento. Além disso, os resultados são muito próximos dos obtidos com o diagrama parábola-retângulo (ARAÚJO, 2014).

Figura 2.5 - Diagrama retangular para o concreto armado



Fonte: ARAÚJO, 2104

Conforme se observa na figura 2.5, pode-se admitir que a tensão no concreto é igual a $\sigma_{cd} = \sigma_c \cdot f_{cd}$ desde a borda comprimida da seção até uma distância λx , onde x é a profundidade da linha neutra (ARAÚJO, 2014).

O coeficiente σ_c é dado por:

$$\sigma_c = 0,85, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$$\sigma_c = 0,85 \cdot [1 - (f_{ck} - 50)/200], \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa}.$$

O parâmetro λ é dado por:

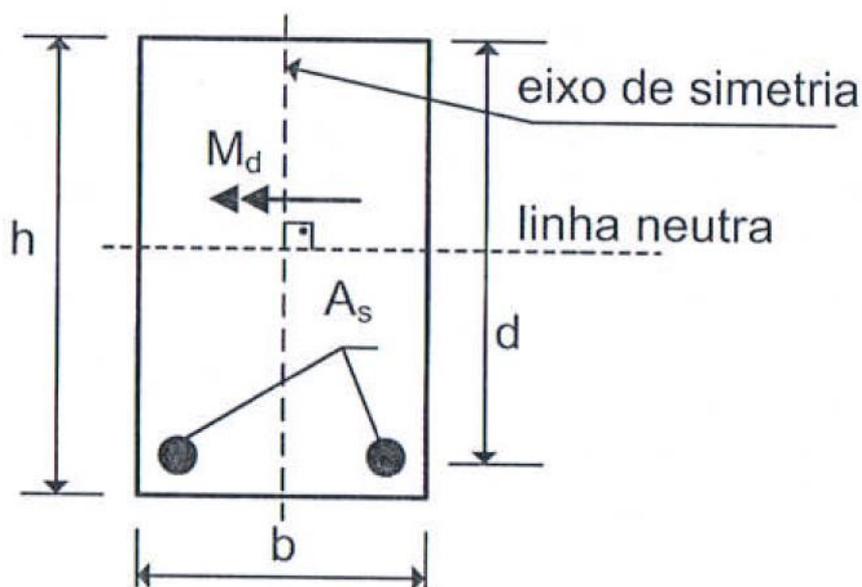
$$\lambda = 0,8, \text{ } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400, \text{ } f_{ck} > 50 \text{ MPa}.$$

2.5.1 Momento limite para seções retangulares com armadura simples

Numa seção retangular de concreto armado submetida ao momento fletor de cálculo M_d . O plano de ação do momento fletor contém o eixo de simetria da seção transversal e a flexão é dita normal, sendo assim, a linha neutra é perpendicular ao a esse eixo de simetria, conforme figura 2.6 (ARAÚJO, 2014).

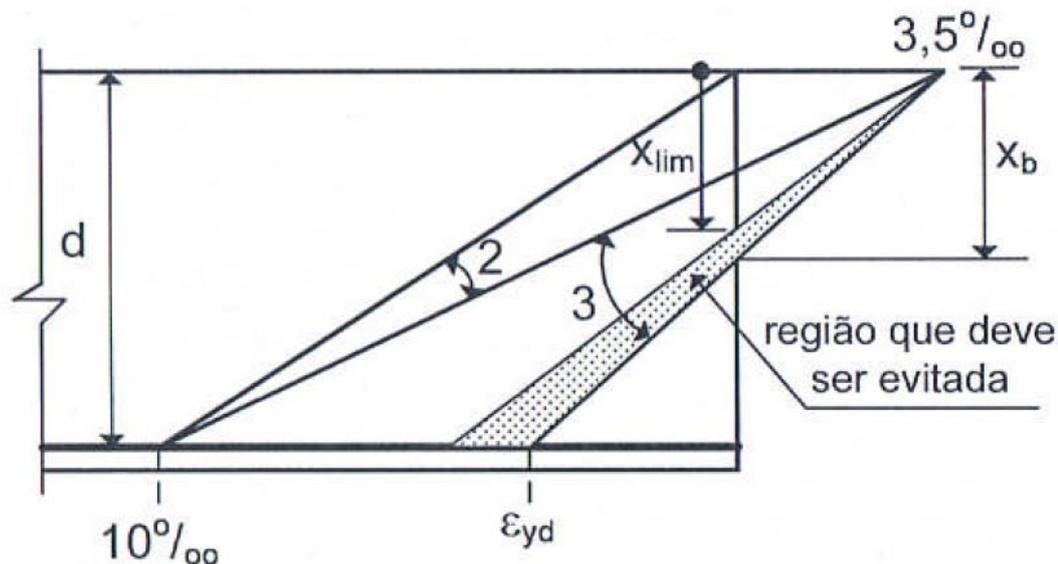
Figura 2.6 - Seção retangular sob flexão normal simples



Fonte: ARAÚJO, 2014

A ruptura desejável é do tipo dúctil, por ocorrer com prévio aviso, e está nos domínios 2 e 3. No domínio 4 ocorre ruptura frágil que deve ser evitada. Assim, para garantir maior ductilidade das vigas foi conveniente limitar a profundidade da linha neutra, de modo a se obter uma ruptura afastada do domínio 4, que pode ser feita estabelecendo a condição $x \leq x_{lim}$, em que a profundidade da linha neutra, x_{lim} é indicada na figura 2.7 (ARAÚJO, 2014).

Figura 2.7 - Profundidade limite da linha neutra para garantir ductilidade adequada



Fonte: ARAÚJO, 2014

2.5.2 Profundidade da linha neutra na norma CEB-90 (Comité Euro-Internacional do Betón)

De acordo com a norma CEB:90, a profundidade da linha neutra $\xi_{lim} = x_{lim}/d$, deve ser limitada aos seguintes valores:

$$\xi_{lim} = 0,45, \text{ se } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa};$$

$$\xi_{lim} = 0,35, \text{ se } f_{ck} > 35 \text{ MPa}.$$

Os valores de ξ_{lim} apresentados são válidos sempre que o dimensionamento for feito para momentos fletores obtidos em análise linear, se for utilizado o recurso de redistribuição de esforços será necessário adotar:

$$\xi_{lim} = 0,8 \beta - 0,35, \text{ se } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa};$$

$$\xi_{lim} = 0,8 \beta - 0,45, \text{ se } f_{ck} > 35 \text{ MPa}.$$

Onde $\beta \leq 1$, é um coeficiente de redistribuição. Quando $\beta = 1$, as equações em análise linear e com redistribuição de esforços coincidem.

2.5.3 Seção 14 da ABNT NBR 6118 - análise estrutural

2.5.3.1 Objetivo da seção 14 da ABNT NBR 6118 - análise estrutural

Tanto a versão de 2003 em sua página 73, quanto a versão de 2014 em sua página 81 enfocam que o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço (ABNT NBR 6118:2014).

A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, de tensões, deformações e deslocamentos em uma parte ou em toda estrutura (ABNT NBR 6118:2014).

2.5.3.2 Seção 14 da ABNT NBR 6118/2003 - análise estrutural

No item 14.6.4.3, página 81 da ABNT NBR 6118:2003, que trata dos limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade, diz que para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites, em conformidade com a norma supracitada:

$x/d \leq 0,50$ - para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa; ou

$x/d \leq 0,40$ - para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

Onde:

x = profundidade da linha neutra;

d = altura útil;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto.

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões (ABNT NBR 6118:2003).

2.5.3.3 Seção 14 da ABNT NBR 6118/2014 - análise estrutural

No item 14.6.4.3, página 91 da ABNT NBR 6118:2014, que trata dos limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade, diz que para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites, em conformidade com a norma supracitada:

$x/d \leq 0,45$ - para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;

$x/d \leq 0,35$ - para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

Onde:

x = profundidade da linha neutra;

d = altura útil;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto.

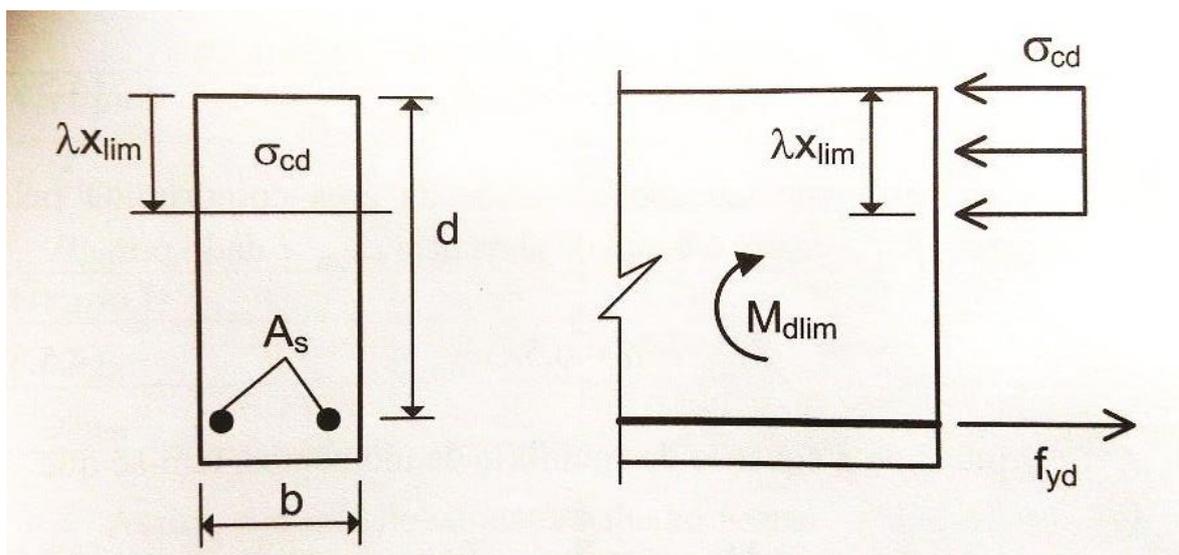
Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões (ABNT NBR 6118:2014).

2.5.4 Momento adimensional e curvatura adimensional

É importante ressaltar que estruturas (vigas) projetadas com $\xi_{lim} = \xi_b$ possuem alguma ductilidade já que os estribos, sempre existentes, conferem certo grau de confinamento ao concreto aumentando a ductilidade da estrutura. Além disso, sempre existem armaduras de compressão, mesmo que elas sejam armaduras construtivas, o que faz com que a linha neutra suba, afastando um pouco do domínio 4 (ARAÚJO, 2014).

A figura 2.8 apresenta as tensões de compressão no concreto, admitindo o bloco retangular de tensões ($\sigma_{cd} = \alpha f_{cd}$). A tensão na armadura é f_{yd} , já que deformação é sempre $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ (ARAÚJO, 2014).

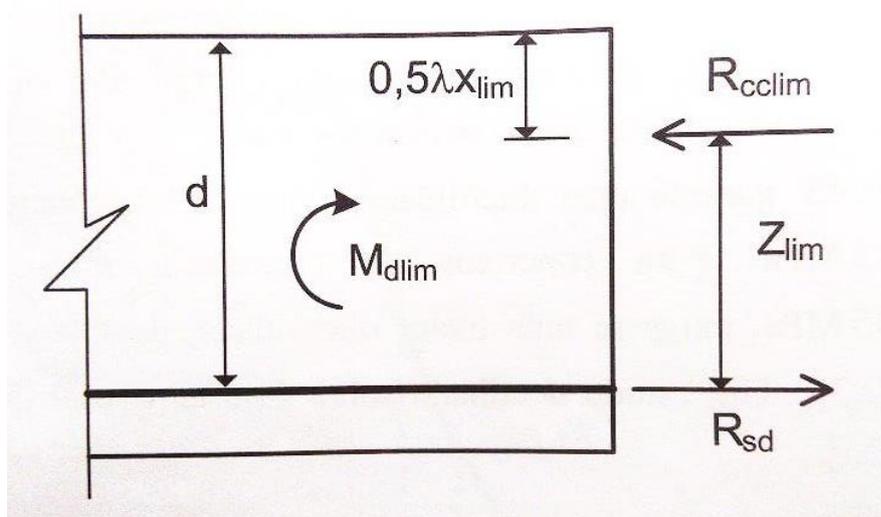
Figura 2.8 – Tensões na seção transversal quando $x = x_{lim}$



Fonte: ARAÚJO, 2014

Na figura 2.9 são apresentados o momento solitante M_{dlim} , a resultante de compressão no concreto, R_{cclim} , e a força de tração na armadura, $R_{sd} = A_s f_{yd}$ (ARAÚJO, 2014).

Figura 2.9 – Momento solitante e resultantes das tensões na situação limite $x = x_{lim}$



Fonte: ARAÚJO, 2014

De acordo com a figura 2.8, verifica-se que a resultante de compressão no concreto é dada por:

$$R_{cclim} = \lambda b x_{lim} \sigma_{cd} \quad (2.1)$$

Essa resultante atua no centroide da área comprimida pelo bloco retangular. Assim, o braço de alavanca Z_{lim} é dado por:

$$Z_{lim} = d - 0,5 \lambda x_{lim} \quad (2.2)$$

Aplicando a equação de equilíbrio de momentos, tem-se que:

$$M_{dlim} = R_{cclim} Z_{lim} \quad (2.3)$$

Introduzindo as equações de R_{cclim} e de Z_{lim} , resulta o momento limite:

$$M_{dlim} = \lambda b x_{lim} (d - 0,5 \lambda x_{lim}) \sigma_{cd} \quad (2.4)$$

Definindo o momento limite reduzido, μ :

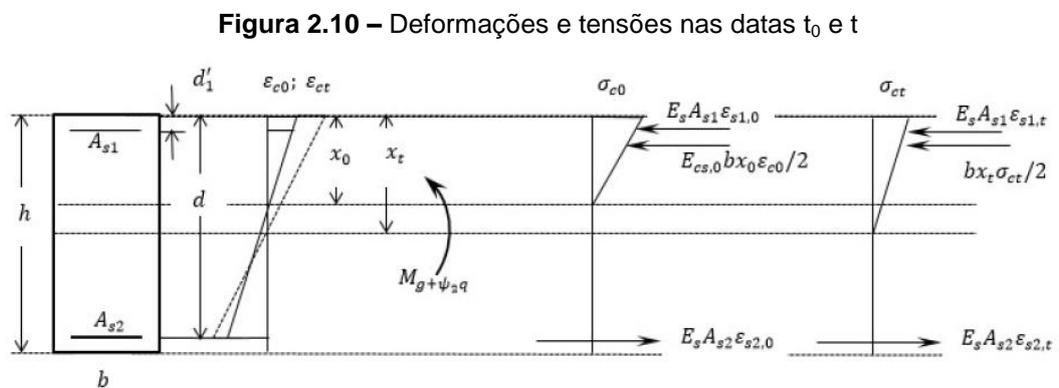
$$\mu_{lim} = M_{dlim} / b d^2 \sigma_{cd} \quad (2.5)$$

Lembrando que $x_{lim} = \xi_{lim} d$, chega-se a:

$$\mu_{lim} = \lambda \xi_{lim} (1 - 0,5 \lambda \xi_{lim}) \quad (2.6)$$

A Expressão (2.6) fornece o momento limite adimensional, o qual depende do concreto utilizado e do coeficiente de redistribuição de esforços β (já que ξ_{lim} depende de β). Se empregada análise linear sem redistribuição de esforços, como é usual, $\beta = 1$ (ARAÚJO, 2014).

A figura 2.10 e 2.11 ilustram as equações de compatibilidade de deformações nas formas dimensional e adimensional, nas datas t_0 e t (BUCHAIM e GONÇALVES, 2016):



Fonte: BUCHAIM e GONÇALVES, 2016

Figura 2.11 – Equações de compatibilidade de deformações nas formas dimensional e adimensional, nas datas t_0 e t .

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{c0}}{x_0} = \frac{\varepsilon_{s1,0}}{x_0 - d'_1} = \frac{\varepsilon_{s2,0}}{d - x_0}, K_0 = \frac{10^3 d}{r_0} = \frac{\bar{\varepsilon}_{c0}}{\xi_0} = \frac{\bar{\varepsilon}_{s1,0}}{\xi_0 - \delta'_1} = \frac{\bar{\varepsilon}_{s2,0}}{1 - \xi_0}$$

$$\frac{1}{r_t} = \frac{\varepsilon_{ct}}{x_t} = \frac{\varepsilon_{s1,t}}{x_t - d'_1} = \frac{\varepsilon_{s2,t}}{d - x_t}, K_t = \frac{10^3 d}{r_t} = \frac{\bar{\varepsilon}_{ct}}{\xi_t} = \frac{\bar{\varepsilon}_{s1,t}}{\xi_t - \delta'_1} = \frac{\bar{\varepsilon}_{s2,t}}{1 - \xi_t}$$

Fonte: BUCHAIM e GONÇALVES, 2016.

Nestas expressões, $1/r$ é a curvatura e k é seu valor adimensional. Além disso, definem-se:

$$\bar{\varepsilon} = 10^3 \varepsilon, \xi_0 = x_0/d, \xi_t = x_t/d, \delta'_1 = d'_1/d.$$

A tabela 2.1 mostra cálculos realizados por, Buchaim em 2001, em comparação com os obtidos utilizando-se o diagrama parábola-retângulo e os domínios de deformação da ABNT NBR 6118, na situação de cálculo, para aço CA-50 e $\varepsilon_c = 2\text{‰}$ (BUCHAIM, 2001).

Tabela 2.1 – Comparação entre os cálculos realizados por BUCHAIM e os obtidos com as hipóteses da ABNT NBR 6118

Cálculo de BUCHAIM			Parábola-retângulo (ABNT NBR 6118)		
μ	ξ	ε_s	μ	ξ	ε_s
0,051	0,070	36,23	0,050	0,108	10
0,104	0,149	15,53	0,104	0,167	10
0,139	0,204	10,61	0,140	0,205	10
0,179	0,270	7,36	0,180	0,251	10
0,227	0,358	4,89	0,230	0,329	7,13
0,266	0,436	3,53	0,270	0,400	5,25
0,286	0,477	2,98	0,290	0,438	4,48
0,314	0,543	2,29	0,320	0,499	3,52
0,326	0,568	2,07	0,333	0,522	2,66

Fonte: adaptado de BUCHAIM, 2001

Segundo Buchaim, o encurtamento só depende de ϵ_{cu} e vale 2,72‰ e 3‰, para $\epsilon_c = 2‰$ e 2,2‰. O ACI-318-95, item 10.2.3, adota um valor constante de encurtamento e igual a 3‰ (BUCHAIM, 2001).

Para Araújo, as expressões das curvaturas adimensionais são dadas levando-se em consideração o domínio analisado (ARAÚJO, 2009).

Para o domínio 2, têm-se:

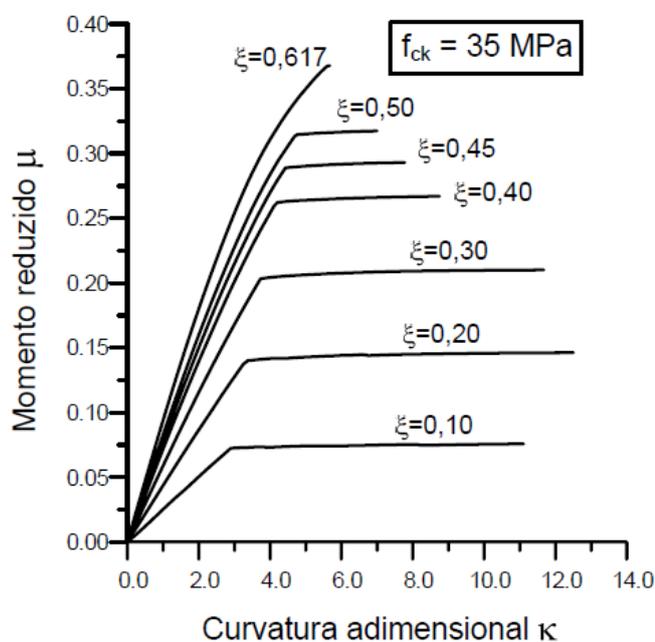
$$k = 10/1 - \xi \quad (2.7)$$

Para o domínio 3, têm-se:

$$k = 1000 \cdot \epsilon_{cu} / \xi \quad (2.8)$$

Ainda em Araújo, figura 2.12, apresentam-se as relações $\mu - k$ obtidas para um concreto com $f_{ck} = 35$ MPa e aço CA-50. Cada curva corresponde a uma seção retangular com área de aço calculada a partir de ξ .

Figura 2.12 – Relações momento-curvatura para concreto com $f_{ck} = 35$ MPa



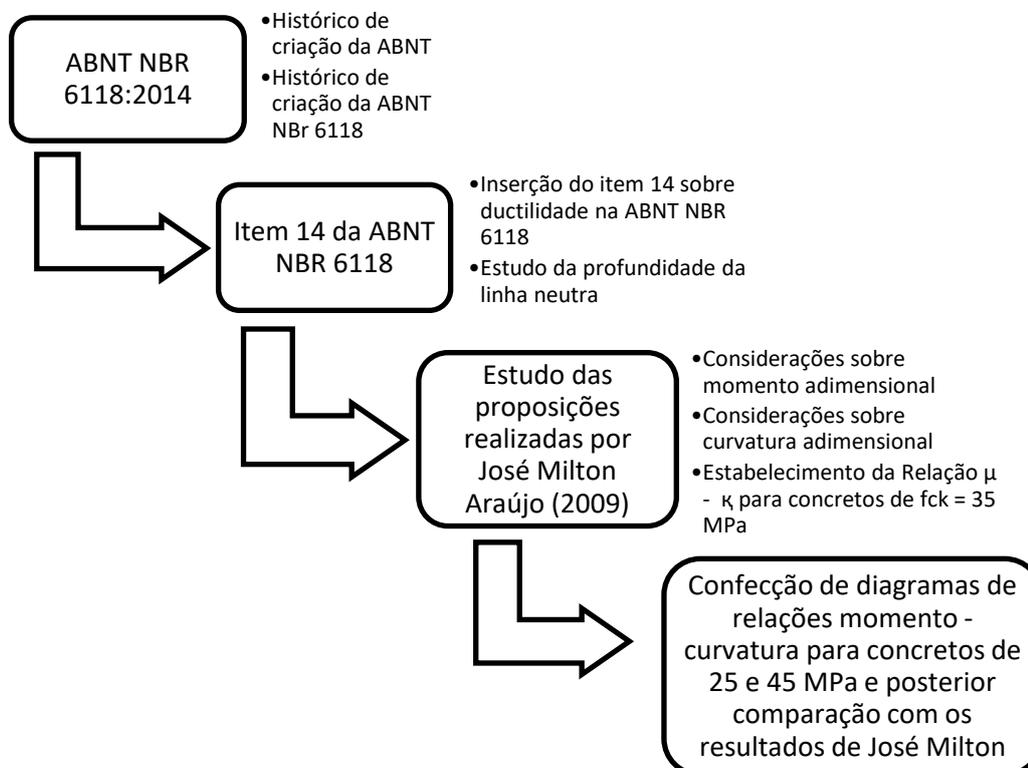
Fonte: ARAÚJO, 2009

3 METODOLOGIA

A partir do levantamento bibliográfico realizado no segundo capítulo deste trabalho com relação à profundidade da linha neutra descrita pela relação x/d inserida no item 14 da ABNT NBR 6118 em 2003 e revisto em 2014, foi iniciada a elaboração de uma proposta que pudesse contribuir para o entendimento do valor atribuído à relação x/d na referida norma.

Foi necessária a busca de conceitos, definições e deduções, conforme figura 3.1, que de alguma forma viessem contribuir para construção da referida proposta, e, considerando entre outros fatores, que as decisões a respeito das atualizações da norma ABNT NBR 6118 foram discutidas em reuniões, aonde não se chegou a uma unanimidade com relação a mudanças propostas e sim a um consenso adotado pela maioria, a quantidade de publicações com intuito de detalhar o valor da relação x/d descrito na ANBT NBR 6118 em seu item 14 é relativamente pequena.

Figura 3.1 – Procedimento de pesquisa



Fonte: elaborado pelos autores

Assim, baseado na publicação de José Milton de Araújo em 2009, mostrando que para um concreto de $f_{ck} = 35$ MPa, a relação $x/d = 0,45$ é consistente. A realização da referida busca literária se deu, de modo a promover a juntada de material suficiente para encorpar um rol de informações que embasassem produzir, correlacionando com a pesquisa de José Milton Araújo, a relação x/d para concretos de f_{ck} igual a 25 e 45 MPa.

3.1 Cálculo do momento adimensional (μ) e da curvatura adimensional (k) para concretos com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 45$ MPa

Para o cálculo do momento adimensional foi necessário a verificação do valor de λ constante do item 2.5 do capítulo anterior, posteriormente utilizou-se a equação 2.6, através da qual foram calculados valores dos momentos adimensionais correspondentes a ξ (x/d) iguais a 0,10, 0,20, 0,30, 0,40, 0,45, 0,50, 0,617.

A seguir, com base nos valores do quadro 2.1 realizou-se uma interpolação para encontrar o valor de ϵ_{cu} para concretos de $f_{ck} = 25$ MPa e de $f_{ck} = 45$ MPa. Extraídos os respectivos valores de ϵ_{cu} , foram efetuados os cálculos para encontrar os valores de k para $\epsilon_0 = 0,0025$ e $\epsilon_{cu} = 0,0035$ que possibilitassem a construção do diagrama momento-curvatura, utilizando-se das equações da figura 2.11 desenvolvidas por Buchaim e Gonçalves em 2016, e das equações 2.7 e 2.8 desenvolvidas por Araújo em 2014.

3.2 Construção de diagramas que apresentam relações momento- curvatura para concretos de $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 45$ MPa

Com a utilização dos valores das relações x/d propostas por Araújo (2009), dos valores de momentos adimensionais e curvaturas adimensionais encontrados conforme descrito no item 3.1 deste trabalho, foi possível construir os diagramas de momento-curvatura para concretos de $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 45$ MPa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Garantir ductilidade a elementos estruturais merece especial atenção por parte de estudiosos do assunto, no caso do estudo da profundidade da linha neutra, quanto menor o valor de x/d , menor será a área de concreto comprimido, e mais o aço, material mais dúctil que o concreto, passa a ser o limitante da resistência da seção considerando o ELU.

Em função de tal situação a ABNT NBR 6118 na sua versão em 2003, e em 2014, limita o valor da relação x/d em análises de elementos estruturais lineares com ou sem redistribuição de esforços solicitantes, conforme descrito nas normas supracitadas.

4.1 Valores de momentos e curvaturas adimensionais para produção do diagrama momento-curvatura em Araújo (2009) com $f_{ck} = 35$ MPa

4.1.1 Quadro com valores de momentos adimensionais (μ)

Para efetuar os cálculos de momentos adimensionais foram utilizados, o valor de λ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, apresentado no item 2.5, os valores de ξ adotados por Araújo (2009) e a equação 2.6 apresentada em Araújo (2014).

Quadro 4.1 – Valores de momentos adimensionais

ξ	μ
0,10	0,0768
0,20	0,1472
0,30	0,2112
0,40	0,2688
0,45	0,2952
0,50	0,3200
0,617	0,3717

Fonte: elaborado pelos autores

4.1.2 Quadro com valores de curvaturas adimensionais (k) no início plástico

Para efetuar os cálculos dos valores das curvaturas adimensionais no início plástico foram utilizados, os valores de ξ adotados por Araújo (2009) e a equação da figura 2.11 apresenta por Buchaim e Gonçalves (2016), como na referida equação é necessário o valor de ϵ_0 para realização dos cálculos, foi considerado para tal o valor de $\epsilon_0 = 2,5\text{‰}$.

Quadro 4.2 – Valores de curvaturas adimensionais no início plástico

ξ	k
0,10	2,77
0,20	3,12
0,30	3,57
0,40	4,16
0,45	4,54
0,50	5,00
0,617	-

Fonte: elaborado pelos autores

4.1.3 Quadro com valores de curvaturas adimensionais (k) no limite plástico

Para efetuar os cálculos de curvaturas adimensionais no limite plástico foram utilizados, os valores de ξ adotados por Araújo (2009) e as equações 2.7 para valores de $\xi < 0,259$ e 2.8 para valores de $\xi > 0,259$, ambas apresentas em Araújo (2009), para a equação 2.8 onde o valor de ϵ_{cu} é necessário para realização dos cálculos de k , o mesmo foi encontrado fazendo-se interpolação dos valores deste, constantes do quadro 2.1 deste trabalho, chegando assim ao valor de $3,5\text{‰}$ correspondente a um $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$.

Quadro 4.3 – Valores de curvaturas adimensionais no limite plástico

ξ	k
0,10	11,11
0,20	12,50
0,30	11,66
0,40	8,75
0,45	7,77
0,50	7,00
0,617	-

Fonte: elaborado pelos autores

4.1.4 Relações $\mu - k$ para concreto armado propostas por Araújo (2009)

Com os valores mostrados nos quadros 4.1 a 4.3, Araújo descreveu a relação $\mu - k$, conforme mostrado na figura 2.12, em que de acordo com Araújo observa-se que a condição balanceada, $\xi = 0,617$, leva a uma ruptura frágil, sem patamar plástico.

O dimensionamento realizado com $\xi = 0,45$ leva a um comportamento dúctil, já que o diagrama momento-curvatura exibe um razoável patamar após o escoamento da armadura (ARAÚJO, 2009).

4.2 Valores de momento e curvatura adimensionais para produção do diagrama momento-curvatura, considerando $f_{ck} = 25$ MPa

4.2.1 Valores de momentos adimensionais (μ) com $f_{ck} = 25$ MPa

Para realização dos cálculos de momentos adimensionais com $f_{ck} = 25$ MPa, utilizou-se o mesmo valor de λ citado no item 4.1.1, pois o valor de f_{ck} mencionado para cálculo é menor que 50 MPa, também os mesmos valores de ξ adotados por

Araújo (2009) e a equação 2.6 apresentada em Araújo (2014). Gerando, portanto um quadro com os mesmos valores de μ constantes no quadro 4.1.

4.2.2 Valores de curvaturas adimensionais (k) no início plástico com $f_{ck} = 25$ MPa

Para realização dos cálculos dos valores das curvaturas adimensionais no início plástico com $f_{ck} = 25$ MPa, utilizou-se os mesmos valores de ξ adotados por Araújo (2009) e a mesma equação da figura 2.11 apresenta por Buchaim e Gonçalves (2016) e como na referida equação é necessário o valor de ϵ_0 para realização dos cálculos, adotou-se o mesmo valor descrito no item 4.1.2, onde $\epsilon_0 = 2,5\%$. Possibilitando produzir, portanto um quadro com os mesmos valores de k constantes no quadro 4.2.

4.2.3 Quadro com valores de curvaturas adimensionais (k) no limite plástico com $f_{ck} = 25$ MPa

Para realização dos cálculos de curvaturas adimensionais no limite plástico com $f_{ck} = 25$ MPa, utilizou-se os mesmos valores de ξ adotados por Araújo (2009) e as mesmas equações 2.7 para valores de $\xi < 0,259$ e 2.8 para valores de $\xi > 0,259$, ambas apresentadas em Araújo (2009), para a equação 2.8 onde o valor de ϵ_{cu} é necessário para realização dos cálculos de k , o mesmo foi encontrado fazendo-se interpolação dos valores deste, constantes do quadro 2.1 deste trabalho, chegando assim ao valor de $3,95\%$ correspondente a um $f_{ck} = 25$ MPa.

Quadro 4.4 – Valores de curvaturas adimensionais no limite plástico para $f_{ck} = 25$ MPa

ξ	k
0,10	11,11
0,20	12,50
0,30	13,66
0,40	9,87
0,45	8,77
0,50	7,90
0,617	-

Fonte: elaborado pelos autores

4.2.4 Relações $\mu - k$ para concreto armado com $f_{ck} = 25$ MPa

Pode-se observar que de acordo com os valores encontrados e mostrados nos quadros 4.1, 4.2 e 4.4, com os quais foi possível elaborar as relações $\mu - k$, para concreto armado de $f_{ck} = 25$ MPa conforme mostrado na figura 4.1, que a condição balanceada, $\xi = 0,617$, de acordo com Araújo (2009), leva a uma ruptura frágil, sem patamar plástico. E que o dimensionamento realizado com $\xi = 0,45$, leva a um comportamento dúctil, assim como em Araújo (2009), já que os cálculos realizados determinam no diagrama momento-curvatura um patamar após o escoamento da armadura maior do que em Araújo (2009), em 30,95%, considerando o mesmo valor de 0,45 para ξ , aumentando ainda mais as chances de fugir no dimensionamento da indesejada ruptura frágil do domínio 4, onde o excesso de armadura propicia tal fragilidade, como aconselha Araújo (2009).

Observa-se que para valores de ξ menores que 0,259, o que caracteriza trabalho do domínio 2, descrito em Araújo (2014) e Carvalho (2015) e cuja formulação de cálculo não depende do valor de ϵ_{cu} , como apresentado por Araújo (2009), a curvatura adimensional continua com os mesmos valores, não alterando o patamar plástico após o escoamento. Já para as situações em que ξ é maior que 0,259 e até próximo de 0,628, limite dos domínios 3 e 4, apresentados em Araújo (2014) e Carvalho (2015), ocorrem alterações nos valores de curvaturas adimensionais, verifica-se que para os valores de ξ analisados ocorre um

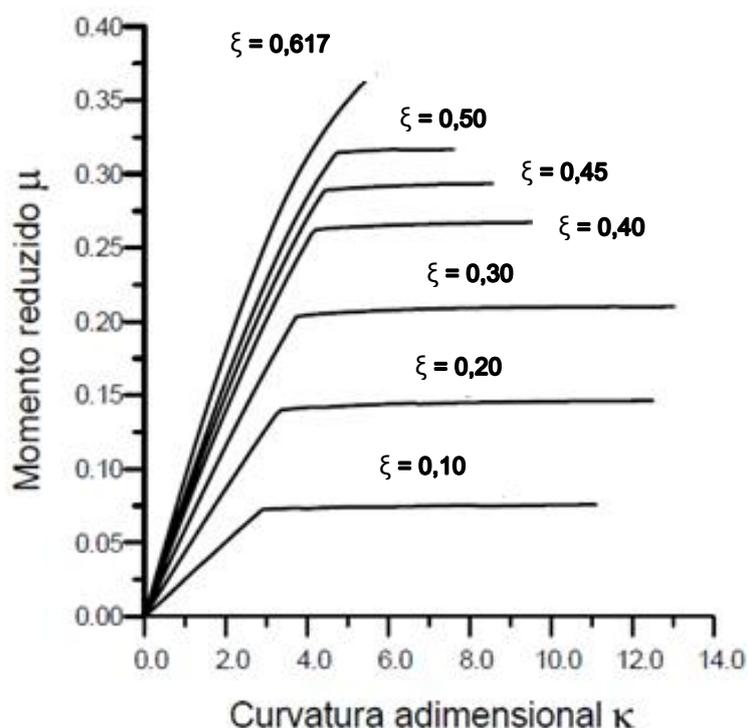
aumentando do patamar correspondente à região plástica, causado pelo uso do valor de ϵ_{cu} na fórmula de cálculo utilizada e apresentada por Araújo (2009), o valor de ϵ_{cu} é obtido por interpolação no quadro 2.1.

Segundo Carvalho (2015), “o item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 permite o uso de apenas parte do domínio 3, eliminando portanto parte do domínio 3 e os domínios 4 e 4a” (Carvalho, 2015, p. 126).

Ainda em Carvalho (2015), na mesma página, “no diagrama de deformações possíveis ϵ_{yd} foi substituído por ϵ_{lim} , que corresponde ao valor de $x/d = 0,45$ imposta pela ABNT NBR 6118:2014 para aumentar a ductilidade do elemento”. O que vai de encontro aos estudos realizados por Araújo (2009) para concretos com $f_{ck} = 35$ MPa e as pesquisas deste trabalho que enfocam os concretos com f_{ck} de 25 e 45 MPa.

Parece haver um consenso no sentido do valor 0,45 para relação x/d como garantia de ductilidade em peças de concreto armado, o que conseqüentemente traz maiores possibilidades de segurança aos elementos estruturais.

Figura 4.1 – Relações momento-curvatura para concreto com $f_{ck} = 25$ MPa



Fonte: adaptado de Araújo (2009) pelos autores

4.3 Valores de momento e curvatura adimensionais para produção do diagrama momento-curvatura, considerando $f_{ck} = 45$ MPa

4.3.1 Valores de momentos adimensionais (μ) com $f_{ck} = 45$ MPa

Para realização dos cálculos de momentos adimensionais com $f_{ck} = 45$ MPa, utilizou-se o mesmo valor de λ citado no item 4.1.1, pois o valor de f_{ck} mencionado para cálculo é ainda menor que 50 MPa, também os mesmos valores de ξ adotados por Araújo (2009) e a equação 2.6 apresentada em Araújo (2014). Gerando, portanto um quadro com os mesmos valores de μ constantes no quadro 4.1.

4.3.2 Valores de curvaturas adimensionais (k) no início plástico com $f_{ck} = 45$ MPa

Para realização dos cálculos dos valores das curvaturas adimensionais no início plástico com $f_{ck} = 45$ MPa, utilizou-se os mesmos valores de ξ adotados por Araújo (2009) e a mesma equação da figura 2.11 apresenta por Buchaim e Gonçalves (2016) e, assim como no item 4.1.2 adota-se o mesmo valor de ϵ_0 do item 4.1.2, $\epsilon_0 = 2,5\%$. Produzindo, portanto um quadro com os mesmos valores de k constantes no quadro 4.2.

4.3.3 Quadro com valores de curvaturas adimensionais (k) no limite plástico com $f_{ck} = 45$ MPa

Para realização dos cálculos de curvaturas adimensionais no limite plástico com $f_{ck} = 45$ MPa, utilizou-se os mesmos valores de ξ adotados por Araújo (2009) e as mesmas equações 2.7 para valores de $\xi < 0,259$ e 2.8 para valores de $\xi > 0,259$, ambas apresentadas em Araújo (2009), assim como no item 4.2.3 para utilização na equação 2.8, o valor de ϵ_{cu} necessário para realização dos cálculos foi encontrado

fazendo-se interpolação dos valores deste, constantes do quadro 2.1 deste trabalho, chegando-se ao valor de 3,15‰ correspondente a um $f_{ck} = 45$ MPa.

Quadro 4.5 – Valores de curvaturas adimensionais no limite plástico para $f_{ck} = 45$ MPa

ξ	k
0,10	11,11
0,20	12,50
0,30	10,50
0,40	7,87
0,45	7,00
0,50	6,30
0,617	-

Fonte: elaborado pelos autores

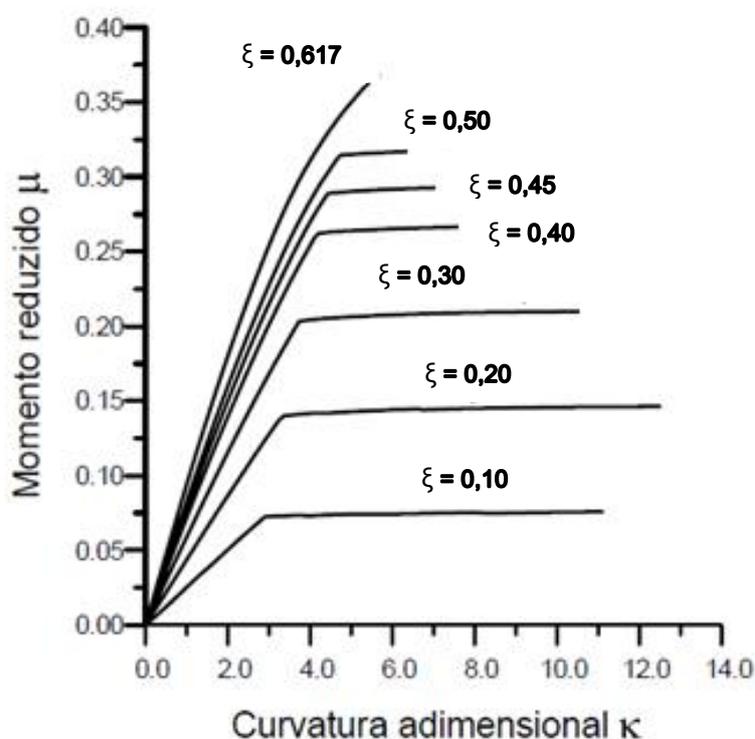
4.3.4 Relações μ - k para concreto armado com $f_{ck} = 45$ MPa

Para concreto armado de 45 MPa, pode-se observar que de acordo com os valores encontrados e mostrados nos quadros 4.1, 4.2 e 4.4, e que possibilitaram a elaboração das relações μ - k correspondentes e mostrados na figura 4.2, assim como no item 4.2.4 e em Araújo (2009), a condição balanceada, $\xi = 0,617$ leva a uma ruptura frágil, sem patamar plástico. Já o dimensionamento realizado com $\xi = 0,45$, teve uma redução em 31,30% comparando com o estudo realizado por Araújo (2009), supõe-se que, mesmo com tal redução, ainda exista um comportamento dúctil, considerando que há ainda um razoável patamar após o escoamento da armadura, possível de ser verificado no diagrama momento-curvatura.

E, que para valores de ξ menores que 0,259, que caracterizam um trabalho do domínio 2, mostrado em Araújo (2014) e Carvalho (2015), e cuja formulação de cálculo não depende do valor de ϵ_{cu} , já descrito anteriormente no item 4.2.4, a curvatura adimensional continua com os mesmos valores, não alterando o patamar plástico após o escoamento. Nas situações em que ξ é maior que 0,259 e até próximo de 0,628, limite dos domínios 3 e 4, enfocados em Araújo (2014) e Carvalho (2015), ocorrem alterações nos valores de curvaturas adimensionais, verifica-se que

para os valores de ξ analisados, a redução do patamar correspondente à região plástica, possa estar ligado ao valor de ϵ_{cu} , utilizado na fórmula de cálculo proposta em Araújo (2009), na qual o valor de ϵ_{cu} obtido por interpolação no quadro 2.1, é maior do que o obtido, quando da análise com concreto de $f_{ck} = 25$ MPa, proposto neste trabalho e maior que 35 Mpa utilizado por Araújo (2009).

Figura 4.2 – Relações momento-curvatura para concreto com $f_{ck} = 45$ MPa



Fonte: adaptado de Araújo (2009) pelos autores

Pode-se ainda dizer que, próximo a valores de f_{ck} para concretos do grupo II, que constam na ABNT NBR 6118:2014, a tendência de não haver patamar plástico, utilizando somente os dados e informações descritos até aqui para concretos com f_{ck} até 50 MPa, é eminente. Assim, para o grupo II a profundidade da linha neutra possui outros valores, o que pode entre outros, ajudar na compreensão da alteração da norma ABNT NBR 6118 feita em 2014, no que diz respeito à ductilidade dos elementos estruturais, como pode ficar evidenciado em trabalhos como o de Fontes (2005) que afirma,

Segundo Fernando Fernandes Fontes, em sua dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos - SP, orientada por Libânio Miranda

Pinheiro. [...] Nota-se que, com as prescrições da NBR 6118:2003, as condições de ductilidade exigidas estão mais rigorosas. Para o concreto de resistência igual ou inferior a 35 MPa, exige-se uma posição relativa da linha neutra, x/d , menor que 0,448 para que possa ser efetuada alguma redistribuição (para que se possa ter $\delta < 1$) na análise linear. Para resistências acima de 35 MPa, o que implica em um material mais frágil, o valor de x/d necessita ser menor que 0,352, o que caracteriza muito bem as peças sub-armadas, próximas do domínio 2, são de interesse dos projetistas estruturais (FONTES, 2005, p. 26).

4.4 As relações momento - curvatura e ductilidade de elementos estruturais

A relação momento x curvatura, tem papel importante para a análise da ductilidade de elementos estruturais solicitados à flexão. Para um elemento com determinado comprimento, submetido a um momento fletor, tem-se a deformação específica nas fibras superior e inferior, e geração de uma curvatura, que por definição é identificada como o inverso do raio de curvatura do elemento.

Após deformação paulatina do elemento estrutural têm-se o escoamento da armadura de flexão, assim a curvatura aumenta acentuadamente, enquanto o aumento do momento fletor é praticamente constante, possibilitando visualização de patamar plástico para interpretação e adoção da profundidade de linha neutra mais adequada para dimensionamento de elementos estruturais no ELU.

5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES

5.1 Conclusões

A pesquisa bibliográfica permitiu avanços no conhecimento a respeito da profundidade da linha neutra descrita no item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2003 e 2014. As obras literárias que trataram deste assunto forneceram subsídios em quantidade e qualidade suficiente para o entendimento da relação $x/d = 0,45$, bem como o quão segura se mostra nos dimensionamentos de elementos estruturais de concreto armado.

É possível realizar a determinação da profundidade da linha neutra para garantir ductilidade de elementos estruturais traçando-se diagramas de relações momento-curvatura, que consideram em sua construção, análises de escoamento, de patamar plástico e de ruptura. Na análise dos diagramas das figuras 2.12, 4.1 e 4.2, pôde-se verificar claramente que para valores de ξ abaixo e próximos de 0,259, limite dos domínios 2 e 3, a ruptura se dá pela deformação plástica excessiva do aço e o concreto não atinge a sua deformação máxima.

Já na análise dos valores de ξ maiores que 0,259 ocorrem deformações plásticas com patamares de boa razoabilidade, que não caracterizam nem a deformação plástica excessiva do domínio 2, nem a fragilidade de ruptura do domínio 4, prevista por Araújo (2009).

Para garantir segurança a situação de ruptura frágil deve ser evitada, assim a necessidade de afastar de maneira suficiente a relação x/d do valor limite entre os domínios 3 e 4 (0,628), considerando concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, foi verificado que a relação $x/d = 0,45$ apresenta patamar plástico adequado e traz garantia de segurança à estrutura mediante o dimensionamento estrutural.

Vale ressaltar que o valor 0,50 para relação x/d adotado em 2003 foi alterado em 2014 na norma ABNT NBR 6118 para 0,45, seguindo o que já estava sendo praticado na norma europeia (CEB) por vislumbrar mais do que seu antecessor a ductilidade em elementos estruturais.

5.2 Considerações

As buscas por explicações que proporcionem entendimentos e análises mais precisas em elementos estruturais devem ser sempre alvo de pesquisas com intuito de promover cada vez mais precauções quanto à segurança. A utilização de análise plástica não-linear ou linear com redistribuição, deve ser realizada com amparo do amplo domínio do assunto.

Por mais que as estruturas de concreto armado apresentem reservas de capacidade resistente e poder de redistribuição de esforços, adaptando-se para corresponder às hipóteses simplificadoras, a folga dos projetos estruturais tem seu limite, carecendo assim, sempre de estudos que promovam melhor desempenho e maior garantia de segurança na utilização das mesmas.

Com base na pesquisa realizada, abriu-se a possibilidade de continuidade que possa permitir aprofundamentos no comportamento com relação à ductilidade para concretos do grupo II, descritos na ABNT NBR 6118:2014. E a necessidade de intensificar estudos com relação à rotação plástica em elementos estruturais, assim como buscar entendimento da utilização de rótulas plásticas para análises de estruturas de concreto armado.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto armado - procedimento, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto armado - procedimento, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). História da normalização brasileira. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 112p.

ARAÚJO, José Milton. Dimensionamento à flexão simples de seções transversais de concreto armado com ênfase na ductilidade. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.14, p.1-13, outubro, 2009. Disponível em www.editoradunas.com.br/revista.

ARAÚJO, José Milton. Curso de concreto Armado. 1 v. Rio Grande: Editora Dunas, 4ª ed., 2014.

BUCHAIM, R. A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica. 2001. Doutorado em Engenharia Civil (USP/SP), São Paulo – SP, 2001.

BUCHAIM, R. GONÇALVES, M. O. Fluência e retração em vigas de concreto armado nos estados de utilização. In: CBC – Congresso Brasileiro do Concreto, 58, 2106, Belo Horizonte – MG.

BATTAGIN, I.L. DA S. Normas técnicas de concreto e estruturas. In: ISAIA, G.C. **Concreto: Ciência e tecnologia**. São Paulo: Arte Interativa, 2011. v1. Cap.5, p. 157-184.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2015.

KIMURA, Alio E. Um olhar de interação – Novas considerações para o projeto estrutural. In: ENECEDE - Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural, 16, 2013, São Paulo - SP. <http://www.abece.com.br/enece2013/>.

FARAGE, Michèle Cristina Resende. Influência da Resistência do Concreto na Ductilidade de Vigas. 1995. 129 p. Mestrado em Engenharia Civil (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro - RJ, 1995.

FONTES, Fernando Fernandes. Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003. 2005. Mestrado em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo - SP, 2005.

GAMINO, André Luís. Análise numérica da ductilidade de vigas de concreto armado convencional e de alto desempenho. 2003. 121 p. Mestrado em Estruturas. Universidade estadual Paulista (UNESP)/ Faculdade de engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira s/n, 2003.