



**FAPAC - FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS
INSTITUTO TOCANTINENSE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS PORTO LTDA.
ENGENHARIA CIVIL**

MAISY JAMILLA DA SILVA CASTRO

**AVALIAÇÃO NORMATIVA PARA O DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO
COM O USO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD).**

PORTO NACIONAL - TO

2017

MAISY JAMILLA DA SILVA CASTRO

**AVALIAÇÃO NORMATIVA PARA DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO
COM O USO DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD)**

Monografia submetida ao curso de Engenharia Civil Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos Porto Ltda. Como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador (a): Prof. Me.Douglas Freitas dos Santos.

**PORTO NACIONAL – TO
2017**

MAISY JAMILLA DA SILVA CASTRO

**AVALIAÇÃO NORMATIVA PARA O DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO
COM O USO DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD)**

Monografia submetida ao curso de Engenharia Civil do Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos Porto Ltda., como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Monografia apresentado e defendido em ____/____/____ pela Banca examinadora constituída pelos professores:

Orientador: Prof. Me Douglas Freitas Augusto dos Santos

Prof.a: Ana Meire Jorge de Sousa

Prof. Me. Adauto Cezar Rosa do Nascimento

PORTO NACIONAL

2017

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, autor do meu destino, meu guia, socorro presente nas horas de angústia, ao meu pai Jose Alves de Castro, minha mãe Sonia Maria da Silva Castro e aos meus irmãos, que foram meu alicerce no decorrer da minha graduação para que eu pudesse alcançar esta conquista, ao curso de engenharia civil do ITPAC-PORTO, e às pessoas e amigos com quem convivi ao longo desses anos, e em especial ao meu orientador Me. Douglas Freitas Augusto dos Santos pela paciência na orientação e incentivo que tornaram possível a conclusão desta monografia.

Maisy Jamilla da Silva Castro

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por sempre está ao meu lado dando forças e sabedoria nos momentos de dificuldades, o que seria de mim sem a fé que tenho nele.

Aos meus pais José Alves de Castro e Sonia Maria da Silva castro que me acompanharam e incentivaram. Pessoas extraordinárias que Deus colocou em minha vida. Muito obrigada por serem os melhores pais que alguém poderia desejar.

Aos meus irmãos, que de alguma forma contribuíram para esta realização, seja através de uma palavra de incentivo ou de orações em momentos difíceis.

Ao Seu Olegário e Dona Eva por sempre me acolherem na família me dando apoio em Porto Nacional.

A minha amiga Flavia Leonel pelos anos de amizade que teve por mim desde que nos conhecemos e que eu levarei pra vida.

Ao meu namorado Leonardo Szervinsk Sirqueira, presente de Deus pra mim, que sempre esteve ao meu lado e me apoiou bastante no desenvolvimento desse trabalho.

Ao meu orientador Me. Douglas Freitas Augusto dos Santos, que muito contribui com êxito em sua orientação segura e lúcida com que me instruiu neste trabalho principalmente, pela amizade, confiança e apoio constantes.

A igreja de igreja de cristo de porto nacional e aos irmãos que nela congregam, por me ensinarem a confiar e principalmente ter Fé em Deus.

Aos amigos colegas de batalhas que ao longo desses anos lutaram juntamente comigo para que juntos chegássemos a essa vitória.

A todos os meus professores que durante todo o curso, se esforçaram o máximo para passarem todos os seus conhecimentos que contribuíram para minha formação.

RESUMO

O concreto é atualmente o material de construção mais utilizado no mundo, em função de diversos fatores, dentre eles, sua facilidade de conformação. Ao longo dos anos, acompanhamentos de estruturas em concreto vêm sendo feitos e mostrado a necessidade de se fazer reforços, recuperações e em situações mais críticas, demolição e reconstrução. Nota-se, então, a necessidade crescente da utilização de um concreto mais resistente, estruturalmente, às agressões sofridas no ambiente. Após várias pesquisas chegou-se a um material de alta resistência mecânica com maior durabilidade, trabalhabilidade e resistência aos agentes agressivos, o que proporcionaria redução nas despesas com manutenção e reparos. Surge então o chamado Concreto de Alto Desempenho – CAD, Devido ao crescente uso de concretos de alto desempenho nas edificações brasileiras, foi imprescindível a revisão da NBR 6118 (2014) para a inclusão dessa categoria. Assim, o trabalho em questão tem como objetivo a análise das novas formulações para a obtenção das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência e em paralelo compará-las com as da Norma Americana ACI 318 (2014), sempre procurando destacar as suas semelhanças e divergências. Foram abordadas como propriedades mecânicas as resistências à compressão e à tração do concreto, módulo de elasticidade. Destacaram-se também as particularidades de cada Norma em relação aos critérios de dimensionamento, como as deformações admitidas do concreto e do aço para os cálculos da obtenção da área de aço necessária, os coeficientes de ponderação de resistência, que possuem conceitos distintos em cada Norma. No caso da NBR 6118:2014, procurou-se também salientar as mudanças ocorridas em relação à Norma anterior. Após essa etapa, foram estudados os equacionamentos para o dimensionamento de vigas retangulares sujeitas a esforços de flexão simples e cortante no estado limite último, tanto pela NBR 6118 (2014) como pela ACI 318 (2014). Assim, foi realizada uma comparação no consumo de aço para a situação proposta, de uma viga biapoiada mantida sob seção constante e variando a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), os esforços atuantes e as dimensões da peça. Os resultados obtidos na flexão simples mostram a Norma Americana mais econômica do que a Brasileira, porém mais conservadora em relação aos esforços cortantes.

Palavras chaves: Concreto de alto desempenho. Concreto de alta resistência. Propriedades mecânicas do concreto.

ABSTRACT

Concrete is currently the most used construction material in the world, due to several factors, among them, its ease of conformation. Throughout the years, concrete structures follow-ups have been made and shown the need to do reinforcements, recoveries and in more critical situations, demolition and reconstruction. It is noted, therefore, the increasing need to use a concrete that is more resistant, structurally, to the aggressions suffered in the environment. After several researches, a high mechanical resistance material was obtained with greater durability, workability and resistance to aggressive agents, which would reduce maintenance and repair costs. The so called High Performance Concrete - CAD, due to the increasing use of high - performance concrete in Brazilian buildings, was necessary to revise NBR 6118 (2014) to include this category. The aim of this work is to analyze new formulations to obtain the mechanical properties of high-strength concretes and to compare them with those of American Standard ACI 318 (2014), always striving to highlight their similarities and divergences. The compressive and tensile strengths of the concrete, modulus of elasticity, were considered as mechanical properties. The specificities of each Standard were also highlighted in relation to the sizing criteria, such as the allowable deformations of concrete and steel for calculations of obtaining the required steel area, the resistance weighting coefficients, which have different concepts in each Standard. In the case of NBR 6118 (2014), it was also sought to highlight the changes that occurred in relation to the previous Standard. After this step, the equations for the dimensioning of rectangular beams subjected to simple and curved bending stresses in the ultimate limit state, both by NBR 6118 (2014) and by ACI 318 (2014), were studied. Thus, a comparison was made in the steel consumption for the proposed situation, of a biapoiada beam maintained under constant section and varying the compressive strength of the concrete (f_{ck}), the working forces and the dimensions of the part. The results obtained in the simple flexion show the American Standard more economical than the Brazilian, but more conservative in relation to the shear forces

Key words: high performance concrete. High strength concrete. mechanical properties of concrete.

LISTA DE EQUAÇÃO

Equação 01 - Resistência Média Do Concreto À Compressão	21
Equação 02 - Resistência De Cálculo À Compressão	22
Equação 03 - Resistência A Compressão De Cálculo	23
Equação 04 - Relação F_{ckj}/F_{ck}	23
Equação 05 - Minoração	24
Equação 06 - A Resistência A Tração Direta	26
Equação 07 - Resistência À Tração Indireta Ou Compressão Diametral	27
Equação 08 - Resistência A Tração Na Flexão	28
Equação 09 - Rupturas De Seção Transversal Entre Os Planos Das Forças	28
Equação 10 - Resistência Media Em Concretos C50 Até C90.....	29
Equação 11 - Resistência Media Em Concretos C50 Até C90.....	29
Equação 12 - Resistência À Tração Inferior Definidas Para Todas As Classes	29
Equação 13 - Resistência À Tração Superior Definidas Para Todas As Classes	29
Equação 14 - Tensão-Deformação Para $F_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$	32
Equação 15 - Tensão-Deformação Para $F_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$	32
Equação 16 - Curva Superior Do Diagrama Tensão Deformação Idealizado	33
Equação 17 - Força Resultante De Compressão Do Concreto Rcc.....	39
Equação 18 - Força Resultante De Tração Da Armadura Rst.....	39
Equação 19 - Área De Concreto Comprimido Correspondente Ao Diagrama Retangular Simplificado - Momentos Fletores Na Rcc	39
Equação 20 - Momentos Fletores Na Viga Rst	40
Equação 21 - Braço De Alavanca Do Binário.....	40
Equação 22 - Momento Fletor Solicitante De Cálculo	40
Equação 23 - Área De Aço Necessária Para A Viga.....	41
Equação 24 - Força Resultante De Tração Da Armadura	41
Equação 25 - Força Resultante De Compressão Da Armadura.....	42
Equação 26 - Tensão De Cálculo Na Armadura Comprimida	42
Equação 27 - Momento Fletor Solicitante De Cálculo Substituição.....	42
Equação 28 - Relação Entre A Profundidade Y Do Diagrama Retangular De Compressão Equivalente E A Profundidade Efetiva X Da Linha Neutra	43

LISTAS DE FIGURAS

Figura 01 – Interação dos fatores que influenciam a resistência do concreto.	25
Figura 2– Ensaio de tração por compressão diametral.	27
Figura 03 –.Ensaio de tração na flexão.	28
Figura 04 –Efeito do tipo de agregado na parte ascendente da curva tensão-deformação do concreto aos 28 dias.	29
Figura 05 – Tensão/resistência e deformação para concretos sob ação de longa duração.	30
Figura 06 – Diagrama tensão-deformação para concreto Classe I e CAD.	31
Figura 07 – Diagrama tensão deformação idealizado	32
Figura 08 – Diagrama tensão-deformação bilinear na tração.	33
Figura 09 – Domínios de estados limite último de uma seção transversal.	35
Figura 10 – Distribuição de tensões e deformações de seção retangular com armadura simples.	39
Figura 11 – Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular, armadura dupla.	42
Figura 12 – Avaliação da precisão dos resultados da norma ACI 318 (2014)	55
Figura 13 – Avaliação da precisão dos resultados da norma NBR 6118 (2014)	55
Figura 14 – Avaliação da precisão dos resultados (diagramas de caixas).	56
Figura 15 – Relação entre os resultados experimentais normativos.	56
Figura 16 – Estimativas do modo de ruptura.	57

LISTA DE QUADROS

Quadro 01–Desvio padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto	22
Quadro 02– Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	24
Quadro 03– Fator de redução do desvio padrão para amostra com menos de 30 ensaio.....	44
Quadro 04 – Resistência média á compressão requerida quando há dados disponíveis para estabelecer um desvio padrão.	46
Quadro 05– Resistência média á compressão requerida quando não há dados disponíveis para estabelecer um desvio padrão da amostra.	46
Quadro 07– Características das vigas do banco de dados	54
Quadro 08– Classificação segundo o critério de COLLINS (2001).	57

LISTA DE ABREVIATURAS

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI – Building Code Requirements for Structural Concrete
CA – Característica do aço
CAD - Concreto de Alto Desempenho
CEB – Comitê Euro-Internacional Du Beton
CP – Cimento Portland
ELS - Estado Limite de Serviço
ELU - Estado Limite Último
FCK – Resistência característica do Concreto
FIP – Fédération Internationale de La Précontrainte
KN – kiloNewton
MPa – MegaPascal
NBR - Norma Brasileira Regulamentadora

LISTA DE SÍMBOLOS

- f_{cj} = Resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, em (MPa);;
- f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão, em (MPa);
- S_d = Desvio-padrão da dosagem, em (MPa);
- f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão, em (Mpa);
- f_{ck} = Resistência característica do concreto a compressão (Mpa);
- γ_c = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- f_{cd} = Resistência a compressão de cálculo, em (MPa);
- f_{ckj} = Resistência característica a compressão do concreto ao j dias, em (Mpa);
- γ_c = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- β_1 = Relação f_{ckj}/f_{ck} ;
- f_{ck} = Resistência característica a compressão do concreto aos 28 dias, em (MPa);
- γ_{m1} = Parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;
- γ_{m2} = Parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;
- γ_{m3} = Parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências;
- f_{ct} = A resistência a tração direta (MPa);
- F_t = A força de tração de ruptura do corpo de prova (MPa);
- A_{ct} = A área da seção transversal do corpo de prova para tração direta (cm²);
- F = A força aplicada pela maquina de ensaio;
- d = O diâmetro do corpo de prova cilíndrico;
- l = O comprimento do corpo de prova cilíndrico;
- R_{cc} = Força resultante de compressão do concreto, em (kN);
- σ_{cd} = Tensão de calculo à compressão do concreto, em (kN/cm²);
- A'_c = Área de concreto comprimido correspondente ao diagrama retangular simplificado com λ_x , em (cm²);
- R_{st} = Força resultante de tração da armadura, em (kN/cm²);
- σ_{sd} = Tensão resultante de tração da armadura, em (kN/cm²);
- A_s = Área de aço da armadura tracionada, em (cm²);
- B_w = Largura da viga, em (cm);
- λ = Relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra;

x = Posição da linha neutra, em (cm);

M_d = Momento fletor solicitante de calculo, em (kN/cm);

α_c – Parâmetro de redução de resistência do concreto na compressão;

f_{cd} = resistência de calculo à compressão do concreto, em (kN/cm²);

R_{st} = Força resultante de tração da armadura, em (kN);

R_{cc} = Força resultante de compressão do concreto, em (kN);

R_{sc} = Força resultante de compressão da armadura em (kN);

A'_s = Área de aço da armadura comprimida, em (cm²);

σ'_{sd} = Tensão de cálculo na armadura comprimida, em (kN/cm²);

M_d = Momento fletor solicitante de cálculo, em (kNcm);

α_c = Parâmetro de redução do concreto na compressão.

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão de concreto, em (kN/cm²);

b_w = Largura da viga, em (cm);

λ = Relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra;

A'_s = Área de aço da armadura comprimida, em cm²;

σ'_{sd} = tensão de cálculo na armadura comprimida, em (kN/cm²);

d = Distancia da face mais comprimida da seção ate o eixo da armadura tracionada, em (cm);

d' = Distância da face comprimida da seção ate o eixo da armadura comprimida, em (cm);

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1.	CONCRETOS DE ALTO DESEMPENHO E SUAS APLICAÇÕES	17
2.2.	RESISTÊNCIAS A COMPRESSÃO CAD	20
2.3.	RESISTENCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO	25
2.4.	TENSÃO x DEFORMAÇÃO DO CONCRETO	29
2.5.	DOMINIO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	33
2.6.	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO NBR-6118:2014	38
2.6.1	Armadura Simples	38
2.6.2	Armadura Dupla	41
2.7.	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO ACI 318-08 (2014)	43
2.7.1.	Resistência Á Compressão.....	43
2.7.2.	Resistência Á Tração.....	46
2.7.3.	Módulo De Elasticidade.....	47
3	OBJETIVOS	49
3.1	OBJETIVO GERAL	49
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	49
4	METODOLOGIA.....	50
4.1	METODOLOGIA DE COLETA PARA O BANCO DE DADOS	50
4.2	METODOLOGIA DE CÁLCULO	51
5	RESULTADOS	54
5.1	BANCO DE DADOS	54
6	CONCLUSÃO.....	58
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59

1 INTRODUÇÃO

Desde a antiguidade os povos buscam meios de aprimorar seus métodos e materiais construtivos. Os primeiros materiais a serem empregados nas construções antigas foram a pedra natural e a madeira por estarem disponíveis na natureza. O ferro, aço e o concreto só foram empregados séculos mais tarde. Os assírios e babilônios foram os pioneiros da construção. Estes usavam argila como aglomerante, mas a pouca resistência do material não permitiu maior desenvolvimento. Os egípcios por sua vez alcançaram uma ligação mais rígida com a argamassa de cal e gesso, como atestam suas pirâmides e templos, mas até esse ponto não se tinha alcançado um material que agregasse se todas as qualidades construtivas necessárias.

O concreto surgiu da necessidade de unir a resistência do aço com a durabilidade da pedra para que juntos pudessem atingir qualquer forma, com rapidez e facilidade mantendo o aço preservado, envolvido e protegido pelo concreto. Os materiais construtivos à base de cimento, chamados “cimentícios”, podem ser considerados os mais importantes produzidos pelo homem pela sua versatilidade das edificações que podem ser desenvolvidas.

Com o passar dos tempos notou-se a necessidade de um concreto mais resistente estruturalmente, visto que, as edificações de concreto eram projetadas e dimensionadas visando apenas resistência mecânica prevista aos 28 dias. Coesão, impermeabilidade, qualidade dos materiais constituintes, não eram profundamente considerados, propiciando a diminuição da vida útil das edificações. Surgiu então o termo "Concreto de Alto Desempenho" como uma evolução natural do termo "Concreto de Alta Resistência" que enfocava apenas as propriedades mecânicas do concreto. Neste novo conceito a durabilidade equipara-se com as características mecânicas.

Em virtude da exigência do mercado construtivo, os concretos de alto desempenho se tornaram mais comuns, principalmente nas estruturas de grande porte. Embora o CAD tenha um custo mais elevado que o concreto convencional, no quesito custo geral, em obras de grande porte, apresenta vantagens, pois sua trabalhabilidade e resistência diminui a taxa de aço necessária, o volume de concreto e formas. Além disso, as vigas atingem vãos maiores.

Devido ao contexto atual da construção civil, revisou-se a norma regulamentadora, que até então observava apenas os concretos convencionais relacionado ao grupo I, com resistência a compressão de 10 até 40 MPa. Atualmente a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) passou incluir concretos do grupo II, com resistência à compressão de 50 até 90 MPa. Nesse contexto este trabalho visa à análise comparativa das propriedades mecânicas e mudanças ocorridas na NBR 6118:2014 em relação norma anterior.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. CONCRETOS DE ALTO DESEMPENHO E SUAS APLICAÇÕES

Neville (1989) afirma que o concreto, em sua definição é uma massa formada da utilização de um meio cimentante. O concreto é o material mais utilizado na construção civil, resultante da mistura de um aglomerante (cimento), com agregados miúdos (areia) agregados graúdos (brita) e água em proporções exatas e bem definida. Atualmente, é comum a utilização de um novo componente, os aditivos, destinados a melhorar ou conferir propriedades especiais ao concreto. Em suma, a pasta formada pelo resultado da mistura do cimento e água atua envolvendo os grãos dos agregados enchendo os vazios entre eles e unindo esses grãos, formando uma massa compacta e trabalhável.

De acordo com Pinheiro e Giongo (1986), o surgimento do concreto se deu pelo desejo de se obter uma pedra artificial, resistente, econômica e durável, que apresentasse vantagens e possibilidades de ser moldada nas dimensões desejadas. O concreto possui boa resistência à compressão, porém uma resistência à tração baixa. Assim o uso do concreto com outro material como o aço, na maioria das vezes, é essencial. Isto se dá pelo fato que a maior parte das estruturas estão sujeitas aos dois tipos de esforços.

Isaias (2005) afirma que certas restrições apresentadas como a baixa resistência à tração, fragilidade, fissuração, corrosão das armaduras entre outras são necessárias de serem consideradas para se tomar providências adequadas para minorar suas implicações. Com decorrer do tempo, análises de estruturas em concreto vêm sendo realizadas e os resultados expuseram a indispensabilidade de se fazer complementos, regeneração e em casos mais preocupantes, torna-se inevitável a destruição e reconstrução. Observa-se, nesses casos, a necessidade de um concreto mais resistente estruturalmente.

Segundo Mehta e Monteiro (1994), após várias pesquisas chegou-se a um material de alta resistência mecânica, maiores durabilidade, trabalhabilidade e resistência aos agentes agressivos o que proporcionaria uma menor despesa com manutenção e reparos. Nesse contexto, surgiu então o chamado Concreto de Alto Desempenho – CAD.

O concreto de alto desempenho, inicialmente denominado concreto de alta resistência, pode ser entendido como um concreto de alta durabilidade (baixa permeabilidade) e também de alta resistência. Em algumas aplicações, a propriedade buscada é um alto módulo de elasticidade. Hoje o alto desempenho, em termos de resistência é considerado como a resistência acima de 80 MPa. (NEVILLE e BROOKS 2013, p.408).

De acordo com Mehta (1986), o superplastificante é utilizado em alto teor, de modo a obter a trabalhabilidade desejada. A baixa relação água cimento é um aspecto usual do concreto de alto desempenho, que está entre 0,25 e limite de 0,40. Nesse ponto há uma exigência de aplicação de aditivos e superplastificante, a fim de possibilitar a elevação da resistência e trabalhabilidade ao concreto.

Segundo Mehta e Monteiro (1994), o concreto em si é uma composição heterogênea que apresenta duas fases; a base que é denominada de aglomerantes; e os agregados que são as cargas, sendo um predicado característico das etapas, pasta e agregados, interagindo e influenciando o comportamento do concreto. A escolha detalhada de cada material é importante na fabricação do CAD. Pois é muito difícil adquirir a trabalhabilidade imprescindível para lançar com prudência e uniformidade até alcançar o último MPa de resistência a compressão.

O CAD compreende os decorrentes materiais: agregados comuns, cimento Portland comum, adição mineral (sílica ativa, fumo de sílica, cinza volante, escória granulada de alto forno), geralmente entre 5% a 15% da massa de cimento, e sempre um superplastificante. O teor de superplastificante é elevado, de 5 a 15 litros/ m^3 de concreto, essa proporção de aditivo concede a diminuição da proporção de água de 75 litros por m^3 a 45 litros por m^3 de concreto (NEVILLE, 1997).

O emprego de aditivos como superplastificante, combina com as vantagens da sílica ativa que tem efeitos benéficos na microestrutura e nas propriedades mecânicas do CAD, devidos à rápida reação pozolânica e ao efeito físico das partículas da sílica ativa, o qual é conhecido como efeito fíler. As pequenas partículas de sílica preenchem os vazios entre as partículas maiores de cimento e também reduzem a exsudação. O efeito fíler é incumbido pela elevação da fluidez dos concretos com relação água aglomerante muito baixa. Estas reações proporcionam a produção concretos cujas características vão além da elevada resistência agregando durabilidade. (AITCIN, 1998).

Guimarães (2002) descreve que as principais características do concreto de alto desempenho estão, em geral, associadas diretamente a benefícios propiciados com o seu emprego. As principais propriedades são:

- Alta resistência á compressão, que se traduz no aumento de capacidade portante e diminuição da seção transversal do elemento estrutural;
- Alto modulo de elasticidade;
- Fator água/cimento baixo, com o valor Máximo limitado a 0,40;
- Baixa permeabilidade, o que apresenta um aumento significativo na vida útil da estrutura, principalmente no tange a ataques de fatores corrosivos em meios agressivos, sendo fator predominante para a durabilidade;
- Melhor trabalhabilidade, que é traduzida pela excelente fluidez e maior facilidade de lançamento e adensamento do concreto fresco em relação ao concreto convencional, devido à utilização de aditivos superplastificante e aditivos minerais;
- A resistência à abrasão é cerca de 10 vezes maior que a do concreto convencional, pois a aderência entre a matriz e o agregado impede o desgaste da superfície;
- A fluência registrada em estruturas de concreto de alto desempenho é bem reduzida e relação ao concreto convencional. Segundo dados da ABCP este valor representa cerca de 20% da fluência registrada no concreto convencional. Esta diferença pode ser atribuída a maior rigidez e a baixa porosidade da pasta cimento;
- A aderência entre concreto e armadura é beneficiada, principalmente, quando é acrescentado um fíler (aditivo mineral) na matriz da argamassa;
- O processo de cura exige cuidados mais rigorosos, como hidratação constante, devido à baixa relação água/cimento, evitando-se, assim, quaisquer efeitos de retração indesejados, seja por perda de água através da superfície (retração plástica) ou por redução do volume devido à hidratação contínua do cimento ao longo de sua massa (retração autógena);
- A ruptura do concreto de alto desempenho é frágil, e por isso é imperativa a consideração do efeito escala mecânica da fratura em peças estruturais utilizadas para vencer grandes vão;

- A microfissuração se manifesta no concreto de alto desempenho a 75% de f_c , enquanto no concreto convencional ela se manifesta de f_c a 35% de f_c ;
- O coeficiente de Poisson (ν) para este tipo de concreto, assim como seu módulo de elasticidade, é de difícil determinação.

Entretanto de acordo com Queiroga (1999), algumas desvantagens também são apontadas para a utilização do CAD;

- Comprometimento da trabalhabilidade em razão do emprego de relação água-cimento reduzida. Esta desvantagem é contornada com o uso de superplastificante;
- Rigoroso controle de qualidade em todas as etapas de produção do concreto. Este fator praticamente obriga que concretos desse tipo sejam executados por concreteiras, desencorajando a produção no canteiro de obras;
- Desconhecimento, pela maioria dos projetistas, das características, propriedades e metodologia de cálculo do concreto de alta resistência. Isto se agrava por não existir, até o momento, normalização nacional sobre o assunto;
- Ruptura frágil do material. O comportamento dúctil do CAD pode ser obtido através do emprego de armadura transversal adequada que garanta o confinamento do concreto (no caso de elementos comprimidos) ou da adição de fibras ao concreto;
- Perda de consistência. Isto se deve ao fato de que a consistência adquirida pelo concreto com superplastificante se manter por um período de 30 minutos a 60 minutos, voltando gradativamente à consistência inicial. Este problema também está sendo contornado através da produção de aditivos com tempo de eficiência superior ao dos superplastificante atualmente em uso.

2.2. RESISTÊNCIAS A COMPRESSÃO CAD

Para Baccin (1998), a resistência à compressão é usualmente vista como a característica mais significativa do concreto. É utilizada como parâmetro para analisar capacidade de uma estrutura. A resistência à compressão é obtida através

de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 150 mm x 300 mm que geralmente são rompidos aos 28 dias.

A NBR – 6118 (2014) recomenda que a resistência à compressão de corpos de provas cilíndrico, quando não for indicada, referem-se a idade de 28 dias.

A NBR – 12655 (2006) recomenda que a resistência de dosagem deva atender as condições de variabilidade prevalentes durante a construção. Esta variabilidade medida pelo desvio-padrão, s_d , é calculada segundo a Equação 01.

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad \text{Equação 01}$$

Onde:

f_{cj} = resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, em MPa;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

S_d = desvio-padrão da dosagem, em MPa.

A Norma estabelece duas condições de cálculos, quando o desvio padrão é conhecido e quando é desconhecido. Para concreto com desvio padrão conhecido, a NBR – 12655 (2006), quando a elaboração do concreto com os distintos materiais, por meio de equipamentos similares e sob condições equivalente, o valor numérico do S_d , deve ser registrado com no mínimo 20 resultados consecutivos obtidos no intervalo de 30 dias, em nenhum caso o valor do S_d , adotado pode ser menor que 2 MPa.

Já nos casos em que não há o valor do desvio padrão, a NBR – 12655 (2006) sugere adotar valores fixo de S_d em função das condições de preparo do concreto.

- a) Condição A: aplicada às classes de resistência C10 até C80 onde o cimento, os agregados, e, a água de amassamento é medida em massa ou volume com correção em função da umidade dos agregados;
- b) Condição B: esta condição é aplicável à duas faixas de resistência:
 - Aplicável às classes C10 até C25 onde o cimento é medido em massa, a água de amassamento medida em volume e os agregados medidos em massa combinada com volume;

- Aplicável às classes C10 até C20: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em volume. A umidade do agregado miúdo é determinada pelo menos três vezes durante o serviço do mesmo turno de concretagem. O volume de agregado miúdo é corrigido através da curva de inchamento estabelecida especificamente para material utilizado. Definidas as condições de preparo, o quadro 1 fornece os valores de S_d ; O Quadro 01 lista o desvio padrão adotado para cada condição.

Condições de preparo do concreto	Desvio padrão (Mpa)
A	4,0
B	5,5
$C^{1'}$	7,0
$C^{1'}$ Para a condição de preparo C, e enquanto não se conhece o S_d , exige-se os concretos de classe C15 o consumo mínimo de 350 kg de cimento por metro cúbico de concreto.	

Quadro 01–Desvio padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto
Fonte: Associação Brasileira de Normas técnicas, (2006).

A NBR – 6118 (2014) estabelecem que no caso específico da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), alguns detalhes adicionais são necessários, conforme a verificação se faz em data j igual ou superior a 28 dias, adota-se a equação 02:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 02}$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão, em Mpa;

f_{ck} = resistência característica do concreto a compressão;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

De acordo com a NBR – 6118 (2014), o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto; quando a verificação se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a equação 03:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 03}$$

Onde:

f_{cd} = resistência a compressão de cálculo, em MPA;

f_{ckj} = resistência característica a compressão do concreto ao j dias, em Mpa;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

β_1 = relação f_{ckj}/f_{ck} ;

f_{ck} = resistência característica a compressão do concreto aos 28 dias, em MPA.

Sendo:

β_1 relação f_{ckj}/f_{ck} pode ser calculada pela equação 04.

$$\beta_1 = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\} \quad \text{Equação 04}$$

Onde:

$s = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV- ARI;

t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

De acordo com a NBR – 6118 (2014) essa verificação deve ser feita aos t dias, para as cargas aplicadas até essa data. Ainda deve ser feita a verificação para a totalidade das cargas aplicadas aos 28 dias. Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito em duas datas, aos t dias e aos 28 dias, de forma a confirmar os valores de f_{ckj} e f_{ck} adotados no projeto.

As resistências devem ser minoradas pelo coeficiente, conforme a Equação 05.

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad \text{Equação 05}$$

Onde:

γ_{m1} — Parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

γ_{m2} — Parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;

γ_{m3} — Parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Assim a NBR – 6118 (2014) estabelece os valores para γ_c considerando os tipos de combinações de cargas utilizadas como demonstrado no Quadro 02.

Valores dos coeficientes γ_c e γ_s		
Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
NORMAIS	1,4	1,15
ESPECIAIS OU DE CONSTRUÇÃO	1,2	1,15
EXCEPCIONAIS	1,2	1,0

Quadro 02– Valores dos coeficientes γ_c e γ_s
Fonte: Adaptado de NBR – 6118, (2014).

De acordo com Neville (1997), a resistência à compressão pode ser determinada por uma média de qualidade do concreto, considerando que está relacionada com a estrutura interna do material. Entendendo o seu valor é possível obter uma estimativa do desempenho do concreto tanto em termos mecânicos como, indiretamente, a sua durabilidade. Por exemplo, o valor de módulo de deformação e da resistência a compressão.

Segundo Mehta e Monteiro (1994), a resistência a compressão está sujeita também a uma combinação de vários outros fatores, internos e externos, que podem afetar o resultado obtido dos ensaios, de acordo com a figura 01.

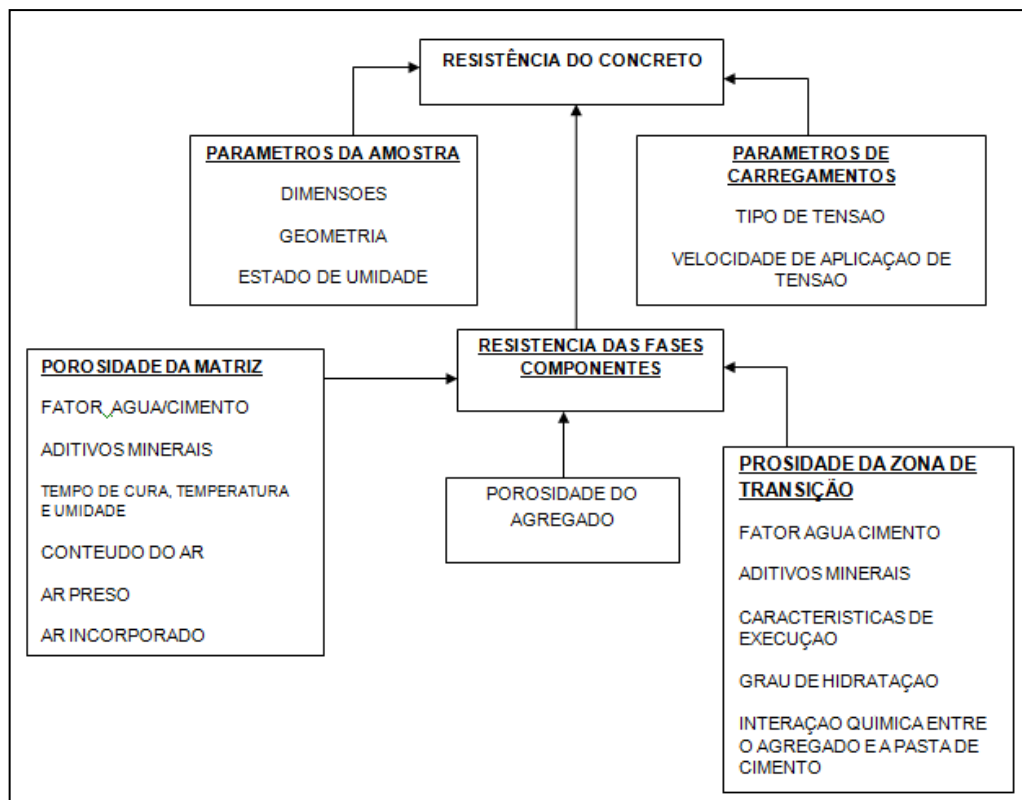


Figura 01 – Interação dos fatores que influenciam a resistência do concreto.
Fonte: Modificado de Mehta, (1994).

Para AITCIN (2000), a resistência a compressão do CAD pode demorar mais a desenvolver-se do que nos concretos convencionais devido ao tempo de pega da reação de hidratação do cimento, que é um pouco mais demorada devido ao uso de superplastificante. Em alguns casos, são utilizados até mesmo a associação de plastificante e retardadores, isso contribui para que o processo de elaboração, transporte e lançamento se estenda. A obtenção de resistências mais elevadas nas primeiras horas torna-se muito difícil devido à perda rápida de abatimento. Para obtenção de dados comparativos, a data de 28 dias é a mais indicada para que testemunhos sejam ensaiados.

2.3. RESISTENCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO

Para Baccin (1998), ainda que a resistência do concreto à tração seja desprezada, na resistência de peças de concreto armado no estado limite último, ela governa o comportamento na fissuração e afeta outras propriedades, tais como módulo de rigidez, permeabilidade, aderência e durabilidade do concreto.

Usualmente, a resistência do concreto à tração aumenta com o crescimento da resistência à compressão, embora de forma não diretamente proporcional.

A resistência do concreto à tração pode ser determinada experimentalmente através de três maneiras diferentes: ensaio de tração axial; ensaio de compressão diametral; e ensaio de tração na flexão. O primeiro método de se obter a resistência à tração pode ser referido como um método direto, já o segundo e o terceiro podem ser referidos como métodos indiretos (DAWER,1984). Os três métodos caracterizam-se como descritos a seguir:

- Resistência à tração direta: Trata-se de um ensaio de difícil execução por problemas de fixação do corpo de prova ao equipamento, que ao aplicar-se a carga são introduzidas tensões secundárias indesejadas nesta região.

A NBR – 6118 (2014) recomenda que algumas associações de normalização indica a forma e as dimensões de corpos de prova para determinação da resistência à tração direta, que é calculada pela Equação 06.

$$f_{ct} = \frac{F_t}{A_{ct}} \quad \text{Equação 06}$$

Sendo:

f_{ct} = a resistência a tração direta;

F_t = a força de tração de ruptura do corpo de prova;

A_{ct} = a área da seção transversal do corpo de prova para tração direta.

- Resistência à tração indireta ou compressão diametral: nesta modalidade de ensaio, desenvolvida pelo Professor Lobo Carneiro, os cilindros dos corpos de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura também são usados para determinar a resistência à compressão. Submetendo a ações de forças de compressão linearmente distribuídas e diametralmente opostas, surgem tensões de tração perpendiculares ao plano de ação da força. Este procedimento está regulamentado pela norma brasileira NBR- 7222. Sendo obtido pela Equação 07.

$$f_t = \frac{2F}{\pi dl}$$

Equação 07

Sendo:

F = a força aplicada pela máquina de ensaio;

d = o diâmetro do corpo de prova cilíndrico;

l = o comprimento do corpo de prova cilíndrico.

A Figura 02 ilustra o modelo esquemático do ensaio de tração por compressão diametral.

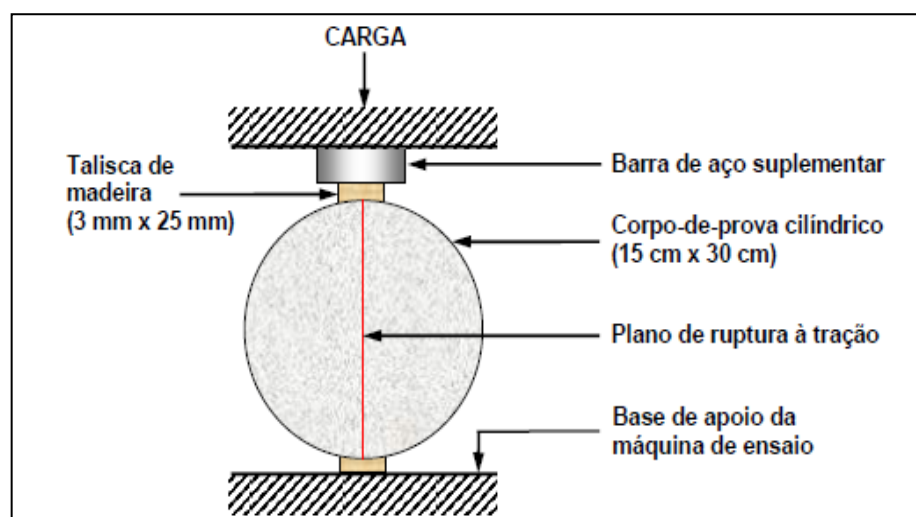


Figura 2– Ensaio de tração por compressão diametral.
Fonte: Modificado de Mehta e Monteiro, (2008).

- Resistência à tração na flexão: Neste procedimento de ensaio, uma pequena viga de concreto com seção de 15 cm x 15 cm, tendo um vão de 75 cm é submetida à uma carga em cada terço do vão com taxa de aplicação de carga de 0,8 a 1,2 MPa/min. A ruína do corpo de prova por ruptura do concreto ocorre na região compreendida entre os planos de ação das duas forças, pois, nessa região, o momento fletor é máximo e as forças cortantes nas seções praticamente são iguais a zero, considerando que só ocorrem forças cortantes por ação do peso próprio do corpo de prova que é de pequena intensidade. No Brasil, a norma que regulamenta

este procedimento de ensaio é a NBR-12142:1991 A resistência a tração na flexão pode ser determinada pela Equação 08.

$$f_{ct,f} = \frac{M}{W} = \frac{Fl}{bh^2} \quad \text{Equação 08}$$

Em rupturas de seção transversal entre os planos das forças é expressa pela Equação 09.

$$f_{ct,f} = \frac{2Fa}{bh^2} \quad \text{Equação 09}$$

Na Figura 03 pode-se observar o modelo esquemático de ensaio de tração na flexão.

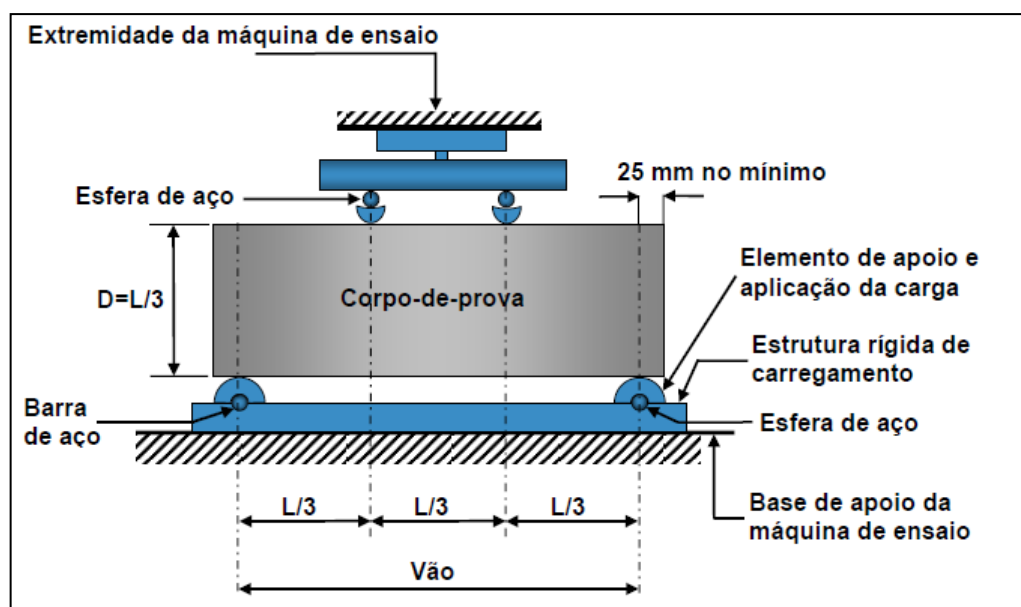


Figura 03 – Ensaio de tração na flexão.
Fonte: MEHTA e MONTEIRO, (2008).

A NBR – 6118 (2014) recomenda que a resistência à tração (f_{ct}) seja determinada por meio das resistências à tração indireta por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) e por flexão ($f_{ct,f}$), que podem ser obtidas por ensaios realizados segundo a NBR 7222:1993 e na NBR 12142:1991. Sendo assim, a resistência à tração direta (f_{ct}) pode ser considerada $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$.

Ainda segundo a NBR – 6118 (2014), podem ser adotados valores na falta de ensaios definindo valores para a resistência média em concretos de classe até C50 através da Equação 8.

E para concretos de classe C50 até C90 através das Equações 10 e 11.

$$f_{ct,m} = 0,3fck^{2/3} \quad \text{Equação 10}$$

$$f_{ct,m} = 2,1\ln(1 + 0,11fck) \quad \text{Equação 11}$$

O cálculo da resistência à tração inferior e superior definidas para todas as classes são dadas nas Equações 12 e 13, respectivamente.

$$f_{ct,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad \text{Equação 12}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m} \quad \text{Equação 13}$$

2.4. TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

A relação tensão deformação decorre de múltiplos parâmetros, integrando diversos materiais, como tipo de agregado, variantes do ensaio, idade do concreto, taxa de carregamento e gradiente de deformação. Percebe-se que maiores resistências são obtidas, para deformações correspondentes, quando se utilizam como agregados diabásio e pedra calcária, comparados com seixo-rolado e granito.

A Figura 04 demonstra o ganho de resistência em relação a cada tipo de material utilizado.

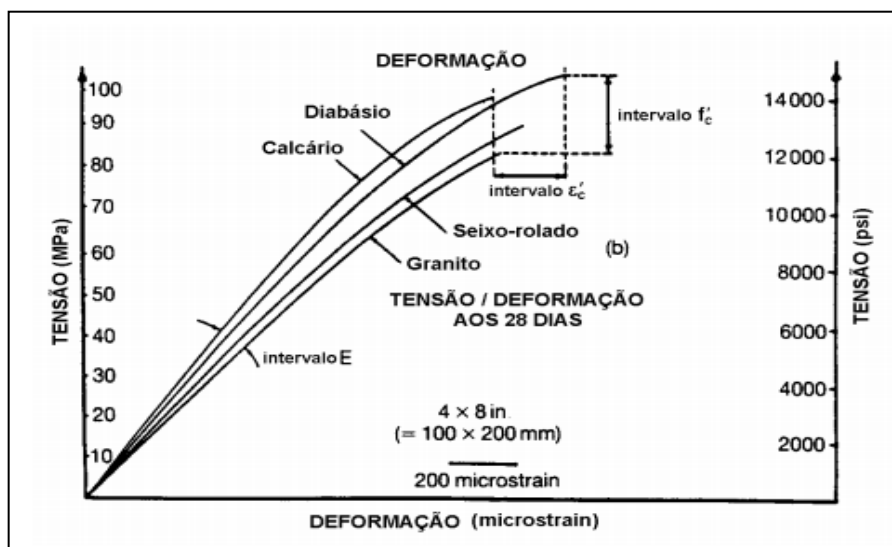


Figura 04—Efeito do tipo de agregado na parte ascendente da curva tensão-deformação do concreto aos 28 dias.

Fonte: Adaptado de Shah e Ahmad, (1994).

Segundo FIP/CEB-197 (1990), as principais diferenças entre as curvas tensão deformação para concreto tradicional e de alto desempenho são:

- Uma relação tensão-deformação mais linear para uma maior porcentagem da tensão máxima nos concretos de alto desempenho;
- Uma deformação ligeiramente maior para uma tensão máxima nos CAD;
- Deformação última reduzida pode ser observada, em classes intermediárias, de concreto de alto desempenho.

A Figura 05 ilustra a correlação entre tensão de aplicada, tensão de ruptura e as deformações instantâneas oriundas da aplicação de cargas sobre a estrutura.

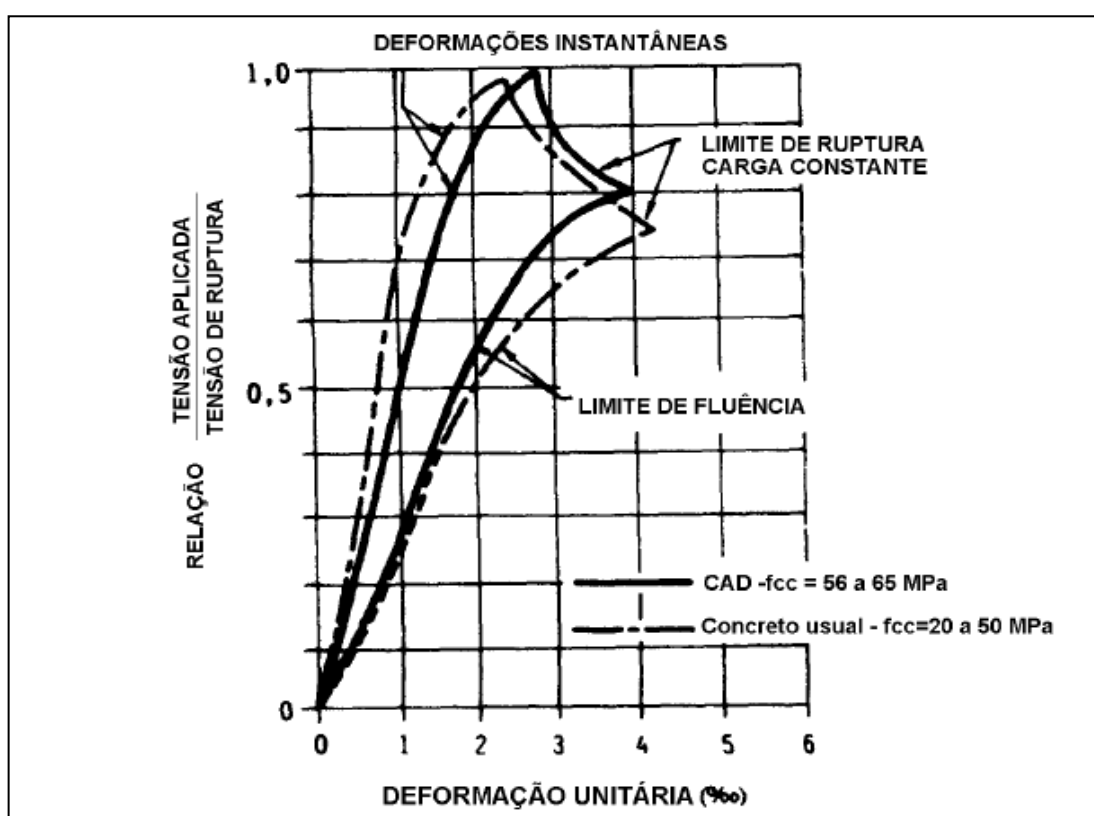


Figura 05—Tensão/resistência e deformação para concretos sob ação de longa duração.
Fonte: FIP/CEB-197 (1990).

De acordo com Carrasquillo; Nilson e Slate (1981), essas diferenças existentes entre os concretos tradicionais e os concretos de alto desempenho, com relação à resposta ao carregamento, são conseqüências da melhoria na ligação pasta-agregado para o CAD. Nos concretos de alto desempenho existe uma menor quantidade de microfissuras para baixos níveis de carregamento, o que implica uma maior linearidade na relação tensão-deformação.

Para Gonzalez (1993), em concretos com resistência média de 31 MPa, a microfissuração da interface pasta-agregado começa a ocorrer quando a sollicitação é cerca de 65% da sollicitação de ruptura. Para concretos de alto desempenho (76 MPa), os primeiros sintomas de falta de aderência da interface pasta-agregado se manifestam quando é alcançada 90% da tensão última de carregamento. A partir desse estado de carregamento, a ruptura do material se produz subitamente e com menor deformação que nos concretos tradicionais.

Tanto a pasta de cimento como o agregado são materiais que apresentam um comportamento frágil. Pode-se perceber a diferença de rigidez entre o agregado e a pasta de cimento para o concreto de Classe I (10 A 50 Mpa) e para o concreto de alto desempenho de acordo com a figura 06.

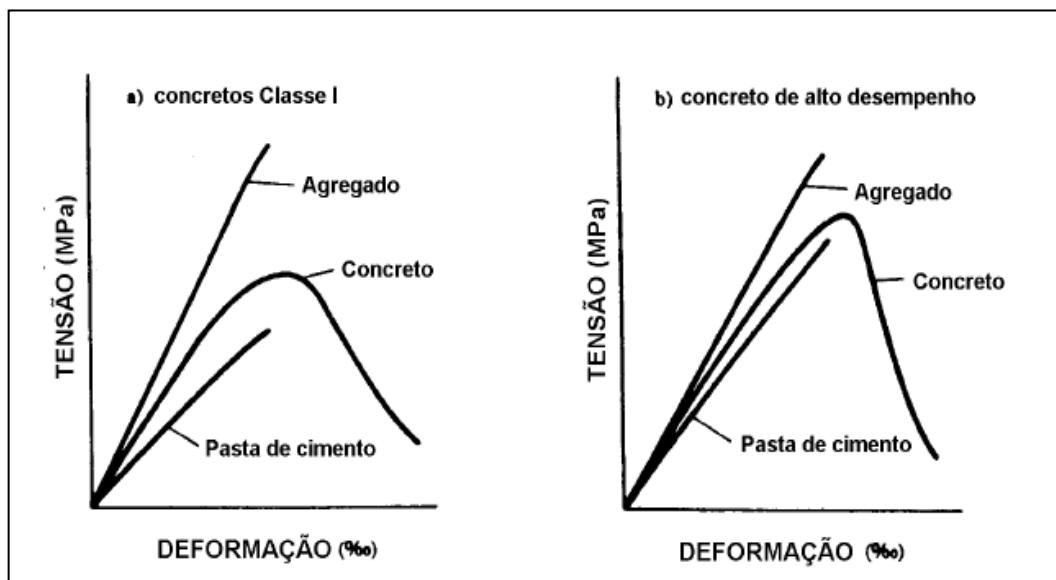


Figura 06–Diagrama tensão-deformação para concreto Classe I e CAD.
 Fonte: FIP/CEB-197,(1990).

A NBR-6118:2014 afirma algumas hipóteses básicas para a determinação dos esforços resistentes das seções das vigas:

- a) As seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) A deformação da armadura em esforços de tração e compressão deve ter o mesmo valor da deformação do concreto no seu entorno;
- c) As tensões de tração do concreto devem ser desprezadas no E.L.U. quando são normais a seção transversal.

De acordo com a NBR-6118:2014, para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$, podem-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações,

adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante dado pelas equações 14 e 15.

A Figura 07 ilustra o diagrama tensão-deformação idealizado para as análises no estado-limite último, em que se supõe que a variação de tensões no concreto ocorra de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido com a tensão de pico $0,85 \times f_{cd}$ determinado pela norma.

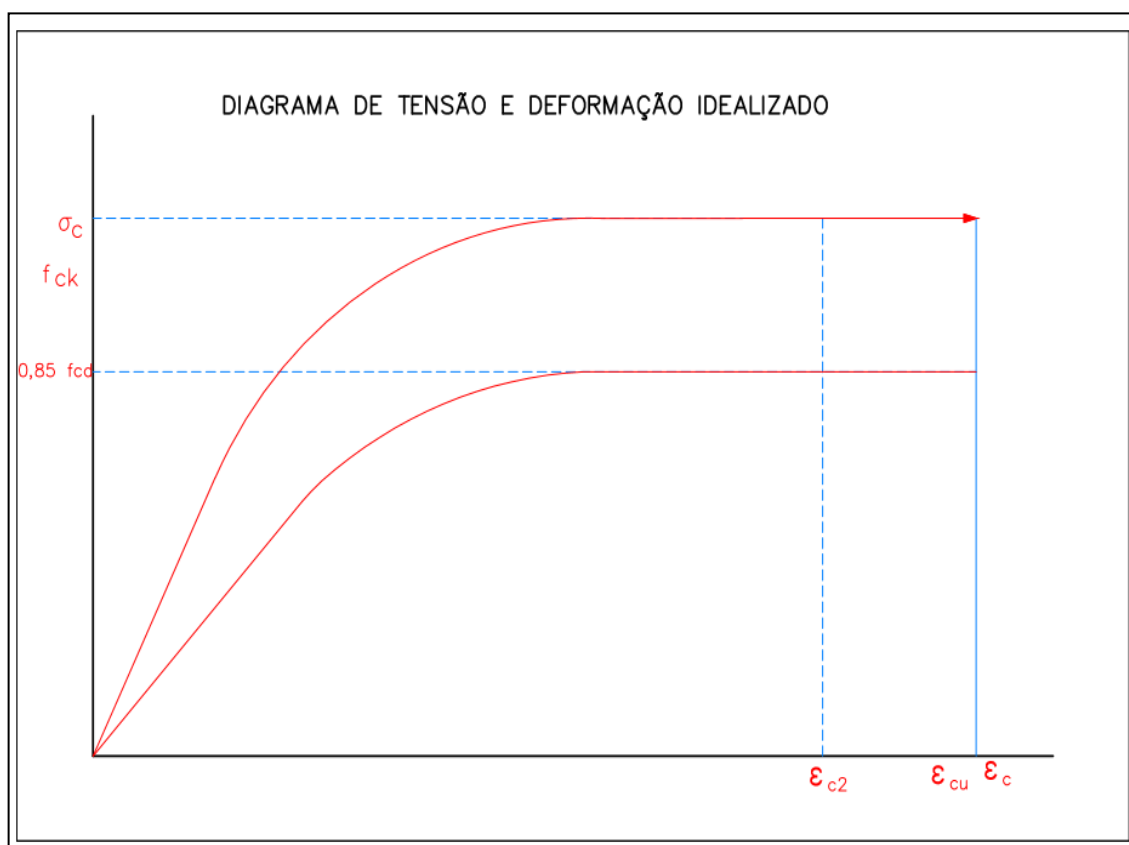


Figura 07–Diagrama tensão deformação idealizado
Fonte: Associação Brasileira de Normas técnicas, (2014)

Sendo:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cu}} \right)^n \right] \quad \text{Equação 14}$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$

Para $f_{ck} \geq 50$ MPa:

$$n = 1,4 + 23,4 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^n \quad \text{Equação 15}$$

De acordo com a NBR-6118:2014, a equação inferior está expressa na figura 07, e, para obter a da curva superior, basta substituir nessa equação o termo $0,85 \times f_{cd}$ por f_{ck} de acordo com a equação 16.

$$\sigma_c = f_{ck} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c}{2,0 \text{ ‰}} \right)^2 \right] \quad \text{Equação 16}$$

A Figura 08 traça as curvas superior e inferior.

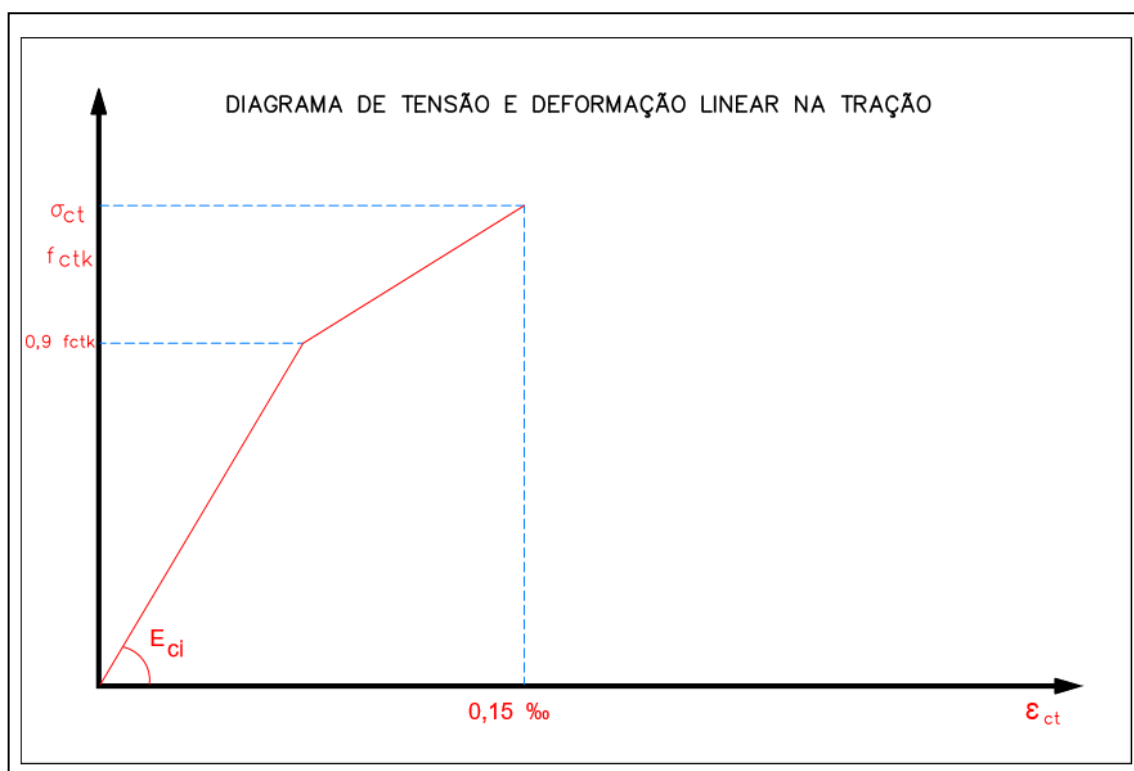


Figura 08 – Diagrama tensão-deformação bilinear na tração.
 FONTE: Associação Brasileira de normas técnicas, (2014).

2.5. DOMINIO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

De acordo com Carvalho e Filho (2013), o estado limite último é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína que determine a paralisação, no topo ou em parte, do uso de qualquer estrutura.

De acordo com a NBR-6118:2014, a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- a) Estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;

- b) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;
- c) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Estado-limite último de colapso progressivo;
- f) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) Outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Segundo Fusco (1981), para se determinar a resistência de cálculo de uma determinada seção, é necessário determinar a qual domínio ela pertence.

De acordo com a NBR-6118:2014, o estado limite último é caracterizado quando a distribuição de deformações no concreto e na armadura tracionada da seção transversal pertencer a um dos seis diferentes domínios definidos pela norma.

Pode-se observar na figura 09 as áreas de cada domínio em relação aos estados limites últimos encontrados em uma determinada seção transversal.

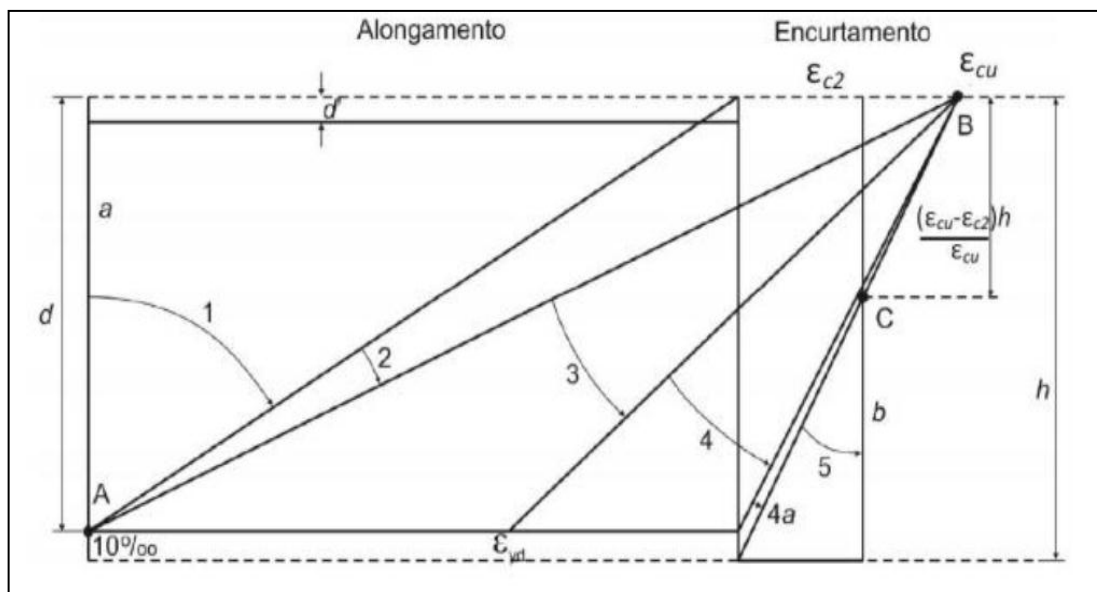


Figura 09– Domínios de estados limite último de uma seção transversal.
Fonte: Associação Brasileira de Normas técnicas, (2014).

De acordo com a NBR-6118:2014, os domínios 1 e 2 e a *reta* correspondem ao estado-limite ultimo por deformação plástica excessiva (aço com alongamento máximo).

Reta a: tração uniforme;

Domínio um: tração não uniforme, sem compressão:

- Início $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 10\text{‰}$; $x = \infty \rightarrow$ reta a \rightarrow tração uniforme;
- Término: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 0$; $x_1 = 0$;
- O estado-limite último é caracterizado pela deformação $\varepsilon_s = 10\text{‰}$;
- A reta de deformação gira em torno do ponto A ($\varepsilon_s = 10\text{‰}$);
- A linha neutra é externa à seção transversal;
- A seção resistente é composta por aço, não havendo participação do concreto, que se encontra totalmente tracionado e, portanto, fissurado;
- Tração simples (a resultante das tensões no centro de gravidade da armadura – todas as fibras têm a mesma deformação de tração – uniforme, reta a) ou tração composta em toda a seção.

Domínio dois: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ e como máximo alongamento permitido):

- Início: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 0$; $x_1 = 0$;
- Término: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 3.5\text{‰}$; $x = x_2 = 0,259 \cdot d$;

- O estado-limite último é caracterizado pela deformação $\epsilon_s = 10\text{‰}$ (grandes deformações);
 - O concreto alcança $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$;
 - A reta de deformação gira em torno do ponto A ($\epsilon_s = 10\text{‰}$);
 - A linha neutra é externa à seção transversal (tração e compressão);
 - A seção resistente é composta por aço tracionado e concreto comprimido
- De acordo com a NBR-6118:2014, os domínios 3, 4, 5 e a reta b correspondem ao estado-limite último por ruptura convencional (ruptura do concreto por encurtamento-limite).

Domínio três: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$):

- Início: $\epsilon_s = 10\text{‰}$ e $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$: $x = x_2 = 0,259 \cdot d$;
- Término $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ (deformação específica do escoamento do aço) e $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$: $x = x_2$;
- O estado-limite último é caracterizado por $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$ (deformações de ruptura do concreto);
- A reta de deformação gira em torno do ponto B $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$;
- A linha neutra corta a seção transversal (tração compressão) na fronteira entre os domínios 3 e 4, sua altura ($x = x_3$) é variável com tipo de aço;
- A seção resistente é composta por aço tracionado e por concreto comprimido;
- A ruptura do concreto ocorre simultaneamente ao escoamento da armadura: situação ideal, pois materiais atingem sua capacidade resistente máxima (são aproveitados integralmente);
- A ruína ocorre com aviso (grandes deformações);
- As peças que chegam ao estado-limite último no domínio 3 são denominadas “subarmadas”.

Domínio quatro: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$):

- Início $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ e $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$: $x = x_3$;
- Término: $\epsilon_s = 0$ e $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$: $x = x_4 = 0,259 \cdot d$;

- O estado-limite último é caracterizado por $\epsilon_c = 3,5\%$ (deformações de ruptura do concreto);
- A linha neutra corta a seção transversal (tração compressão);
- o estado-limite último, a deformação da armadura é inferior a ϵ_{yd} ;
- A seção resistente é composta por aço tracionado e por concreto comprimido;
- A ruptura é frágil, sem aviso, pois o concreto se rompe sem que a armadura atinja sua deformação de escoamento (não há grandes deformações do aço, nem fissuração do concreto, que sirvam de advertência);
- As peças que chegam ao estado-limite último no domínio 4 são denominadas “superarmadas” e são antieconômicas, pois o aço não é utilizado com toda sua capacidade resistente, assim, possível, devem ser evitadas.

Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas:

- Início: $\epsilon_s = 0$ e $\epsilon_c = 3,5\%$: $x = x_4 = d$;
- Término: $\epsilon_s < 0$ (compressão) e $\epsilon_c = 3,5\%$: $x = x_{4a} = h$;
- O estado-limite último é caracterizado por $\epsilon_c = 3,5\%$ (deformações de ruptura do concreto);
- A reta de deformação gira em torno do ponto B $\epsilon_c = 3,5\%$;
- A seção resistente é composta por aço e concreto comprimido;
- Armadura comprimida e pequena zona de concreto tracionado;
- A ruptura é frágil, sem aviso, pois o concreto se rompe com o encurtamento da armadura (não há fissuração nem deformação que sirvam de advertência);

Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração:

- Início: $\epsilon_s = 0$ e $\epsilon_c = 3,5\%$: $x = x_{4a} = h$;
- Término: $\epsilon_s < 2,0\%$: (compressão) e $\epsilon_c = 2,0\%$: $x = x_5 = + \infty \rightarrow$ *reta b* \rightarrow compressão uniforme;
- O estado-limite último é caracterizado por $\epsilon_c = 3,5\%$ (na flexão-compressão) e $\epsilon_c = 2,0\%$.
- A reta de deformação gira em torno do ponto C, distante $(3/7) \cdot h$ da borda mais comprimida;

- A linha neutra não corta a seção transversal, que está inteiramente comprimida;
- A seção resistente é composta por aço e concreto comprimido;
- Compressão simples (uniforme na *reta b*) ou composta;
- A ruptura é frágil, sem aviso, pois o concreto se rompe com o encurtamento da armadura (não há fissuração nem deformação que sirvam de advertência);

Reta *b*: compressão uniforme.

2.6. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO NBR-6118:2014

Carvalho e Filho (2013), afirma o cálculo da armadura necessário para resistir a um momento fletor é um dos pontos mais importantes no detalhamento das peças de concreto. O momento fletor causa flexão nos elementos estruturais, e nas seções transversais desses elementos surgem tensões normais. Há diversos tipos de flexão, sendo preciso identificar cada um deles para que seja possível calcular esses elementos, a seguir apresentam-se cada uma.

De acordo com a NBR-6118:2014, para o dimensionamento usual das vigas em concreto armado, deve-se respeitar as seguintes hipóteses:

- a) Manutenção da seção plana após a deformação;
- b) Aderência perfeita entre concreto e armadura; Inexiste qualquer escorregamento entre os materiais, em outras palavras, a deformação da armadura ϵ_s é admitida igual à deformação da fibra de concreto ϵ_c , junto a esta armadura;
- c) Tensão no concreto nula na região da seção transversal sujeita a deformação de alongamento;
- d) Diagramas tensão-deformação (de cálculo) no aço.

2.6.1 Armadura Simples

De acordo com a NBR-6118:2014, para o dimensionamento à flexão, é realizado seguindo os critérios e considerações de projetos adotados pela Norma. A Figura 10 representa a distribuições de tensões no diagrama retangular simplificado e as deformações em uma viga de seção retangular com armadura simples de acordo com a figura 10.

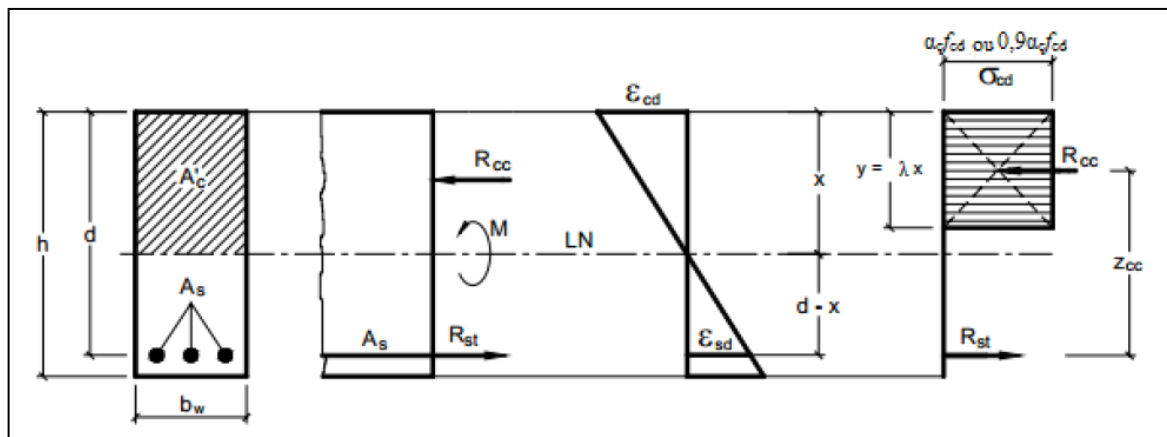


Figura 10– Distribuição de tensões e deformações de seção retangular com armadura simples
Fonte: adaptado de Bastos, (2013).

Considerando apenas esforços de flexão simples, para o elemento estrutural manter no equilíbrio, deve-se igualar a força resultante de compressão do concreto R_{cc} com força resultante de tração da armadura R_{st} . Sabendo que a tensão, num material qualquer, é dada por uma força aplicada sobre uma determinada área.

Os valores de R_{cc} e R_{st} são obtidos através das equações 17,18 e 19 respectivamente.

$$R_{cc} = \sigma_{cd} \cdot A'c \quad \text{Equação 17}$$

$$R_{st} = \sigma_{sd} \cdot A_s \quad \text{Equação 18}$$

Sendo que:

$$A' = bw(\lambda x) \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

R_{cc} = força resultante de compressão do concreto, em KN;

σ_{cd} = tensão de cálculo à compressão do concreto, em KN/cm²;

$A'c$ = área de concreto comprimido correspondente ao diagrama retangular simplificado com λx , em cm²;

R_{st} = força resultante de tração da armadura, em KN/cm²;

σ_{sd} = tensão resultante de tração da armadura, em KN/cm²;

A_s = área de aço da armadura tracionada, em cm²;

B_w = largura da viga, em cm;

λ = relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra;

x = posição da linha neutra, em cm.

Para Bastos (2003) deve-se estabelecer o equilíbrio dos momentos fletores na viga, onde o esforço causado pelo momento solicitante M_d deve ser equilibrado pelo momento fletor resistente a compressão do concreto e também pelo momento fletor resistente de tração proporcionado pelo aço. Esse momento resistente, cujo braço de alavanca é dado por Z_{cc} , forma um binário de modulo igual ao M_d , sendo definidos pelas equações 20 e 21.

$$M_d = R_{cc} \cdot Z_{cc} \quad \text{Equação 20}$$

$$M_d = R_{st} \cdot z_{cc} \quad \text{Equação 21}$$

Sendo que:

$$z_{cc} = d - \frac{\lambda x}{2} \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

M_d = momento fletor solicitante de cálculo equivalente aos momentos internos resistentes, proporcionados pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada, em kN/cm;

Z_{cc} = braço de alavanca do binário, em cm;

d = distância da face comprimida da seção até o eixo da armadura tracionada, em cm.

Fazendo as devidas substituições nas equações acima, obtêm-se as p e c , deduzidas a partir do momento resistente à compressão do concreto e do momento resistente à tração da armadura, respectivamente. Com a equação 23, calcula-se a posição x da linha neutra, enquanto que com a equação 24 determina a área de aço necessária para a viga.

$$M_d = \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x \quad \text{Equação 23}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right)} \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

M_d = momento fletor solicitante de cálculo, em kN/cm;

α_{cc} – parâmetro de redução de resistência do concreto na compressão;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm².

2.6.2 Armadura Dupla

A NBR 6118 (2014), afirma que se utiliza armadura dupla em basicamente dois casos: quando a viga pertence ao domínio 4 do estado limite último ou quando deseja-se melhorar as condições de ductilidade da viga de acordo com a limitação da linha neutra x/d .

Para Bastos (2013), que no primeiro caso, quando não é possível alterar os parâmetros de dimensionamentos, utiliza-se a armadura dupla para auxiliar o concreto na compressão e prevenir o risco de ruptura frágil sem aviso prévio por fissuração do concreto, característica do domínio 4. Casos geralmente ocorrem nos apoios intermediários de vigas contínuas, onde ocorrem os momentos fletores negativos que são significativamente maiores do que os momentos máximos positivos nos vãos. Dessa maneira, seriam necessárias alturas maiores da viga nos apoios, problema que é solucionado com armadura duplo.

Segundo a NBR 6118 (2014), neste caso, os novos limites para a posição da linha neutra x/d que visam garantir boas condições de ductilidade, tanto nos vãos como nos apoios intermediários de vigas contínuas, faz com que seja necessário o uso de armadura de compressão. Sendo assim, o uso de armadura dupla nesse caso não se restringe apenas ao domínio 4, mas também aos domínios 2 e 3, ambos sem a ocorrência de ruptura frágil. A figura 11 representa a distribuição de tensões no diagrama retangular simplificado e as deformações em uma viga de seção retangular com armadura dupla.

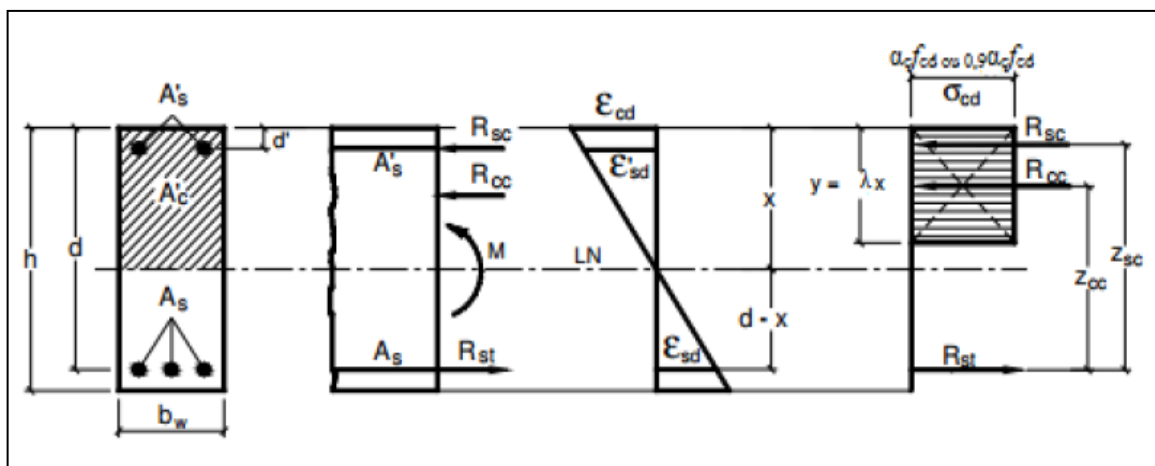


Figura 11 – Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular, armadura dupla. Fonte: adaptado de bastos (2013).

De acordo com a norma no caso de armadura dupla, soma-se à equação de equilíbrio a parcela da força de compressão proporcionada pela armadura comprimida.

$$R_{st} = R_{cc} + R_{sc} \quad \text{Equação 25}$$

Sendo que:

$$R_{sc} = A'_s \cdot \sigma'_{sd} \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

R_{st} = força resultante de tração da armadura, em kN;

R_{cc} = força resultante de compressão do concreto, em kN;

R_{sc} = força resultante de compressão da armadura em kN;

A'_s = área de aço da armadura comprimida, em cm^2 ;

σ'_{sd} = tensão de cálculo na armadura comprimida, em kN/cm^2 .

Fazendo as devidas substituições das forças resistentes na equação 25, obtêm-se a seguinte equação 27:

$$\sigma_{sd} A_s = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x + A'_s \sigma'_{sd} \quad \text{Equação 27}$$

Estabelecendo o equilíbrio dos momentos fletores internos de compressão, tanto do concreto como da armadura, com momento solicitante de cálculo, obtêm a equação 28.

$$M_d = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) + A'_s \sigma'_{sd} (d - d') \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

M_d = momento fletor solicitante de cálculo, em kNcm;

α_c = parâmetro de redução do concreto na compressão;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão de concreto, em kN/cm²;

b_w = largura da viga, em cm;

λ = relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra;

x = posição da linha neutra, em cm;

A'_s = área de aço da armadura comprimida, em cm²;

σ'_{sd} = tensão de cálculo na armadura comprimida, em kN/cm²;

d = distancia da face mais comprimida da seção até o eixo da armadura tracionada, em cm;

d' = distância da face comprimida da seção até o eixo da armadura comprimida, em cm.

2.7. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO ACI 318-08 (2014)

Serão abordadas as principais propriedades mecânicas e considerações de cálculo definidos de acordo com a ACI 318-08 (2014)

2.7.1. Resistência À Compressão

De acordo com a ACI 318 (2014), o conceito de concreto estrutural inclui tanto concreto simples como concreto armado, desde que exerça função estrutural. Na Norma Americana, não há limite máximo de resistência característica à compressão para o dimensionamento, mas apenas limite mínimo de 17 MPa.

De acordo com a ACI 318 (2014), No capítulo 5 da norma são descritas as considerações sobre a resistência à compressão do concreto, devendo sempre satisfazer os critérios de durabilidade exigidos na Norma. A resistência requerida, f_{cr}' , é a resistência média à compressão que deve ser alcançada nos ensaios de corpos de prova, a fim de se obter a resistência característica à compressão, f_c' , especificada em projeto.

Os ensaios laboratoriais são realizados com corpos de prova cilíndricos aos 28 dias, salvo exceções determinadas pelo projetista, e são estabelecidos dois critérios para que os resultados sejam satisfatórios:

- a) A cada três resultados de corpos de prova, deve-se fazer a média aritmética e obter um valor de resistência igual ou maior que o valor de f_c' ;
- b) Nenhum resultado individual deve ser menor que a diferença de 3,5 MPa de f_c' , para concretos de 35 MPa ou menos, ou $0,1f_c'$ de f_c' , para concretos com resistência maior que 35 MPa.

Análogo a NBR 6118 (2014), a Norma Americana expõem duas hipóteses para obter o valor da resistência média f_{cr} com o desvio padrão conhecido e desconhecido. A primeira hipótese baseia-se na premissa que a concreteira responsável pela dosagem e ensaio do concreto, possua uma amostragem de dados referentes a ensaios realizados não anteriores há 12 meses para o cálculo do desvio padrão s_s . Além disso, a amostra deve ser obtida a partir de concretos que foram fabricados com resistência semelhante ao desejado (variação máxima de 7 MPa no valor de f_c , como também materiais, processos de qualidade e controle semelhantes. Deve-se consistir em pelo menos 30 ensaios consecutivos do mesmo grupo ou somando dois grupos e, caso essa última condição não seja cumprida, a Norma estabelece os seguintes coeficientes de correção do s_s conforme apresentado no quadro 3.

Número de testes	Fator de correção do desvio padrão
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 ou mais	1.00

Quadro 03– Fator de redução do desvio padrão para amostra com menos de 30 ensaio

Fonte: Adaptado de american concrete institute, (2014).

Onde:

R_{st} = força resultante de tração da armadura, em kN;

R_{cc} = força resultante de compressão do concreto, em kN;

R_{sc} = força resultante de compressão da armadura em kN;

A'_s = área de aço da armadura comprimida, em cm^2 ;

σ'_{sd} = tensão de cálculo na armadura comprimida, em kN/cm^2 .

Fazendo as devidas substituições das forças resistentes na equação 25, obtêm-se a seguinte equação 27:

$$\sigma_{sd} A_s = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x + A'_s \sigma'_{sd} \quad \text{Equação 29}$$

Estabelecendo o equilíbrio dos momentos fletores internos de compressão, tanto do concreto como da armadura, com momento solicitante de cálculo, obtêm a equação 28.

$$M_d = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) + A'_s \sigma'_{sd} (d - d') \quad \text{Equação 30}$$

Onde:

M_d = momento fletor solicitante de cálculo, em kNcm ;

α_c = parâmetro de redução do concreto na compressão;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão de concreto, em kN/cm^2 ;

b_w = largura da viga, em cm ;

λ = relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra;

x = posição da linha neutra, em cm ;

A'_s = área de aço da armadura comprimida, em cm^2 ;

σ'_{sd} = tensão de cálculo na armadura comprimida, em kN/cm^2 ;

d = distância da face mais comprimida da seção até o eixo da armadura tracionada, em cm ;

d' = distância da face comprimida da seção até o eixo da armadura comprimida, em cm .

Assim, a resistência média a compressão requerida f_{cr}' , usada como base para a dosagem e obtenção do f_c' , deve ser calculada de acordo com a quadro 4.

Resistência característica à compressão, MPa	Resistência média à compressão requerida, MPa
$f'_c \leq 35$	Usar o maior valor obtido entre as equações $f'_{cr} = f'_c + 1.34s_s$ (Eq. 42) $f'_{cr} = f'_c + 2.33s_s - 3.5$ (Eq. 43)
$f'_c > 35$	Usar o maior valor obtido entre as equações $f'_{cr} = f'_c + 1.34s_s$ $f'_{cr} = 0.90f'_c + 2.33s_s$ (Eq. 44)

Quadro 04 – Resistência média à compressão requerida quando há dados disponíveis para estabelecer um desvio padrão.

Fonte: Adaptado de american concrete institute, (2014).

No caso em que a concreteira não possua amostra, ou uma amostragem com um número de ensaios consecutivos menores do que 15, não é possível obter um valor de desvio padrão ou de valor confiável. Assim, o cálculo de f_c é realizado de acordo com a quadro 5.

Resistência característica à compressão, MPa	Resistência média à compressão requerida, MPa
$f'_c < 21$	$f'_{cr} = f'_c + 7.0$
$3000 \leq f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8.3$
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = 1.10f'_c + 5.0$

Quadro 05– Resistência média à compressão requerida quando não há dados disponíveis para estabelecer um desvio padrão da amostra.

Fonte: Adaptado de american concrete institute, (2014).

2.7.2. Resistência À Tração

De acordo com Wight e Macgregor (2012), através de testes de compressão diametral, com corpos de prova cilíndricos, obtém-se uma relação de proporcionalidade entre as resistências à compressão e à tração do concreto. Essa proporcionalidade diminui na medida em que se aumenta a resistência à compressão f_c . Dessa maneira, a ACI 318 estipula a equação 29 como sendo a

resistência média à tração para concretos.

$$f_{ct} = 0,56\lambda\sqrt{f_c'} \quad \text{Equação 31}$$

Sendo que λ é definido segundo o peso específico do concreto:

- a) concretos com densidade normal $\lambda = 1,0$;
- b) concretos leves com areia como agregado fino $\lambda = 0,85$;
- c) concretos leves sem areia como agregado fino $\lambda = 0,75$;

Onde:

f_{ct} = resistência média à tração, em MPa;

λ = constante de ponderação em relação à densidade do concreto utilizado;

f_c' = resistência característica à compressão, em MPa.

Já para o módulo de ruptura f_r (resistência à tração quando o elemento está submetido à flexão), ensaios mostram que o seu valor é de aproximadamente 10 a 15% do valor da resistência à compressão do concreto e, não são considerado no dimensionamento à flexão no estado limite último, mas apenas nas verificações do estado limite de serviço. A equação que define o valor de f_r de acordo com a Norma é dada pela equação 32:

$$f_r = 0,62\lambda\sqrt{f_c'} \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

f_r = módulo de ruptura do concreto, em MPa;

λ = constante de ponderação em relação à densidade do concreto utilizado;

f_c' = resistência característica à compressão, em MPa.

Assim, a resistência à tração considerada nos equacionamentos em que a parcela de tração do concreto exerce papel importante no dimensionamento da estrutura, como nas seções submetidas a esforços de corte e torsão, é em função da $\sqrt{f_c'}$, como pôde ser observado nas relações acima. A Norma ainda define um valor máximo para $\sqrt{f_c'}$ de 8,3 MPa, devido a escassez de dados ensaiados com concretos de resistência à compressão acima de 70 MPa. Apenas em casos específicos descritos na Norma é possível usar valores maiores.

2.7.3. Módulo De Elasticidade

De acordo com a norma ACI 318 (2014) define o módulo de elasticidade

E_c como sendo a inclinação da reta do diagrama tensão-deformação do concreto que parte do ponto zero até a tensão de compressão equivalente a $0,45f_c'$.

De acordo com a Norma, o módulo de elasticidade é função dependente do peso específico e da resistência à compressão do concreto, sendo calculado pela equação 33, válida para concretos com densidade entre 1440 e 2560 kg/m³:

$$E_c = w_{c1,5} 0,043\sqrt{f_c'} \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

E_c = módulo de elasticidade do concreto, em MPa;

w_c = peso específico do concreto, em kg/m³;

f_c' = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

Para concretos com densidade normal, o valor do módulo de elasticidade pode ser calculado através da equação 34:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \quad \text{Equação 34}$$

Onde:

E_c = módulo de elasticidade do concreto, em MPa;

f_c' = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GERAL

Analisar a influência do concreto de alto desempenho no dimensionamento de vigas submetidas à flexão.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparação do comportamento do concreto de alto desempenho com o concreto comum, no que diz respeito à deformação, módulo de elasticidade e resistência mecânica.
- Analisar de forma comparativa o dimensionamento de vigas à flexão com concreto de alto desempenho, através das normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014).
- Analisar a confiabilidade normativa da NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014), no que diz respeito ao dimensionamento de vigas submetidas à flexão com o concreto de alto desempenho.

4 METODOLOGIA

Os resultados de cálculos para resistência de vigas a flexão, segundo os critérios da norma NBR 6118 (2014), onde foi realizada uma coleta na literatura de dados experimentais para a criação do banco de dados. Através do banco de dados foram realizadas as análises tendo como referência as normas e métodos estatísticos. Houve a realização das análises comparativa dos critérios de cálculos dos esforços de flexão em vigas de concreto de alto desempenho onde foram utilizadas medidas estatísticas usuais como a mediana, desvio padrão, coeficiente de variação, bem como o valor máximo e o valor mínimo da amostra. Com isso, foi medida a confiabilidade das normas.

4.1 METODOLOGIA DE COLETA PARA O BANCO DE DADOS

O presente trabalho foi realizado com um levantamento bibliográfico que se constituiu da identificação e consultas em publicações como livros, artigos, dissertações, teses e sites pertinentes ao assunto. A Maioria das recomendações existentes nas normas de projeto de estruturas de concreto armado são resultados de pesquisas conduzidas em concretos com resistência à compressão da ordem de 50 a 60 Mpa. No entanto, o comportamento estrutural dos concretos de alto desempenho é sob diversos aspectos diferentes daqueles dos convencionais. Por exemplo, a curva tensão-deformação tende a ser mais linear, sugerindo algumas mudanças na distribuição usual de tensões considerada no projeto de peças armadas submetidas à flexão.

Após a coleta de dados no levantamento bibliográfico, foi admitida uma análise linear, segundo alguns critérios, que consta no item 14.5.2 da NBR 6118:2014, seguem alguns critérios que foram admitidos:

- Que os deslocamentos na estrutura sejam pequenos
- Comportamento elástico-linear para os materiais.
- Na análise global, as características geométricas podem ser determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais.
- Em análises locais para cálculo dos deslocamentos, na eventualidade da fissuração esta deve ser considerada.

- Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados-limites de serviço (E.L.S).
- Os esforços solicitantes decorrentes de uma análise linear podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no (E.L.U), mesmo que esse dimensionamento admita a plastificação dos materiais, desde que se garanta uma ductilidade mínima das peças.

Além disso, devido ao comportamento mais frágil do CAD, a análise e o projeto estrutural baseados em princípios de mecânica da fratura poderiam levar a uma explicação mais racional de alguns aspectos do colapso de peças de concreto armado que são atualmente contemplados com regras empíricas, nem sempre de forma satisfatória. Entre estes aspectos, pode-se citar a propagação de fissuras até o colapso, o efeito de escala na resistência de vigas à flexão e ao cisalhamento, a armadura mínima de flexão e as deformações sob cargas de serviço.

Neste trabalho, é feita uma avaliação da capacidade resistente à flexão de vigas simplesmente armadas calculada pelas recomendações existentes nas normas de projeto. Os resultados obtidos são então comparados àqueles calculados por um modelo de fraturamento e resultados de ensaios disponíveis na literatura, com o objetivo de verificar as implicações da introdução de conceitos de mecânica da fratura no projeto de vigas de concreto de alto desempenho.

4.2 METODOLOGIA DE CÁLCULO

A proposta é determinar cada seção da área de aço da viga. Tanto na flexão como nos esforços cortantes, para as resistências características à compressão do concreto acima de 50 Mpa. Já na área de aço será utilizado o CA-50, com resistência ao escoamento de 500 Mpa

Para o dimensionamento à flexão de uma seção retangular com armadura simples, é realizado seguindo os critérios e considerações de projetos adotados pela Norma. Considerando apenas esforços de flexão simples, para o elemento estrutural manter no equilíbrio, deve-se igualar a força resultante de compressão do concreto R_{cc} com força resultante de tração da armadura R_{st} . Sabendo que a tensão, num material qualquer, é dada por uma força aplicada sobre uma determinada área. Os valores de R_{cc} e R_{st} são obtidos através das equações 34,35 e 36 respectivamente.

$$R_{cc} = \sigma_{cd} \cdot A' C \quad \text{Equação 34}$$

$$R_{st} = \sigma_{sd} \cdot A_s \quad \text{Equação 35}$$

$$A' = b_w(\lambda x) \quad \text{Equação 36}$$

Deve-se estabelecer o equilíbrio dos momentos fletores na viga, onde o esforço causado pelo momento solicitante M_d deve ser equilibrado pelo momento fletor resistente a compressão do concreto e também pelo momento fletor resistente de tração proporcionado pelo aço. Esse momento resistente, cujo braço de alavanca é dado por Z_{cc} equação 37, forma um binário de módulo igual ao M_d , sendo definidos pelas equações 35 e 36.

$$M_d = R_{cc} \cdot Z_{cc} \quad \text{Equação 20}$$

$$M_d = R_{st} \cdot z_{cc} \quad \text{Equação 21}$$

$$z_{cc} = d - \lambda x^2 \quad \text{Equação 37}$$

Com a equação 38, calcula-se a posição x da linha neutra, enquanto que com a equação 39 determina a área de aço necessária para a viga.

$$M_d = \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x \quad \text{Equação 38}$$

$$A_s = \frac{Md}{\sigma_{sd} \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right)} \quad \text{Equação 39}$$

No caso de armadura dupla, soma-se à equação de equilíbrio a parcela da força de compressão proporcionada pela armadura comprimida.

$$R_{st} = R_{cc} + R_{sc} \quad \text{Equação 40}$$

Sendo que:

$$R_{sc} = A'_s \cdot \sigma'_{sd} \quad \text{Equação 41}$$

Fazendo as devidas substituições das forças resistentes na equação 40, obtêm-se a seguinte equação 42:

$$\sigma_{sd} A_s = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x + A'_s \sigma'_{sd} \quad \text{Equação 42}$$

Estabelecendo o equilíbrio dos momentos fletores internos de compressão, tanto do concreto como da armadura, com momento solicitante de cálculo, obtêm a equação 43.

$$Md = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda x \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) + A'_s \sigma'_{sd} (d - d') \quad \text{Equação 43}$$

5 RESULTADOS

5.1 BANCO DE DADOS

O Banco de dados é formado pelas análises de resultados experimentais onde é feita uma avaliação da capacidade da resistente á flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto de alto desempenho e calculada pelas recomendações existentes nas normas de projeto. As características em resumo das vigas de cada autor conforme o quadro 3.

Autores	N° Ensaios	L (mm)	bw (mm)	d (mm)	ϕf	f_y (MPa)	f'_c (MPa)	M_u (kN.m)
[1]	11	2000	100	125,20	12,5	587,0	107,5	41,78
[2]	12	3240	150	120	16,0	640,0	107,0	38,94
[3]	7	3960	200	360	16,0	489	104,7	219,6
[4]	6	2600	120	212,8	16	500	90	46,8

Obs.: [1] Umberto (2002); [2] Sakar (1997); [3] Suzuki (1996); [4] Hofmann e Silva.

Quadro 06– Características das vigas do banco de dados
Fonte: Elaboração própria, (2017).

De acordo como mostra a figura 12 e 13 apresenta as avaliações das normas quanto à semelhança e dispersão dos resultados. De modo geral, as recomendações da ACI 318 (2014) apresentaram uma maior dispersão dos seus resultados e uma media um pouco menor em comparação com a norma brasileira. Já na NBR 6118 (2014) mostrou-se a menos dispersa das recomendações.

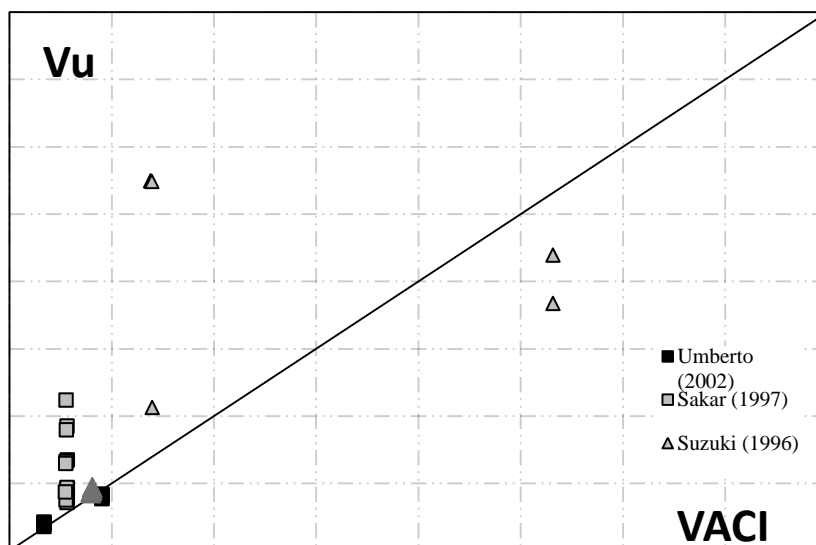


Figura 12– Avaliação da precisão dos resultados da norma ACI 318 (2014)
 Fonte: Elaboração própria, (2017)

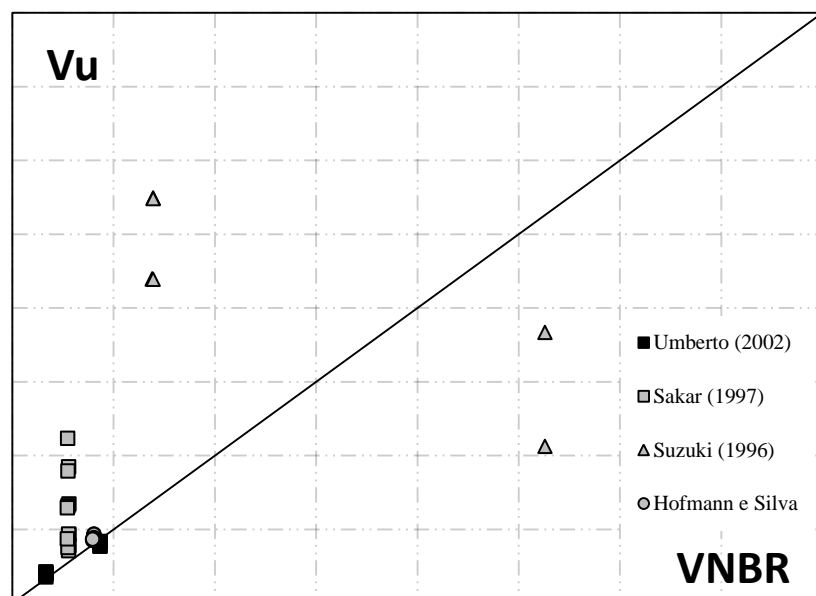


Figura 13– Avaliação da precisão dos resultados da norma NBR 6118 (2014)
 Fonte: Elaboração própria, (2017)

De acordo como mostra a figura 14 é mostrada o diagrama de caixas, onde dois retângulos representam os quartis das amostras. Os quartis dividem um conjunto de dados em quatro partes na escala. O retângulo mais claro representa a diferença entre a mediana e o quartil superior. O retângulo mais escuro representa o

espaço entre o quartil inferior e a mediana. As linhas acima e abaixo dos retângulos representam os valores mínimos e máximos. Percebe-se que ambas as normas se assemelham, entretanto a norma ACI 318 (2014) apresentou mesmo que por pouca diferença a menor mediana e dispersão. Já a NBR 6118 (2014) foi a que apresentou a maior mediana e dispersão.

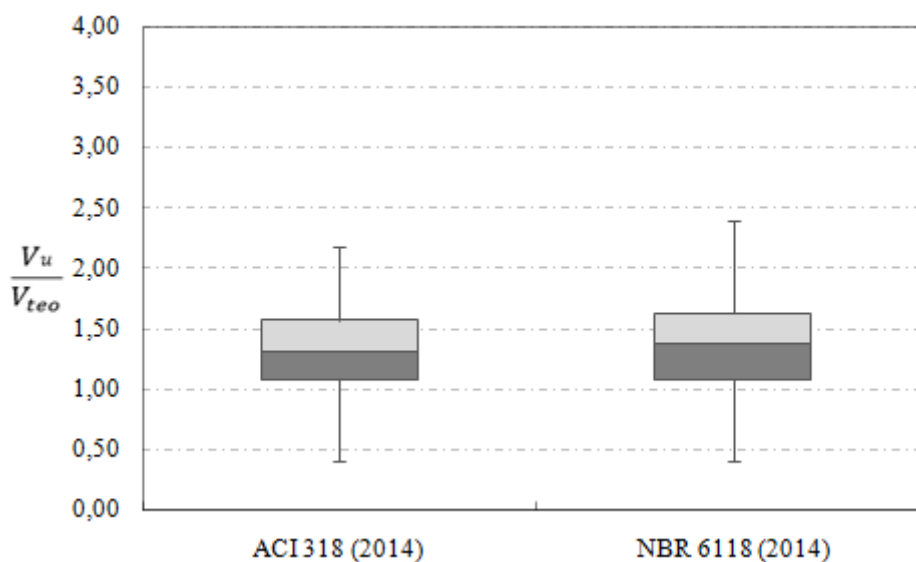


Figura 14– Avaliação da precisão dos resultados (diagramas de caixas).
Fonte: Elaboração própria, (2017)

De acordo como mostra a figura 15 observou que as normas ACI 318 (2014) e a NBR 6118 (2014) apresentaram uma distribuição normal em relação entre os resultados experimentais normativos.

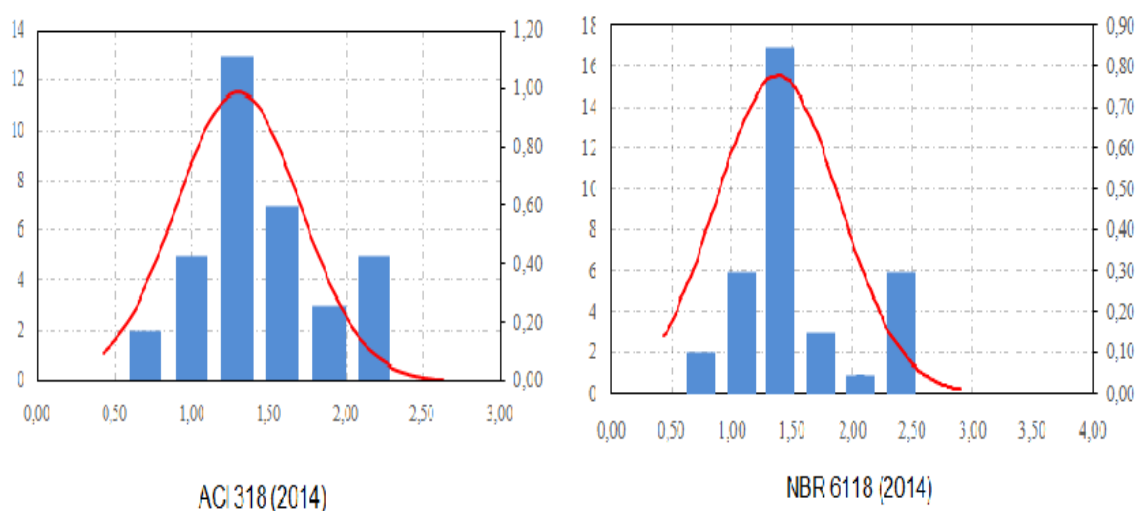


Figura 15– Relação entre os resultados experimentais normativos.
Fonte: Elaboração própria, (2017)

Pelo Critério de Collins, a norma que melhor se condisse foi a ACI 318 (2014), a qual conforme o quadro 04 apresentou mesmo que quase semelhante a norma brasileira a ACI foi a menor média, desvio padrão e coeficiente de variação, predominando seus resultados nas faixas de *Segurança Apropriada* e *Conservadora*, mostrando ter um dimensionamento mais próximo da realidade.

Já com a norma NBR 6118 (2014) obteve os resultados um pouco mais elevados, pois se mostrou levemente mais *Conservadora* e *Extremamente Conservadora*.

V_u / V_{teo}		<0,50	[0,50-0,65[[0,65-0,85[[0,85-1,30[[1,30-2,00[>2,00	Total
ACI 318	No. ensaios	1	0	1	18	12	3	35
	Penalidade	10	0	2	0	12	6	30
NBR 6118	No. ensaios	1	0	1	19	8	6	35
	Penalidade	10	0	2	0	8	12	32
Norma			Média		DesvPad		C. V.	
ACI 318 (2014)		1,05		0,16		0,15		
NBR 6118 (2014)		1,07		0,15		0,14		

Quadro 07– Classificação segundo o critério de COLLINS (2001).
Fonte: Elaboração própria, (2017).

De um modo geral, as normas apresentaram uma grande porcentagem de erro. De acordo como mostra a figura 16, apresenta a aproximação do modo de ruptura das normas conferindo com as achadas experimentalmente.

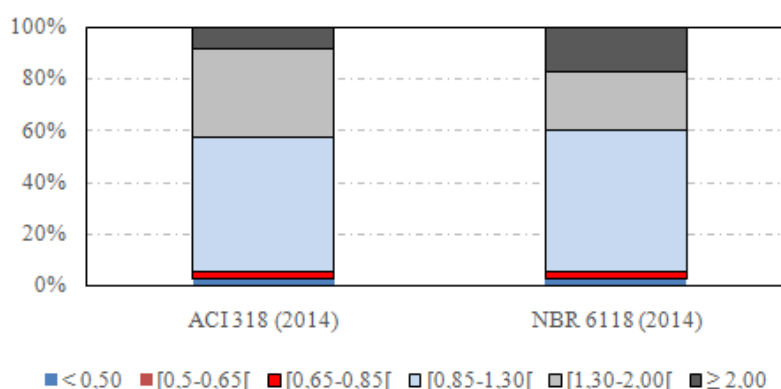


Figura 16– Estimativas do modo de ruptura.
Fonte: Elaboração própria, (2017)

6 CONCLUSÃO

Este trabalho refere-se ao comportamento das duas normas brasileira e americana para diferentes seções de vigas e f_{ck} , pode-se observa que foram obtidos resultados semelhantes entre ambas as normas com a aplicação dos resultados experimentais.

Pode-se generalizar que, a NBR 6118 (2014) atinge a condição de armadura dupla antes da norma ACI 318 (2014), e praticamente sempre com valores maiores de A'_s e A_s nesses casos. Apenas para vigas com dimensões 20 x 40 com f_{ck} , de 60 MPa, a norma americana tem um maior consumo de área de aço da armadura dupla, porem já diminuindo o consumo em relação a norma brasileira no f_{ck} , 70 MPa. Para os consumos de armadura tracionada nos casos de armadura simples, as normas tiveram resultados muito semelhantes, os quais a ACI 318 (2014) mostrou-se menos área de aço em relação à NBR 6118 (2014).

Por meio das análises verificou-se que ambas as normas apresenta uma semelhança, entretanto os resultados mais conservadores e que apresentaram maiores dispersões foram da norma NBR 6118 (2014). A norma ACI 318 (2014) foi a que obteve melhor desempenho apresentando menor dispersão e menor média, tendo a maior parte dos seus resultados na faixa de segurança apropriada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318 (2014). **Building Code Requirements for Structural Concrete**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

AITCIN, P. C. **High Performance Concrete**. London: E&F N Spon, 1998. 199p.

AITCIN, Pierre-Claude. **Concreto de Alto Desempenho**. Trad. Geraldo G. Serra. São Paulo: Pini, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.

_____. **NBR 7222**: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro. 1993.

_____. **NBR 12142**: Determinação da Resistência à Tração na Flexão em Corpos-de-prova Prismáticos - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1991.

_____. **NBR 12655**: Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle e Recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro. 2006.

BACCIN, A. G. C. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO E SUA APLICAÇÃO NO PROJETO DE PILARES**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de engenharia de São Carlos universidade de São Paulo. 1998.

BASTOS, P. S. **Flexão Normal Simples: Vigas**. 2013. Apostila da disciplina 2117-UNESP. Disponível em: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/flexaosimples.pdf>. Acesso em: out. 2016.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Calculo e detalhamento de estruturas usuais concreto armado**. 3. ed. São Carlos: techbooks, 2013. p.111-115

CARRASQUILLO, R.; NILSON, A. H.; SLATE, F. O. **Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads**. *ACI Journal*, 1981. p.171-178, may-june.

DEWER, J. D. (1984) . **the indirect tensile strength of concret of high compressive strength**. Technical Report n° 42.377, cement and concrete association, Wexham Spring. Marct

FIP-CEB Working Group on High-Strength Concrete. High strength concrete: state of the art report. CEB Bulletin d'Information, 1990n 197, August.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. 2. Ed.. Rio de Janeiro: Guanabara dois, 1981.

GONZALEZ-IZABEL, G. **Hormigon de alta resistencia**. Madrid: Intemac, 1993. 297p. São Carlos, EESC-USP, 1986 . 79p.

GUIMARÃES, J. P. Z. **Estudo Experimental das propriedades do concreto de alto desempenho**. Rio de Janeiro, 2002. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

ISAIA, G, C . **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. 1600p.

MEHTA, P. K. **Concrete, structure, properties and materials**, Englewood Cliffs, Nj, Prentice Hall, 1986. 450p.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedade e materiais**. São Paulo, Pini, 1994. 573p.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. ed. São Paulo: Pini, 1989.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1997. 828p.

NEVILLE, A.M; BROOKS, J. J. **Tecnologia do Concreto**. 2. ed. Porto Alegre, 2013. 408p.

PINHEIRO, L. M; GIONGO, J. S. **Concreto armado: propriedades dos materiais**. São Carlos, EESC-USP, 1986 . 79p.