

**César Alexandre Varela Ataíde**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO  
DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS E O DOS ESTADOS  
LIMITES PARA ALVENARIA ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada ao Departamento de  
Engenharia de Estruturas da EESC-USP como parte  
dos requisitos necessários à obtenção do título de  
Mestre em Engenharia de Estruturas

**Orientador: Prof. Assoc. Márcio Roberto Silva Corrêa**

**São Carlos  
2005**

**Dedico este trabalho ao meu filho, Davi,  
e à memória das minhas avós: Julieta e Edite.**

## **AGRADECIMENTOS**

---

A minha esposa, Márcia e ao meu filho, Davi pelo amor e paciência.

Aos meus pais, Ilton e Arcângela pelo apoio e incentivo.

Aos amigos, Caio, Fernando e George pela verdadeira amizade e companheirismo.

Ao Professor Márcio R. S. Corrêa, pela orientação, compreensão e incentivo, demonstrados durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Libânio M. Pinheiro, pela amizade e por sempre estar disposto a ajudar.

Aos colegas pela agradável convivência durante a estadia em São Carlos.

A todos os Professores e funcionários do SET.

A CNPq, pela concessão da bolsa para a realização do mestrado.

# **SUMÁRIO**

---

<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>viii</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>ix</b>
<b>RESUMO</b>	<b>x</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>xi</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Breve Histórico</b>	<b>3</b>
<b>1.2 Objetivos</b>	<b>5</b>
<b>1.3 Justificativas</b>	<b>5</b>
<b>1.4 Metodologia</b>	<b>7</b>
<b>1.5 Organização do Trabalho</b>	<b>7</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>9</b>
<b>2.1 Introdução</b>	<b>9</b>
<b>2.2 Evolução da Verificação da Segurança Estrutural</b>	<b>9</b>
<b>2.3 O Método das Tensões Admissíveis</b>	<b>15</b>
<b>2.4 O método dos Estados Limites</b>	<b>17</b>
<b>2.5 Principais Trabalhos</b>	<b>18</b>
<b>3 NORMAS PARA ALVENARIA ESTRUTURAL</b>	<b>24</b>
<b>3.1 NBR 10837: 1989</b>	<b>24</b>
3.1.1 Altura Efetiva	24
3.1.2 Espessura Efetiva	25
3.1.3 Esbeltez	26
3.1.4 Tensões Admissíveis na Alvenaria	26

<b>3.2 Eurocódigo 6:1996</b>	<b>29</b>
3.2.1 Definições	30
3.2.2 Ações e Valores Característicos	32
3.2.3 Estados Limites Últimos	32
3.2.3.1 Coeficientes Parciais de Segurança para os Estados Limite Últimos	33
3.2.4 Estados Limites de Serviço	34
3.2.5 Dimensionamento da Alvenaria	34
3.2.5.1 Altura Efetiva das Paredes	34
3.2.5.2 Espessura Efetiva das Paredes	35
3.2.5.3 Esbeltez das Paredes	36
3.2.5.4 Resistência Característica à Compressão da Alvenaria	36
3.2.5.5 Resistência Característica ao Cisalhamento da Alvenaria Simples	37
3.2.5.6 Verificação da Segurança de Paredes de Alvenaria Simples	38
3.2.6 Alvenaria Armada	38
3.2.6.1 Verificação da Segurança de Elementos de Alvenaria Armada Sujeitos à Flexão e/ou Esforço Axial	39
3.2.6.2 Verificação da Segurança de Elementos Submetidos à Força Cortante com a Dispensa de Armaduras	40
3.2.6.3 Verificação da Segurança de Elementos com Armadura para Absorção de Esforço Cortante	41
3.2.6.4 Verificação de Elementos de Alvenaria Armada em Relação aos Estados Limites de Serviço	42
<b>3.3 Texto Base para Revisão da NBR 10837:1989</b>	<b>44</b>
3.3.1 Propriedades dos Componentes e Materiais	44
3.3.1.1 Blocos	44
3.3.1.2 Propriedades Elásticas da Alvenaria	45
3.3.1.3 Coeficientes de Ponderação das Resistências	45

3.3.2	Dimensionamento e Verificação da Alvenaria	45
3.3.2.1	Resistência de Cálculo em Paredes Submetidas à Compressão Simples	46
3.3.2.2	Seções Retangulares Submetidas à Flexão	46
3.3.2.3	Alvenaria Submetida ao Cisalhamento	47
3.3.2.4	Alvenaria Submetida à Flexão Composta	48
3.3.3	Estados Limites de Serviço (ELS)	50
<b>3.4</b>	<b>Comentários Gerais Sobre as Normas</b>	<b>50</b>
<b>4</b>	<b>SITUAÇÕES DE PROJETO</b>	<b>52</b>
<b>4.1</b>	<b>Compressão Simples</b>	<b>52</b>
4.1.1	Exemplo A	52
4.1.2	Exemplo B	57
<b>4.2</b>	<b>Flexão Simples</b>	<b>62</b>
4.2.1	Dimensionamento de Acordo com a NBR 10837:1989	62
4.2.2	Dimensionamento de Acordo com o EC 6:1996	65
4.2.3	Dimensionamento com a Proposta de Revisão da NBR 10837	65
4.2.4	Exemplo C	65
4.2.5	Exemplo D	70
<b>4.3</b>	<b>Cisalhamento</b>	<b>85</b>
4.3.1	Exemplo E	85
4.3.2	Exemplo F	92
4.3.2.1	Alvenaria Não-Armada	93
4.3.2.2	Alvenaria Armada	95
<b>4.4</b>	<b>Flexão Normal Composta</b>	<b>101</b>
4.4.1	Exemplo G	101
4.4.2	Exemplo H	106

<b>4.5 Comentários Gerais Sobre o Capítulo</b>	<b>111</b>
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>112</b>
<b>5.1 Conclusões</b>	<b>112</b>
<b>5.2 Sugestões de Pesquisa</b>	<b>115</b>
<b>6 BIBLIOGRAFIA</b>	<b>117</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>122</b>

## LISTA DE FIGURAS

---

<b>Figura 2.1</b> - Aqueduto erguido pelo Imperador Romano Trajano. Segóvia, Espanha.	10
<b>Figura 2.2</b> - Evolução da segurança ao longo do tempo. Adaptado de HENRIQUES (1998).	11
<b>Figura 3.1</b> - Altura efetiva de pilares. ABCI (1990).	25
<b>Figura 3.2</b> - Altura efetiva de paredes	35
<b>Figura 3.3</b> - Relação tensão-deformação para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão. EC-6.	39
<b>Figura 4.1</b> - Exemplo de compressão simples	52
<b>Figura 4.2</b> - Superfície NBR 10837:1989	60
<b>Figura 4.3</b> - Superfície EC 6:1996 (Categoria I-A)	60
<b>Figura 4.4</b> - Superfície EC 6:1996 (Categoria II-C)	60
<b>Figura 4.5</b> - Superfície Revisão (Comb. Especiais)	61
<b>Figura 4.6</b> - Superfície Revisão (Comb. Normais)	61
<b>Figura 4.7</b> - Viga submetida à flexão simples	65
<b>Figura 4.8</b> - Segundo exemplo de cisalhamento.	85
<b>Figura 4.9</b> - Diagrama de esforço cortante.	86
<b>Figura 4.10</b> - Armaduras para a viga do exemplo E.	87
<b>Figura 4.11</b> - Diagrama de esforço cortante.	89
<b>Figura 4.12</b> - Diagrama de esforço cortante.	90
<b>Figura 4.13</b> - Distribuição das armaduras para a viga do exemplo E.	91
<b>Figura 4.14</b> - Superfície de tensões para alvenaria não-armada. NBR 10837:1989.	94
<b>Figura 4.15</b> - Superfície de tensões para alvenaria não-armada. EC 6:1996.	94
<b>Figura 4.16</b> - Superfície de tensões para alvenaria não-armada. Texto de Revisão.	95
<b>Figura 4.17</b> - Cisalhamento em vigas.	99
<b>Figura 4.18</b> - Cisalhamento em paredes com $\sigma = 2,25$ MPa.	99
<b>Figura 4.19</b> - Cisalhamento em paredes com $\sigma = 1,125$ MPa.	100
<b>Figura 4.20</b> - Flexão composta em pilar.	101
<b>Figura 4.21</b> - Exemplo de flexão normal composta em paredes.	107



## LISTA DE TABELAS

---

<b>Tabela 2.1</b> - Evolução da probabilidade com base nos códigos.	14
<b>Tabela 3.1</b> - Tensões admissíveis na alvenaria não-armada (NBR 10837).	27
<b>Tabela 3.2</b> - Tensões admissíveis na alvenaria armada (NBR 10837)	28
<b>Tabela 3.3</b> - Tensões admissíveis no aço. NBR 10837.	29
<b>Tabela 3.4</b> - Requisitos para a classificação das unidades de alvenaria. EC-6.	30
<b>Tabela 3.5</b> - Valores do coeficiente $\delta$ . EC-6.	31
<b>Tabela 3.6</b> - Coeficientes parciais de segurança relativos a ações em estruturas de edifícios para situações de projeto persistentes e transitórias. EC-6.	33
<b>Tabela 3.7</b> - Coeficientes parciais de segurança relativos às propriedades dos materiais. EC-6.	34
<b>Tabela 3.8</b> - Valores de $f_{vk0}$ e valores limites de $f_{vk}$ para argamassa convencional. EC-6.	37
<b>Tabela 3.9</b> - Limite entre o vão e a altura útil para paredes e vigas de alvenaria armada. EC-6.	43
<b>Tabela 3.10</b> - Propriedades elásticas da alvenaria.	45
<b>Tabela 3.11</b> - Valores de $\gamma_m$ .	45
<b>Tabela 3.12</b> - Resistência característica ao cisalhamento. $f_{vk}$ (MPa).	47
<b>Tabela 4.1</b> - Resistências necessárias aos blocos para o exemplo A. (MPa).	56
<b>Tabela 4.2</b> - Parâmetros do exemplo B	59
<b>Tabela 4.3</b> - Capacidade resistente (MPa)	62
<b>Tabela 4.4</b> - Flexão de seções normalmente armadas. RAMALHO & CORRÊA (2003)	64
<b>Tabela 4.5</b> - Quadro comparativo dos resultados do exemplo C.	70
<b>Tabela 4.6</b> - Área de armadura longitudinal. $f_p = 12,5$ MPa	84
<b>Tabela 4.7</b> - Área de armadura longitudinal. $f_p = 8,0$ MPa.	84
<b>Tabela 4.8</b> - Área de armadura longitudinal. $f_p = 3,5$ MPa.	84
<b>Tabela 4.9</b> - Comparação de dimensionamentos $f_p = 12,5$ MPa.	92
<b>Tabela 4.10</b> - Processo iterativo Exemplo G	103
<b>Tabela 4.11</b> - Área das armaduras (em $\text{cm}^2$ ) para o exemplo H com $f_p = 12,5$ MPa.	108
<b>Tabela 4.12</b> - Área das armaduras para o exemplo H com $f_p = 8$ MPa.	109
<b>Tabela 4.13</b> - Área das armaduras para o exemplo H com $f_p = 3,5$ MPa	110

## RESUMO

---

ATAIDE, C. A. V. (2005). *Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites para a alvenaria estrutural*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

A norma que prescreve o cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, NBR 10837:1989, encontra-se em fase de revisão, sendo que a principal alteração é a introdução do método dos estados limites no dimensionamento e na verificação dos elementos de alvenaria. Neste trabalho, estudam-se duas normas para alvenaria, a NBR 10837:1989 e EC 6:1996, e o texto proposto para revisão da NBR 10837. A escolha do EC 6:1996 se deu pela sua importância em relação à comunidade europeia e porque muitas das prescrições contidas nessa norma foram adaptadas para o texto de revisão da NBR 10837. Quando necessárias, são realizadas comparações entre as duas normas e o texto de revisão, com o intuito de auxiliar no entendimento das implicações que a mudança de abordagem causará. Vários exemplos que simulam situações típicas de projeto, como compressão simples, flexão e cisalhamento, são apresentados. Com a variação dos diversos parâmetros envolvidos no dimensionamento dos elementos de alvenaria, é possível a elaboração de gráficos e ábacos. Desta forma consegue-se englobar uma grande variedade de situações, e a comparação entre as respostas obtidas com cada uma das normas e com o texto de revisão torna-se bem mais simples e precisa. Pretende-se, com este trabalho, contribuir para a introdução do método dos estados limites na norma de cálculo de alvenaria estrutural, bem como avaliar as mais importantes adaptações propostas.

Palavras-chave: alvenaria estrutural; tensões admissíveis; estados limites; normalização.

## **ABSTRACT**

---

ATAIDE, C. A. V. (2005). *Comparative study between the allowable stress method and the limit state method for structural masonry*. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

The code that regulates the design of concrete blockwork structural masonry, NBR 10837:1989, is under revision phase. The main change is the introduction of limit state method for the design and verification of masonry elements. In this work, two masonry codes (NBR 10837:1989 and EC 6:1996) and a proposed revised text for the NBR 10837 are studied. The choice for EC 6:1996 is justified by its importance to European community and because many clauses of the revised text are adapted from that code. When necessary, comparisons between the two codes and revised text are carried out, to help the understanding of the changes implications. Some examples, that simulate typical design situation, such as axial compression, bending and shear are presented. A parametric study on the masonry elements design is carried out, allowing for the elaboration of graphs and abacus. Thus, various situations are explored, showing different results corresponding to each one of the codes and the revision text, in order to clarify the comparisons. The general aim of this work is help the introduction of the limit state method in the masonry code, and to evaluate the most important changes in the proposed revised text of the Brazilian Code.

Keywords: structural masonry; allowable stress; limit state; codes.

# 1 INTRODUÇÃO

---

Nas duas últimas décadas, a alvenaria estrutural passou a ser cada vez mais empregada em vários tipos de edificações, não só em habitações populares como era atribuído ao seu uso, mas em edifícios de mais alto padrão. A possibilidade de racionalização do projeto e da execução da obra torna este sistema bastante atrativo ao meio técnico.

Um dos possíveis motivadores do rápido desenvolvimento dos processos construtivos e controle de execução da alvenaria estrutural foi o aumento do número de edifícios construídos. Contudo, o mesmo desenvolvimento não foi observado para os procedimentos relativos à fase de projeto. Isto fica evidente, observando que a norma para o cálculo de alvenaria de blocos de concreto ainda é baseada no método das tensões admissíveis. A norma que regulamenta o cálculo das estruturas de concreto armado, desde a década de 70, já adota o método dos estados limites para a verificação da segurança.

Em relação às diversas normas que tratam da alvenaria, percebe-se uma situação contraditória, pois a norma que regulamenta a aceitação de blocos, a NBR 7186:1982, e a de execução e controle, a NBR 8798:1985 têm como base o valor característico da resistência dos prismas, enquanto a NBR 10837:1989 utiliza como critério para o dimensionamento o valor médio desta resistência.

Na engenharia estrutural, o método das tensões admissíveis para dimensionamento e verificação da segurança é considerado antiquado, e não atende às necessidades de desenvolvimento do projeto com critérios mais realistas e com maior controle sobre a segurança.

Atualmente, a NBR 10837:1989 está em fase de revisão, sendo que a principal alteração consiste na introdução da segurança com base no método dos estados limites. Esta alteração torna-se necessária em função das disparidades entre as normas que tratam da alvenaria estrutural no Brasil e do avanço que esta nova abordagem da

segurança representará para o desenvolvimento da fase de projeto e, conseqüentemente, do sistema construtivo como um todo. Tal alteração demandará um estudo profundo dos conceitos envolvidos e da verificação cuidadosa das implicações decorrentes desta alteração.

## 1.1 Breve Histórico

Uma das características do início da civilização foi a construção de moradias e o esforço para que elas se tornassem duráveis, sendo largamente utilizados blocos de pedra, de argila e outros materiais. Segundo CAMACHO (1986), em construções assírias e persas de 10000 a.C. já eram utilizados blocos de argila queimados ao sol. Porém, essas antigas construções basicamente eram erguidas pelo empilhamento de unidades dos materiais. Talvez os mais célebres exemplos sejam as grandes pirâmides egípcias.

O uso da alvenaria com função estrutural também não é recente. Grandes obras já eram erguidas utilizando-se dimensionamentos empíricos, baseados na intuição sobre a forma como as cargas deveriam ser transportadas pelos elementos resistentes até o solo. Seguindo essa técnica, obras importantes foram construídas, como o Coliseu de Roma (82 a.C.). Este grande teatro era suportado por arcos, que se apoiavam em pilares formando pórticos.

O uso de arcos permitiu a construção de estruturas com grandes vãos, em que os esforços predominantes eram de compressão. Grandes catedrais da idade média possuem esses elementos para sua sustentação e que promovem amplos espaços internos. Vários estudiosos tinham a preocupação de conhecer melhor o comportamento dessas estruturas, o que resultou em algumas teorias, como a de Leonardo da Vinci, que procurava explicar o mecanismo interno de ação entre os elementos de um arco.

Com o surgimento do aço e do concreto, no fim do século XIX, a alvenaria foi relegada à função de vedação, estética, ou estruturas de pequeno porte. A inovação que estes novos materiais representaram era mostrada pela variedade de arranjos possíveis, maior esbeltez dos elementos resistentes e rápido desenvolvimento do conhecimento técnico. Outro importante motivo para a rápida expansão da nova técnica de construir era o baixo custo energético de produção dos materiais, que também os tornava financeiramente competitivos.

Em busca de novas alternativas, em função da limitação dos recursos disponíveis e do crescente déficit habitacional, a alvenaria voltou a ser observada como uma importante técnica de construção, sendo desenvolvidos vários estudos científicos. Pode ser mencionado como marco desta retomada da alvenaria estrutural, o estudo publicado

em 1923 por Brebner<sup>1</sup>. CAMACHO (1986) afirma que, a partir desse momento, o conhecimento sobre a alvenaria cresceu mais do que todo o adquirido ao longo de muitos anos. Isto porque muitas pesquisas que se desenvolveram buscavam explicar o comportamento das estruturas de alvenaria perante variados tipos de solicitações.

Na Suíça, Paul Haller construiu um edifício em alvenaria não armada de 13 pavimentos, que é considerado como marco inicial da utilização de métodos mais racionais para o dimensionamento de estruturas em alvenaria. RAMALHO & CORRÊA (2003) atestam que o dimensionamento ocorreu com critérios muito parecidos com os atuais, e que o valor obtido para a espessura das paredes internas mais solicitadas, 15 cm, seria muito próximo do obtido se fossem adotados os critérios atuais de dimensionamento.

No Brasil, ocorreu maior demora no emprego da alvenaria com blocos estruturais, sendo que apenas no final da década de 60 começaram as obras com esta técnica, com a construção de blocos de apartamentos de quatro pavimentos em São Paulo. Edifícios de maior porte foram erguidos em alvenaria armada de blocos de concreto, em que, provavelmente, os projetistas e construtores foram influenciados pela tecnologia deste tipo específico de alvenaria existente nos Estados Unidos.

Segundo CAMACHO (1986), as pesquisas tiveram um início posterior ao emprego da alvenaria estrutural, o que gerou um desenvolvimento lento. Porém, nos últimos anos, muitos estudos realizados propiciaram um maior conhecimento dos materiais e do comportamento das estruturas, contribuindo para o aumento do emprego desse sistema construtivo atualmente no Brasil.

A chegada tardia ao Brasil ocasionou um atraso no desenvolvimento da normalização em relação a outros países. Porém, muitas pesquisas, contribuindo para mudar esta situação foram realizadas e outras estão em andamento, e que serão de grande ajuda para a consolidação da alvenaria estrutural, não só de blocos de concreto, mas também considerando outros materiais.

---

<sup>1</sup> Disponível em < <http://www.bia.org/pdfs/17.pdf> >. Acesso em 10/07/2004.

## 1.2 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo principal dar contribuições para a adaptação da atual norma brasileira que trata do cálculo de alvenaria de blocos vazados de concreto, para que a mesma venha a incorporar o método dos estados limites. Tal método será a base para a alteração da forma de verificar a segurança em projetos de edifícios de alvenaria estrutural de blocos de concreto. Conseqüentemente, as discordâncias conceituais entre as normas que tratam de alvenaria estrutural serão corrigidas. Com este novo conceito incorporado, será possível utilizar a norma de ações e segurança nas estruturas, NBR 8681:2003, para definir as ações e suas diversas combinações nas estruturas de alvenaria, de modo semelhante ao que se faz nas estruturas de concreto e aço, por exemplo.

Como objetivo específico será feito um estudo do texto base para a revisão da NBR 10837:1989, que será avaliado através de uma comparação com o Eurocódigo 6:1996, baseado nos estados limites. Assim, em situações típicas de projeto de estruturas de alvenaria poderão ser apresentadas as implicações práticas de tal adaptação.

Dentro das situações típicas de projeto, pretende-se ainda, apresentar roteiros para o dimensionamento e a verificação de vários elementos de alvenaria, submetidos a diversos tipos de solicitações. Pretende-se também, avaliar os estados limites de serviço para cada caso estudado, quando oportuno.

## 1.3 Justificativas

Em um contexto de economia estável e concorrência acirrada no mercado da construção civil, é crescente a busca por formas mais racionais de emprego dos materiais, com objetivos de redução de custos e uma avaliação mais realista e segura das estruturas.

Quando se avaliam os custos das estruturas de concreto e de alvenaria, nota-se esta última ser bastante atrativa, com valores sistematicamente menores, sendo este um dos principais fatores para o rápido crescimento do número de edifícios de alvenaria estrutural. A maior facilidade na organização da construção, com significativa redução



do desperdício de materiais, a qual só pode ser conseguida com uma mão de obra qualificada, são contribuintes para a escolha desse processo construtivo.

Porém, a adoção de uma forma mais racional de se avaliar as estruturas de alvenaria só é possível com a substituição do método atualmente utilizado. O procedimento atual, baseado em tensões admissíveis, pode fornecer informações distorcidas, por considerar que a estrutura, ao longo de sua vida útil, apresentará um comportamento linear. Não é possível a interpretação do coeficiente interno,  $\gamma_i$ , como um coeficiente externo, e também, por haver somente a preocupação com a relação entre o carregamento de serviço e o de ruptura.

Atualmente, o uso das diversas normas que tratam da alvenaria no Brasil, como a que envolve o controle da execução e a norma que regulamenta o cálculo, gera confusão entre os profissionais pelas discordâncias existentes entre elas, como visto no início deste capítulo. Esta discordância é inaceitável, visto o uso cada vez mais difundido da alvenaria estrutural em edificações.

Desta forma, o método dos estados limites caracteriza o desenvolvimento natural da norma brasileira de cálculo de alvenaria, por possibilitar a definição de critérios mais realistas para a resistência das estruturas, dos materiais e para as condições de serviço. Permite, ainda, uma melhor previsão das condições de segurança das estruturas. Para as estruturas de concreto armado, há muitos anos já é utilizado o método dos estados limites, o que denota a necessidade de avanço, tardio, mas necessário da alvenaria estrutural.

A revisão bibliográfica do assunto mostra que é muito reduzido o número de trabalhos em língua portuguesa que tratam do dimensionamento e verificação das estruturas de alvenaria com base no método dos estados limites. Mais especificamente, os que se propõem a realizar um estudo comparativo entre as normas internacionais em estados limites com a NBR 10837:1989, e que auxiliem o processo de adaptação da norma de cálculo brasileira.

## 1.4 Metodologia

A princípio foi realizado um estudo das principais normas internacionais que tratam da alvenaria com base no método dos estados limites: a norma britânica, BS 5628:1992 e o Eurocódigo, EC 6:1996. Com maior ênfase à última, dada sua importância em relação à comunidade européia. Foram estudados todos os aspectos contidos em tais normas que tratem do dimensionamento e da verificação das estruturas.

Foram observados os coeficientes de majoração das ações e minoração das resistências contidos no texto base para a revisão da NBR 10837:1989, comparando-os com o contidos no EC 6:1996.

Em seguida foram escolhidas situações típicas de projeto que representem os casos mais importantes das solicitações dos elementos de alvenaria. Nesta fase, sempre que oportuno, foram comparadas as considerações do EC 6:1996 e do texto base para a revisão com as da NBR 10837:1989.

Para um melhor entendimento das prescrições do EC 6:1996 e do texto base para revisão é efetuado o dimensionamento dos elementos escolhidos para as situações mais comuns de solicitações, bem como a avaliação dos estados limites de serviço. Esses resultados passarão por um estudo comparativo com os obtidos pelo uso da NBR 10837:1989.

Com base na análise comparativa das diversas situações de projeto, será formalizada a proposta para a adaptação da norma nacional.

## 1.5 Organização do Trabalho

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica com uma breve descrição da história da evolução dos métodos de verificação da segurança. O método das tensões admissíveis e o método dos estados limites são estudados, e são apresentadas as principais vantagens do segundo em relação ao primeiro. Procura-se organizar os principais trabalhos que auxiliaram o desenvolvimento da presente pesquisa em ordem cronológica.

No capítulo 3 são descritas as normas analisadas neste trabalho, a NBR 10837:1989, em tensões admissíveis, o EC 6:1996 e o texto base para revisão da NBR 10837, estes dois últimos em estados limites. São colocadas as principais prescrições de cada norma com o intuito de facilitar a compreensão dos exemplos.

O capítulo 4 traz exemplos de aplicação das três normas citadas anteriormente. São mostrados os dimensionamentos de elementos de alvenaria submetidos à compressão simples, flexão simples, cisalhamento e flexão composta. Em seguida, ocorre uma análise comparativa dos resultados obtidos entre as três normas estudadas.

Por fim, no capítulo 5, estão os comentários e as conclusões finais deste trabalho.

# 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

## 2.1 Introdução

Este capítulo mostra um estado da arte sobre a verificação da segurança estrutural com o objetivo de situar o trabalho entre as várias pesquisas já efetivadas. A princípio procurou-se apresentar um resumo da história da evolução dos métodos de verificação da segurança, para em seguida analisá-los separadamente. Desejou-se descobrir o que já havia sido investigado sobre o assunto, com ênfase a trabalhos voltados para a alvenaria estrutural. Os principais trabalhos encontrados foram reunidos em ordem cronológica no final do capítulo.

## 2.2 Evolução da Verificação da Segurança Estrutural

“Se um construtor ou mestre de obras construiu uma casa para um homem, mas se a obra não foi realizada convenientemente e se a casa que construiu ruir e causar a morte do dono da casa, esse construtor deverá ser morto. Se causar a morte do filho do dono dessa casa, o filho do construtor deverá ser morto”<sup>2</sup>. Essas são as regras profissionais, com relação à segurança nas construções do antigo código do Rei Hammurabi, podendo ser considerado o primeiro ou um dos primeiros documentos que tratam da segurança estrutural.

Uma estrutura é projetada considerando três aspectos fundamentais: segurança, economia e durabilidade.

O conceito de segurança é qualitativo e diz respeito à capacidade da estrutura de resistir às distintas ações que venham a solicitá-la durante sua vida útil, não sendo

---

<sup>2</sup> Disponível em: < <http://planeta.terra.com.br/arte/hammurabi/leis.html> >. Acesso em 15 / 08 / 2004.

atingidos estados de desempenhos patológicos, e mantendo as condições de funcionamento a que foi destinada.

Desde a antiguidade os construtores deparavam-se com o problema de conseguir a resistência apropriada para as estruturas. Nas antigas construções, como a da Figura 2.1, as dimensões das seções críticas eram determinadas de acordo com formulações empíricas que levavam em consideração, mesmo que implicitamente, um coeficiente de segurança, como também uma parcela de sobrecarga, além de uma determinada resistência do material empregado.



**Figura 2.1 - Aqueduto erguido pelo Imperador Romano Trajano. Segóvia, Espanha<sup>3</sup>.**

Era evidente que nem o engenheiro nem o autor das formulações empíricas conheciam suficientemente as suposições básicas em relação ao comportamento dos materiais e das estruturas para tal dimensionamento, contentando-se somente com a sua experiência e a sua intuição. Os construtores executavam as obras baseados em construções anteriores que eram consideradas adequadas em relação à resistência estrutural.

Este método intuitivo utilizado pelos construtores desde tempos remotos tinha como única preocupação e propósito obter construções seguras, pois ainda não havia a intenção de quantificar a segurança.

Como explica FUSCO (1976), as modificações que eventualmente ocorriam em novas construções eram de pequeno porte, em consequência de muitos anos de tradição.

---

<sup>3</sup> Disponível em: <<http://www.calendario.cnt.br/maravilhas02.htm>>. Acesso em 25 / 05 / 2004.

A tradição era de se conceber a segurança das estruturas em função de sucessos ou fracassos de construções semelhantes anteriores. Hoje, essa metodologia conduziria a estruturas que seriam consideradas antieconômicas.

A evolução esquemática da segurança estrutural é ilustrada na Figura 2.2, onde o nível ou grau de confiança, o qual reflete diretamente no custo da construção, é relacionada com o tempo. Quando a estrutura é construída pela primeira vez, o nível de segurança é alto, pela falta de experiência e confiança dos calculistas, e que resulta em estruturas “pesadas”. Com as experiências bem sucedidas o nível de segurança vai diminuindo gradualmente, pois a confiança dos calculistas aumenta e que resulta em estruturas cada vez mais “leves”. Esta tendência continua até ocorrer uma falha, muitas vezes trágica, com perda de vidas. Em reação, as exigências de segurança aumentam, na maioria das vezes mais do que o necessário. O processo vai sendo repetido, cada vez mais se aproximando do que pode ser considerado como dimensionamento ótimo.

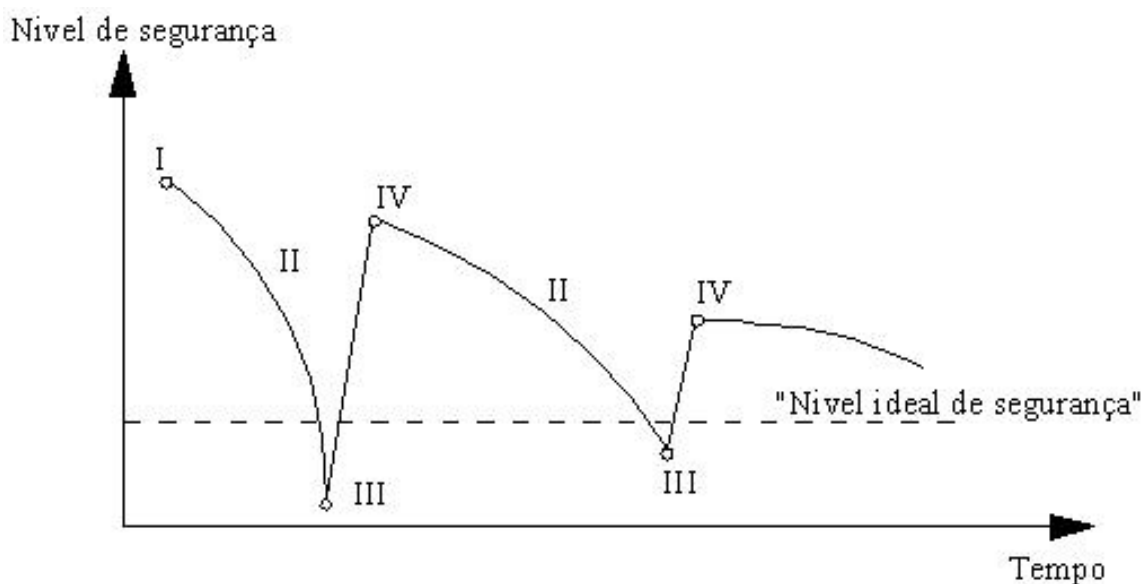


Figura 2.2 - Evolução da segurança ao longo do tempo. Adaptado de HENRIQUES (1998).

I - Período de dimensionamento conservador, com nível de segurança muito elevado.

II - Aumento da confiança, graças a experiências bem sucedidas, com diminuição gradual do nível de segurança.

III - Ocorrência de falha na estrutura, geralmente catastrófica.

IV - Aumento do nível e segurança para as estruturas seguintes, uma compensação por causa do medo de novas falhas estruturais.

Essa abordagem empírica, dependente da intuição e da experiência do construtor, perdurou até princípios do século XIX, quando estruturas com peças de ferro, de dimensões bem menores que as tradicionais, começaram a ser utilizadas.

Com o grande desenvolvimento nas indústrias, principalmente a siderúrgica, estimulada pela revolução industrial que ocorria, aumentou a necessidade de se conhecer a mecânica das estruturas, sendo criadas e aperfeiçoadas teorias que reproduziram os diversos comportamentos estruturais com precisão cada vez maior.

Conforme ZAGOTTIS (1974), foi possível definir-se com mais precisão o comportamento reológico dos materiais, determinando os esforços internos, deslocamentos e deformações causados por um dado carregamento e definindo critérios de resistência dos materiais. Sob este contexto, consolidou-se a Mecânica das Estruturas.

Com as teorias desenvolvidas e a ajuda de processos numéricos ou gráficos determinou-se o comportamento das estruturas. Tal desenvolvimento permitiu que o uso dos requisitos de segurança previamente estabelecidos disponibilizassem projetos mais racionais para as construções.

Paralelamente ao desenvolvimento das teorias, eram aperfeiçoados métodos experimentais. Assim, foi possível a verificação experimental das teorias quantitativas existentes. Os estudos experimentais dos materiais realizados em grandes laboratórios de pesquisa foram incentivados pelo desenvolvimento de equipamentos de ensaio e de aquisição de dados.

A utilização dos novos materiais, como o aço e o concreto, não mais permitia o emprego dos métodos antiquados de verificação da segurança, em função apenas da experiência adquirida ao longo dos anos. Existia a necessidade de se estabelecer uma medida de segurança para as novas construções, com base em novas teorias, pois não havia modelos anteriores a serem utilizados.

Como primeira regra de avaliação de segurança com base científica foi criado o conceito de tensões admissíveis. Neste método considerava-se que os esforços podiam ser analiticamente determinados admitindo-se um comportamento elástico linear, dado

um modelo que considerava elementos resistentes suficientemente simples. Os modelos simplificados formulados para análise elástica levaram ao cálculo de tensões.

Segundo HENRIQUES (1998), durante cerca de um século, para variadas estruturas, este critério de segurança foi aceito. Neste intervalo, os progressos que ocorreram, relativos ao melhoramento das técnicas de produção dos materiais utilizados, e em relação a um maior conhecimento da mecânica estrutural e das cargas aplicadas, resultaram em redução e diversificação do coeficiente de segurança.

Contudo, as falhas contidas no método das tensões admissíveis, que serão discutidas mais adiante, em conjunto com a noção de que a segurança deveria ser estabelecida contra estados de ruptura e não em condições de utilização normal, e a necessidade de controlar de forma racional o risco, conduziram o desenvolvimento da noção da segurança sob uma perspectiva probabilística. Desta forma, surgiu o conceito de probabilidade de ruptura, o qual era associado às variadas situações que deveriam ser evitadas e a identificação dos níveis de risco.

Novos critérios de verificação da segurança com base probabilística surgiram como resultado da nova interpretação da segurança estrutural. Com estes critérios procurou-se definir estados limites ou situações a evitar e a gravidade das conseqüências caso esses estados limites fossem atingidos. Também foram determinados coeficientes de segurança e ferramentas adequadas para garantir que a probabilidade de serem alcançados os estados limites fosse suficientemente pequena, ou aceitável de acordo com as estimativas sobre a gravidade de se atingir tais estados.

Nesse contexto foi desenvolvido o conceito de dimensionamento nos estados limites, o qual foi introduzido na engenharia civil a partir da segunda metade do século XX. Desenvolvido na Rússia foi, segundo SÁLES et al (2004), a primeira tentativa de organizar a análise estrutural, inclusive a especificação das ações e a análise da segurança.

Neste método é estipulado um limite de carregamento que, acima do qual a estrutura não terá condição de utilização. Quando o limite for ultrapassado e a estrutura for considerada insegura é caracterizado um estado limite último. Se acima de um dado limite definido, não for possível o uso da estrutura, mesmo não sendo considerada insegura, fica caracterizado o estado limite de serviço.



Segundo ZAGOTTIS (1974), a introdução do método dos estados limites proporcionou significativo progresso em relação ao método das tensões admissíveis. Porém considera que o método dos estados limites significa um estágio intermediário do desenvolvimento das normas de cálculo. E prevê ainda que a conceituação probabilística juntamente com teorias adequadas para a tomada de decisão constituirão a meta a ser atingida para a prática do projeto estrutural.

BORGES (1997) confirma a previsão citada anteriormente e resume em um quadro os principais avanços dos conceitos probabilísticos aplicados nos códigos normativos. São descritas as situações que ocorriam no passado, antes da introdução dos conceitos probabilísticos, com a situação atual e o esperado para o futuro, como é mostrado a seguir:

**Tabela 2.1 - Evolução da probabilidade com base nos códigos.**

<b>Passado</b>	<b>Presente</b>	<b>Futuro</b>
O método determinístico não oferecia uma base racional para conceituar a segurança.	O método probabilista é largamente usado na formulação dos problemas de segurança estrutural.	O método probabilista poderá ser combinado com a teoria adequada para tomada de decisões e a uma idealização estratégica, de acordo com o tipo de problema.
A decisão fundamental consiste em limitar a tensão para valores aceitáveis, sendo os valores baseados em experiências anteriores.	A decisão fundamental consiste em limitar a probabilidade de ruína ou o índice de confiabilidade.	As decisões serão baseadas numa formulação sócio-econômica do problema, com especial atenção à comparação entre custo e o benefício.
Havia um dilema entre a escolha de modelos elásticos ou plásticos para os métodos de projeto.	Os computadores podem resolver a maioria dos problemas estruturais, quer seja com linearidade, plasticidade ou com comportamento não-linear.	Haverá um claro entendimento do campo de aplicação das diferentes teorias estruturais. A aleatoriedade do comportamento estrutural será devidamente considerada.

## 2.3 O Método das Tensões Admissíveis

No método das tensões admissíveis as cargas de projeto são determinísticamente admitidas como os valores máximos concebidos para atuarem ao longo da vida útil da estrutura. As máximas tensões que poderão ocorrer na estrutura devido à sua utilização não devem ultrapassar o valor das correspondentes tensões de ruptura ou de escoamento dos materiais, divididas por um coeficiente de segurança interno,  $\gamma_i$ , maior que a unidade. O quociente da tensão de ruptura, ou de escoamento do material pelo coeficiente de segurança interno é denominado tensão admissível.

Pode-se também descrever este método como o adotado para assegurar que, nas zonas críticas da peça, as resistências dos materiais divididas por um coeficiente de segurança previamente fixado, denominado coeficiente de segurança interno, não sejam ultrapassadas pelas tensões máximas produzidas pelo carregamento.

O uso do coeficiente interno foi contestado ao perceber-se que em algumas situações ocorria grande proximidade do carregamento de utilização da estrutura ao que caracterizaria a ruptura. Como por exemplo, o caso de pilares engastados na base e livres na extremidade superior. Segundo ZAGOTTIS (1974), a distância quase inexistente entre as duas condições de carregamento se deve à perda de linearidade geométrica. Este foi um dos principais argumentos contra o uso exclusivo do coeficiente de segurança interno. Como consequência, em elementos que podem apresentar problemas de flambagem e que não possuam contenções laterais adequadas, foi introduzido o coeficiente de segurança externo,  $\gamma_e$ . Para as demais solicitações ainda seria usado o coeficiente interno.

Assim, o método passou a introduzir a segurança de duas maneiras diferentes. Na primeira, para elementos submetidos a solicitações, como as de tração por exemplo, é utilizado o coeficiente de segurança interno. Na segunda, para os elementos que podem apresentar flambagem e que não possuem contenções laterais adequadas, é utilizado o coeficiente de segurança externo. Numa estrutura sujeita a determinado carregamento, deve-se multiplicar o coeficiente externo ao valor do carregamento para se obter um novo carregamento, proporcional ao primeiro, que produza a ruptura ou o colapso da estrutura.

Pelo que foi apresentado, pode-se afirmar que o método das tensões admissíveis procura estabelecer uma medida de segurança das estruturas e uma metodologia para a introdução da segurança nos projetos estruturais.

Sobre estes dois aspectos observam-se falhas consideráveis. A principal é a distância que o método introduz entre uma situação de uso da estrutura e aquela que corresponderia ao colapso, devido às relações estarem em tensões. Conseqüentemente, a idealização do comportamento da estrutura deveria ser feita de maneira conservadora para que as estimativas teóricas fossem seguras. ZAGOTTIS (1974) afirma que esta distância ficaria “melhor definida procurando estabelecer uma relação entre os carregamentos correspondentes a situações de uso e ruptura da estrutura do que estabelecer a relação entre as tensões relacionadas a tais situações”.

No método não ocorre a verificação de situações de serviço que poderiam invalidar o uso da estrutura, como por exemplo, o surgimento de grandes deformações, entre outros.

Com relação ao coeficiente de segurança interno, sua utilização é baseada na consideração de que a estrutura ao longo de sua vida apresenta um comportamento linear, ou seja, a estrutura apresentaria proporcionalidade entre a intensidade do carregamento e a intensidade das tensões. Porém, o comportamento linear da estrutura só ocorre enquanto existir a linearidade física e linearidade geométrica. E observa-se que a maioria das estruturas deixa de apresentar resposta linear antes do colapso ou ruptura, por perder linearidade geométrica ou linearidade física.

SÁLES et al (2004) afirmam que o método das tensões admissíveis não possui precisão adequada para retratar a condição de colapso, e também não permite uma avaliação confiável dessa condição. Consideram ainda que, como não é um método realista, poderia representar perigo uma redução do coeficiente de segurança, mesmo sendo esta uma tendência natural à medida que a experiência e confiança do calculista aumentam.

Por fim, deve ser observado que o método não oferece meios necessários para a análise de todos os fatores que determinam o projeto estrutural. É evidente que, além das tensões, outros efeitos como deformações, fissuração, entre outros, devem ser analisados no projeto estrutural.

## 2.4 O Método dos Estados Limites

Neste método, o nível de segurança de uma estrutura é determinado pela capacidade que ela possui de suportar as várias ações que vierem a solicitá-la durante sua vida útil, sem atingir qualquer estado limite último ou estado limite de serviço.

Os estados limites últimos estão relacionados ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura, ou seja, ao colapso. Estes deverão ter uma probabilidade de ocorrência pequena, pois a sua ocorrência pode resultar em perda de vidas humanas. Os estados limites últimos podem ter origem nas seguintes causas:

1. Perda de estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura, assimilada a um corpo rígido;
2. Transformação da estrutura original em uma parcial ou totalmente hipostática;
3. Instabilidade por deformação;
4. Deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta e fissuração que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura;
5. Ruptura das seções críticas da estrutura;
6. Propagação de um colapso (colapso progressivo ou falta de integridade estrutural);
7. Grandes deformações, transformação de mecanismo e instabilidade global.

FUSCO (1974) acrescenta ainda o estado limite último relacionado à sensibilidade da estrutura ao fogo, explosão, repetição das ações, etc.

Os estados limites de serviço correspondem a limites estabelecidos que, se obedecidos, garantem que o comportamento da estrutura será adequado para sua utilização normal e durabilidade. Uma maior probabilidade de ocorrência é permitida para os estados limites de serviço, pelo fato de não representarem situações de risco de morte. Podem ter origem nos seguintes fenômenos:

1. Deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
2. Danos locais excessivos por fissuração, corrosão, etc., e que afetam a aparência, a utilização ou durabilidade da estrutura;
3. Deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio;

#### 4. Vibrações excessivas;

O método dos estados limites permite um processo mais racional para o dimensionamento, pois envolve a identificação de todos os modos de colapso ou situações em que a estrutura deixaria de atender os requisitos para os quais foi projetada, e a determinação de níveis satisfatórios de segurança para cada estado limite.

O dimensionamento pelo método dos estados limites proporciona uma melhor compreensão dos requisitos que uma estrutura deve atender, e qual o comportamento que a estrutura deve possuir para atender tais requisitos. Segundo SÁLES et al (2004) é uma ferramenta que ajuda o calculista a avaliar situações de projeto atípicas, simplifica o processo de dimensionamento e permite a atualização das normas de maneira mais racional.

## 2.5 Principais Trabalhos

FUSCO (1974) procurou contribuir com a reformulação da norma brasileira de projetos de estruturas de concreto, procurando contribuir com a revisão da NB-1. A principal meta do trabalho era a modificação da forma de se verificar a segurança em estruturas de concreto com aplicação do método semi-probabilístico dos estados limites. O autor tomou como base as recomendações do CEB-FIP. Procurou esclarecer os conceitos envolvidos no método probabilístico e semi-probabilístico. Ao final, concluiu que havia a necessidade de uma regulamentação minuciosa dos coeficientes de ponderação e das condições de determinação dos valores de cálculo, através de propostas objetivas de normalização.

ZAGOTTIS (1974) introduziu os conceitos de segurança estrutural, inicialmente analisando o caráter histórico da verificação da segurança até o desenvolvimento do método das tensões admissíveis. Vários exemplos de pilares e vigas, submetidos a diferentes tipos de carregamentos foram apresentados e serviriam para mostrar as falhas do método das tensões admissíveis, e como argumentos inegáveis para a substituição do antigo método por um método mais racional. Contribuiu com o meio técnico com várias considerações sobre as principais características do método em estados limites. Realizou um estudo detalhado sobre os métodos probabilísticos, especificamente o método probabilista puro, o condicionado e o semi-probabilístico. Concluiu que o método

probabilista puro, em conjunto com critérios decorrentes da teoria da decisão, constituiria o objetivo a ser alcançado na prática corrente do projeto estrutural e, portanto, ocorreria o abandono da utilização dos coeficientes parciais de segurança.

GOMES (1983) realizou um estudo experimental de paredes armadas e não armadas de blocos cerâmicos submetidas à compressão simples, em que foram observados os modos de ruptura dessas paredes. Comentou sobre a avaliação da segurança estrutural através do método das tensões admissíveis e os fatores que compõem o coeficiente de segurança utilizado neste método. Realizou a análise de várias normas estrangeiras, todas com base em conceitos determinísticos. Em seguida descreveu a norma britânica BS 5628:1978 em estados limites. Com o intuito de demonstrar os procedimentos adotados pela norma britânica, apresentou um exemplo de determinação de resistência característica e de cálculo de uma parede de alvenaria, para diferentes tipos de controle de qualidade. Nas suas conclusões, apontou à necessidade de um rigoroso controle de qualidade na execução e produção dos blocos. Porém não produziu nenhum resultado com a BS 5628:1978, de forma que fosse possível alguma comparação com as várias normas em tensões admissíveis apresentadas na dissertação.

CAMACHO (1986) seguiu a mesma linha de estudo do autor citado anteriormente, enfatizando o aspecto estrutural das obras em alvenaria. Mostrou a análise do comportamento da alvenaria não armada quando submetida aos esforços de compressão. É importante destacar o estudo das paredes de contraventamento, com a consideração do problema de estabilidade lateral e discussão de diferentes métodos para o cálculo dos esforços. Ao final do trabalho, constatou a tendência de que as normas que tratam da alvenaria deixariam de utilizar o método das tensões admissíveis por um mais racional. Desta forma ocorreria uma evolução na verificação da segurança adotando o método semi-probabilístico dos estados limites. Determinou quatro etapas que seriam fundamentais para o desenvolvimento da alvenaria estrutural no Brasil: a normalização de ensaios em alvenaria estrutural, o estudo e execução de programas de ensaios, a elaboração de uma norma nacional baseada nos materiais e mão-de-obra, e a previsão de uma disciplina sobre alvenaria estrutural nos cursos de engenharia.

OLIVEIRA (1992) apresentou em sua dissertação os principais aspectos tecnológicos, de recomendações normativas, dimensionamento em tensões admissíveis, detalhes construtivos e controle de qualidade para alvenaria de blocos vazados de concreto. E em OLIVEIRA JR & PINHEIRO (1994) determinaram a resistência à

compressão de paredes de alvenaria de um edifício residencial pelo método dos estados limites, de acordo com as recomendações da norma inglesa BS-5628:1978 parte 1. Em seguida, dimensionaram a mesma parede do edifício pelo método das tensões admissíveis. A comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos mostra valores de resistência necessária à parede com mesma ordem de grandeza. Apesar disto, concluíram que o método semi-probabilístico propiciava uma maior facilidade para eventuais correções ou adaptações, pois assegurava um maior entendimento do processo. E que o uso do método dos estados limites reforçava a necessidade de um melhor controle de qualidade na execução da obra e na fabricação dos componentes.

BASTOS (1993) forneceu informações que auxiliassem o projeto de edifícios de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, desde a sua concepção até o dimensionamento dos principais elementos de alvenaria estrutural. Apresentou ainda diferentes sistemas estruturais: sistema de paredes transversais, sistema celular e sistema complexo. Em seguida descreveu as principais características da parede de alvenaria, resistências e parâmetros de projeto. Baseado no método das tensões admissíveis dimensionou elementos de alvenaria submetida à compressão axial, flexão simples, flexão normal composta e esforço cortante. Porém, neste trabalho não se procurou analisar as vantagens do método dos estados limites em relação ao das tensões admissíveis, o objetivo era dar subsídios aos projetistas sobre a alvenaria estrutural, ainda com base na NBR 1228:1985 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Nas suas conclusões sugere estudos verificação da alvenaria estrutural em relação ao estado limite último e a importância de uma revisão da NBR 10837:1989.

CASTRO (1997) procurou conceituar a segurança baseada em métodos semi-probabilísticos. Esclareceu os fundamentos teóricos de tal método e as vantagens que este possui em relação ao método das tensões admissíveis. Conceituou a confiabilidade de sistemas de engenharia e fez uma análise dos níveis de confiabilidade do cálculo em tensões admissíveis. Também descreveu uma perspectiva futura para as normas de cálculo estrutural. Numa fase inicial, ocorreria a substituição da antiga forma de verificação da segurança pelo método dos estados limites. Na próxima etapa, o problema da introdução da segurança seria resolvido mais adequadamente com formulações probabilísticas e dados confiáveis das variáveis envolvidas no cálculo. Concluiu que este próximo passo no desenvolvimento das normas em estados limites

demandará mais pesquisas, a fim de obter dados estatísticos que proporcionem as bases com as quais se desenvolverão métodos adequados para as situações de projeto.

VILATÓ (1998) estudou uma metodologia de projetos para edifícios em alvenaria estrutural não armada. Com base em diversas pesquisas, buscou um método para orientar o processo de projeto dentro dos princípios de racionalização construtiva. Também tratou da introdução da segurança em alvenaria estrutural através de um estudo comparativo entre as normas em tensões admissíveis, ACI-530-95 e NBR 10837, com a norma em estados limites BS 5628:1978 parte 1. Concluiu que a definição da resistência dos materiais e a introdução da segurança apresentavam-se como os aspectos mais críticos no cálculo da estrutura, e que esta situação estava relacionada a falta de pesquisas.

ACCETTI (1998) mostrou diversas considerações que envolvem a tomada de decisão no projeto de edifícios de alvenaria estrutural. Exibiu critérios utilizados na concepção estrutural dos edifícios, os modos de determinação das ações atuantes e sua distribuição. Ainda descreveu os métodos para dimensionamento dos elementos em relação a NBR-10837:1989. Descreveu os principais parâmetros existentes na norma, como a resistência média dos prismas aos 28 dias, que deve ser tomada como base para a determinação das tensões admissíveis, tanto na alvenaria armada como a não armada. Desenvolveu equacionamento dos casos de flexão simples e composta e utilizou-se de exemplos que simulam as situações de projeto. Vale salientar o exemplo estudado, um edifício com quatro pavimentos inicialmente e em seguida considerando-o com oito pavimentos. Entre as conclusões destaca-se a recomendação de evitar estruturas de contraventamento assimétricas, devido aos esforços de torção no edifício, que tornariam o cálculo da distribuição das ações mais complexo. E a utilização, para o edifício analisado, de grupos isolados de paredes como procedimento para o cálculo da distribuição das ações verticais, por ser seguro e razoavelmente econômico.

JOAQUIM (1999) tratou do dimensionamento e verificação das peças de alvenaria com ênfase aos problemas de flexão. Fez um profundo estudo dos problemas de flexão em alvenaria estrutural, considerou as hipóteses básicas e o equacionamento para a flexão simples e composta. Vale destacar, dada a raridade de trabalhos que se dedicam a este tema, o estudo da flexão composta oblíqua. Este tipo de flexão foi estudado desde o seu equacionamento, incluindo as equações de compatibilidade, de deformações e as de equilíbrio até a determinação dos esforços resistentes da seção.



Como resultado, foram desenvolvidos aplicativos para a análise de seções retangulares de alvenaria submetidas à flexão simples, composta reta e à flexão composta oblíqua. Concluiu que a implementação de aplicativos de caráter prático é tarefa viável dentro da engenharia de estruturas. Também indicou a necessidade de estudos conclusivos sobre a relação tensão-deformação na alvenaria, uma vez que esta relação é um parâmetro importante na análise da flexão.

ANDRADE (2000) propôs um novo modelo para verificação da segurança das estruturas de alvenaria, tomando como base conceitos relativos aos métodos de verificação da segurança e fundamentos sobre estabilidade das estruturas. A partir dos estudos, procurou desenvolver um modelo de cálculo para paredes de alvenaria estrutural submetidas à compressão, de acordo com os fundamentos do método dos estados limites. Em seguida tentou calibrar o modelo, comparando os resultados obtidos a partir deste modelo de cálculo com algumas experimentações físicas de outros pesquisadores. Na maioria das comparações com os resultados experimentais, os valores não foram coerentes com o modelo desenvolvido, o que impossibilitou sua calibração. Segundo o autor, tal fato ocorreu por causa do tipo de pórtico utilizado nos ensaios das paredes, o qual não garantia rigidez suficiente, de forma a se obter travamento no topo da parede e distribuição uniforme da carga sobre a mesma. Sugeriu um esquema de ensaio de parede que garanta as condições de contorno citadas. Concluiu ainda que o modelo de cálculo desenvolvido, baseado no método dos estados limites, ainda demandaria tempo, pois ainda havia a necessidade da definição de vários parâmetros que envolvem sua aplicação. Contudo, os conceitos apresentados sobre estados limites e estabilidade das paredes de alvenaria são de grande interesse.

RAMALHO & CORRÊA (2003) trataram de diversos aspectos relacionados ao projeto estrutural em alvenaria, de acordo com os conceitos das tensões admissíveis. Foi dada atenção aos principais parâmetros para o dimensionamento de elementos conforme as recomendações da NBR 10837:1989 e da BS-5628:1992. Com relação à BS-5628:1992 os autores observaram uma maior complexidade para a determinação da resistência de projeto de parede submetida à compressão, em comparação à norma brasileira. Afirmaram ainda que os coeficientes de segurança parciais que ponderam as ações são específicos para o cálculo da tensão atuante, e que contribuem para o aumento da complexidade ao se utilizar o método dos estados limites. Porém, este método,

mesmo exigindo inicialmente mais dos projetistas, trata de maneira mais racional e realista a estrutura.

RABELO (2004) fez um importante estudo sobre o dimensionamento de alvenaria estrutural segundo as recomendações do Eurocódigo 6:1996 em estados limites. Estudou as considerações sobre a verificação da segurança de paredes de alvenaria armada, para elementos submetidos à força cortante com e sem armaduras, para vigas-parede submetidas a carregamento vertical, etc. Como aplicação prática procedeu a análise de um edifício em alvenaria estrutural de quinze pavimentos, desde a determinação das ações atuantes até o dimensionamento das paredes e lintéis. Concluiu que o padrão de qualidade dos materiais e o processo construtivo são decisivos para a definição do coeficiente parcial de segurança para a alvenaria estrutural e, conseqüentemente, exercendo grande influência nos custos da obra.

# 3

## **NORMAS PARA ALVENARIA ESTRUTURAL**

---

Neste capítulo são apresentados alguns pontos das normas NBR 10837:1989, o EC-6:1996 e o texto de revisão proposto para a revisão da NBR 10837, que tenham relação com os assuntos tratados no presente trabalho.

### **3.1 NBR 10837: 1989**

Baseada em tensões admissíveis, a NBR 10837:1989 regulamenta as condições de projeto de obras em alvenaria armada ou não-armada, considerando somente blocos vazados de concreto.

As ações provenientes do vento serão estimadas somente em edifícios com mais de cinco pavimentos. Em comparação, a NBR 6118:2003 recomenda a consideração das ações ocasionadas pelo vento sem a restrição de número mínimo de pavimentos.

Questões relacionadas a impactos, explosões e colapso progressivo não são consideradas, bem como comportamento térmico e acústico.

A seguir serão apresentadas as considerações da NBR 10837:1989 mais relevantes ao trabalho.

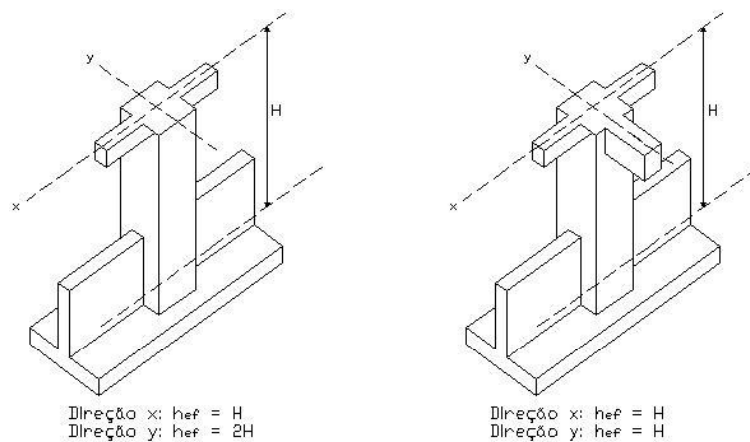
#### **3.1.1 Altura Efetiva**

A altura efetiva das paredes e dos pilares é estabelecida em função das condições de vínculo na base e no topo.

Se a parede possuir apoios nas extremidades superior e inferior, a altura efetiva será igual à altura real ( $h_{ef} = h$ ). No entanto, se não houver apoio no topo, a altura efetiva deverá ser duas vezes a altura real ( $h_{ef} = 2h$ ).

Para pilares, a NBR 10837:1989 considera duas situações. A primeira em que o pilar, nas suas extremidades, dispõe de travamentos laterais nas direções dos eixos principais. A altura efetiva será então a do pilar ou do enrijecedor. Para a situação em que o pilar só possui travamentos numa das direções principais do topo e em ambas direções na base fica estabelecido que:

- Na direção do travamento no topo do pilar a altura efetiva é a altura entre os apoios;
- Na direção que não dispõe de travamento no topo do pilar, a altura efetiva será o dobro da altura acima da sua base.



**Figura 3.1 – Altura efetiva de pilares. ABCI (1990).**

### 3.1.2 Espessura Efetiva

A espessura de um pilar ou de uma parede resistente sem enrijecedores é sua espessura real, sem a consideração dos revestimentos existentes.

Quando são utilizados enrijecedores, a NBR 10837:1989 estabelece um fator multiplicador para a espessura efetiva, que pode contribuir para o seu aumento e conseqüente redução do índice de esbeltez. No presente trabalho não serão considerados os enrijecedores, por serem mais aplicáveis a edifícios industriais.

A norma especifica um valor mínimo de 14 cm para as paredes de alvenaria, para pilares a espessura mínima aumenta para 19 cm podendo-se ainda optar por  $1/15$  da altura efetiva do pilar de alvenaria não armada.

### 3.1.3 Esbeltez

A esbeltez é obtida pela razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva, ou seja:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (3.1)$$

São ainda estabelecidos valores máximos, apresentados pela NBR 10837:

$\lambda \leq 20$ , para paredes e pilares não armados;

$\lambda \leq 30$ , para paredes e pilares armados.

Em comparação com o EC 6:1996, que limita a esbeltez em 27, a norma brasileira parece apresentar valores mais conservadores e, como resultado, uma altura disponível de parede menor do que a obtida com o código europeu.

### 3.1.4 Tensões Admissíveis na Alvenaria

Para a alvenaria armada e não-armada, as tensões admissíveis são usualmente expressas em função da resistência do prisma aos 28 dias ou na idade em que a estrutura estará submetida ao carregamento total. A NBR 10837:1989 também considera a determinação da tensão admissível à compressão através do ensaio de paredes, o que leva a uma adaptação do coeficiente de segurança para  $\gamma_i = 3,5$ , como pode ser observado nas Tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 - Tensões admissíveis na alvenaria não-armada (NBR 10837).

Tipos de solicitação			Tensão admissível (MPa)	
			$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
Tensões normais	Compressão simples	Parede	$0,20 f_p R$ ou $0,286 f_{par} R$	$0,20 f_p R$ ou $0,286 f_{par} R$
		Pilar	$0,18 f_p R$	$0,18 f_p R$
	Compressão na flexão		$0,30 f_p$	$0,30 f_p$
	Tração na flexão	Normal à fiada	0,15 (bloco vazado) 0,25 (bloco maciço)	0,10 (bloco vazado) 0,15 (bloco maciço)
		Paralela à fiada	0,30 (bloco vazado) 0,55 (bloco maciço)	0,20 (bloco vazado) 0,40 (bloco maciço)
	Cisalhamento			0,25

As resistências das paredes e dos prismas se relacionam à resistência do bloco através de um fator de eficiência, menor que a unidade, dado pela equação (3.2).

$$\eta = \frac{f_p}{f_b} \quad \text{ou} \quad \eta = \frac{f_{par}}{f_b} \quad (3.2)$$

RAMALHO & CORRÊA (2003) apontam valores de eficiência prisma-bloco que variam de 0,5 a 0,9 para blocos de concreto e de 0,3 a 0,6 para os cerâmicos. Com relação à eficiência parede-bloco, esta varia de 0,4 a 0,6 para blocos de concreto, enquanto para os cerâmicos de 0,2 a 0,5.

**Tabela 3.2 - Tensões admissíveis na alvenaria armada (NBR 10837)**

Tipos de solicitação		Tensão admissível	Valor máximo		
Tensões Normais	Compressão Simples	Parede	$0,225 f_p R$		
		Pilar	$(0,20 f_p + 0,30 \rho f_{s,c}) R$		
	Compressão na flexão		$0,33 f_p$	6,2	
	Tração na flexão		---	---	
Cisalhamento	Peças fletidas sem armadura	Vigas	$0,09 \sqrt{f_p}$	0,35	
		Pilares paredes	Se $\frac{M}{V \times d} \geq 1$	$0,07 \sqrt{f_p}$	0,25
			Se $\frac{M}{V \times d} < 1$	$0,17 \sqrt{f_p}$	0,35
	Peças fletidas com armadura para todas as tensões de cisalhamento	Vigas	$0,25 \sqrt{f_p}$	1	
		Pilares paredes	Se $\frac{M}{V \times d} \geq 1$	$0,12 \sqrt{f_p}$	0,5
			Se $\frac{M}{V \times d} < 1$	$0,17 \sqrt{f_p}$	0,8
Tensão de contato	Em toda a espessura da parede		$0,250 f_p$		
	Em 1/3 da espessura (mínimo)		$0,375 f_p$		
	Entre os limites acima		Interpolar entre os valores acima		
Aderência		1,0			

Onde:

$f_p$ : resistência do prisma.

$f_a$ : resistência da argamassa.

$f_{pa}$ : resistência da parede.

$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3$  : fator de redução da resistência, relacionado a esbeltez.

Notas:

- Pode-se também usar a resistência de paredes, ou seja,  $0,286 f_{par} R$ ;
- O intervalo de resistência das argamassas é o mesmo apresentado na Tabela 3.1.

Observando-se a Tabela 3.2 percebe-se a pequena contribuição do aço (12,5%) para o aumento da tensão admissível na alvenaria armada nos casos de compressão simples em paredes, e 10 % de aumento da tensão admissível para os casos de compressão na flexão.

**Tabela 3.3 - Tensões admissíveis no aço. NBR 10837.**

Solicitação	Armadura	Tensão admissível (MPa)
Tração	Barras com mossas, $f_{yd} \geq 412$ MPa e $\phi \leq 32$ mm	165
	Barras colocadas na argamassa de assentamento	$0,50 f_{yd} \leq 206$
	Outras armaduras	137
Compressão	Armaduras de pilares	$0,40 f_{yd} \leq 165$
	Armaduras em paredes	62

A pequena contribuição da armadura ocorre pela limitação imposta aos valores de tensão admissível das armaduras. São mostradas na Tabela 3.3 as tensões admissíveis, as quais estão bem abaixo da tensão de escoamento do aço, 500 MPa. Conforme OLIVEIRA JR. (1992), procura-se evitar uma fissuração excessiva na alvenaria com essa redução.

### 3.2 Eurocódigo 6:1996

Baseadas no método dos estados limites, as recomendações desta norma se aplicam aos projetos de construções em alvenaria simples, armada, protendida e confinada. Considera unidades cerâmicas, sílico-calcáreas, de concreto, concreto celular, de pedra artificial ou natural com forma regular.

Considera as ações devidas ao vento em estruturas de qualquer porte, onde os pormenores destas considerações encontram-se na parte 1-3 da referida norma.

Também aborda questões pertinentes à execução, buscando garantir a qualidade dos materiais e da mão-de-obra para atender às hipóteses admitidas no projeto. Recomenda considerar a eventualidade de explosões, impactos ou erros humanos.



Assim como a NBR 10837:1989, não descreve considerações em relação ao comportamento acústico ou térmico.

### 3.2.1 Definições

- Classificação das unidades por grupos

As unidades de alvenaria são divididas em grupos com relação ao volume e a área dos furos, como é apresentado pela Tabela 3.4.

**Tabela 3.4 - Requisitos para a classificação das unidades de alvenaria. EC-6.**

	Grupos de unidades de alvenaria			
	1	2a	2b	3
<b>Volume de furos (% do volume total) (ver nota 1)</b>	$\leq 25$	> 25-45 para unidades cerâmicas > 25-50 para unidades de concreto	> 45-55 para unidades de argila > 50-60 para unidades de concreto (ver nota 2)	$\leq 70$
<b>Volume de qualquer furo (% do volume total)</b>	$\leq 12,5$	$\leq 12,5$ para unidades cerâmicas $\leq 25$ para unidades de concreto	$\leq 12,5$ para unidades cerâmicas $\leq 25$ para unidades de concreto	Limitada pelo volume (ver abaixo)
<b>Área de qualquer furo</b>	Limitada pelo volume (ver acima)	Limitada pelo volume (ver acima)	Limitada pelo volume (ver acima)	$\leq 2800 \text{ mm}^2$ exceto para unidades de um só furo, quando este for $\leq 18000 \text{ mm}^2$
<b>Largura equivalente (% da largura total)</b>	$\geq 37,5$	$\geq 30$	$\geq 20$	Sem exigências
1. Os furos podem ser verticais através da unidade de alvenaria, depressões ou rebaixos. 2. Se existir experiência nacional baseada em ensaios que confirmem que a segurança da alvenaria não é reduzida para limites inaceitáveis quando esta tem uma proporção maior de furos, os limites de 55% para as unidades cerâmicas e de 60% para as unidades de concreto podem ser aumentados para as unidades de alvenaria que são utilizadas no país com essa experiência nacional.				

- Classificação das unidades em relação ao controle de produção.

**Categoria I:** Se o fabricante fornecer um conjunto de unidades de alvenaria com resistência à compressão especificada e possuir um sistema de controle de qualidade, de forma que os resultados demonstrem que o valor médio da resistência à compressão do conjunto tenha uma probabilidade de não alcançar a resistência especificada à compressão, inferior a 5%.

**Categoria II:** Quando o fabricante fornece a resistência à compressão de um conjunto de unidades de alvenaria, mas não observa o requisito relativo ao controle de qualidade.

- Propriedades das unidades de alvenaria

**Resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria:** Considera-se esta resistência nos projetos em alvenaria estrutural, designada por  $f_b$ . É descrita como a resistência à compressão de uma unidade de alvenaria, modificada para condições de secagem ao ar e para uma unidade equivalente com 100 mm de largura por 100 mm de altura. Caso a resistência à compressão das unidades de alvenaria seja considerada a resistência média, deve-se fazer a conversão para a resistência normalizada através do fator de conversão  $\delta$  indicado na Tabela 3.5, multiplicando a resistência média por este fator.

Caso considere-se a resistência característica à compressão das unidades de alvenaria, procede-se a sua conversão para a resistência média equivalente, através de um fator de correção baseado no coeficiente de variação usual. Em seguida faz-se a conversão para a resistência normalizada.

**Tabela 3.5 – Valores do coeficiente  $\delta$ . EC-6.**

Altura da unidade de alvenaria (mm)	Menor dimensão horizontal da unidade de alvenaria (mm)				
	50	100	150	200	≥ 250
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≤ 250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Nota: Pode-se efetuar uma interpolação linear.

No próximo capítulo será apresentado o uso da Tabela 3.5 para a conversão da resistência normalizada à compressão dos blocos para a resistência característica.

**Resistência característica à compressão das unidades de alvenaria:** É a resistência à compressão em que a probabilidade de ocorrência é de pelo menos 95 %.

### 3.2.2 Ações e Valores Característicos

- Ações permanentes (G): É considerado o valor característico ( $G_k$ ), porém o EC-6:1996 considera a possibilidade da ação variar durante o período de vida da estrutura; desta forma sugere dois valores característicos, um superior ( $G_{k,sup}$ ) e um inferior ( $G_{k,inf}$ ).
- Ações variáveis ( $Q_k$ ): Devem ser previstos um valor superior e outro inferior, com certa possibilidade de não serem atingidos durante o período de vida da estrutura. Pode-se utilizar o valor especificado no EC-1:1991.
- Ações acidentais ( $A_k$ ): Quando for aplicável, o valor característico geralmente corresponde a um valor especificado.

O EC-6:1996 permite que os valores característicos das ações sejam especificados pelo projetista sob aprovação do proprietário da obra, mas que devem ser observadas as disposições mínimas especificadas na ENV 1991: Eurocódigo 1- Bases de projeto e ações em estruturas, ou em outro regulamento de ações.

### 3.2.3 Estados Limites Últimos

A verificação dos estados limites últimos é feita em relação a valores de cálculo dos efeitos das ações desestabilizantes e estabilizantes, ou seja:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb} \quad (3.3)$$

$$S_d \leq R_d \quad (3.4)$$

Em que:

$E_{d, dst}$ : valores de cálculo dos efeitos das ações desestabilizantes.

$E_{d, stb}$ : valores de cálculo dos efeitos das ações estabilizantes.

$S_d$ : valor de cálculo de um ou de um conjunto de esforços atuantes.

$R_d$ : valor de cálculo do esforço resistente.

### 3.2.3.1 Coeficientes Parciais de Segurança para os Estados Limite Últimos

Para situações de projeto persistentes e transitórias, o EC-6:1996 recomenda o uso da Tabela 3.6:

**Tabela 3.6 – Coeficientes parciais de segurança relativos a ações em estruturas de edifícios para situações de projeto persistentes e transitórias. EC-6.**

	Ações permanentes	Ações variáveis ( $\gamma_Q$ )		Pré-esforço ( $\gamma_P$ )
		Uma com valor característico	As outras com os valores de combinação	
<b>Efeito favorável</b>	1,0	0	0	0,9
<b>Efeito desfavorável</b>	1,35	1,5	1,35	1,2

Estabelece ainda que os coeficientes parciais de segurança para as situações de projeto acidentais, relativos às ações variáveis são iguais a unidade.

Os coeficientes parciais de segurança relativos às propriedades dos materiais estão indicados na Tabela 3.7.

O EC-6:1996 recomenda que a definição das categorias de execução devem considerar aspectos relacionados à qualificação do pessoal, fiscalização dos trabalhos, verificação das propriedades da argamassa e concretos feitos na obra e do processo de produção controlado por peso. As definições das categorias de execução podem ser indicadas nas normas nacionais, de forma a contemplar os aspectos citados de forma adequada à realidade de cada país.

**Tabela 3.7 – Coeficientes parciais de segurança relativos às propriedades dos materiais. EC-6.**

$\gamma_m$			Categoria de execução		
			A	B	C
Alvenaria	Categoria do controle de produção das unidades.	I	1,7	2,2	2,7
		II	2,0	2,5	3,0
Aderência e resistências à tração e à compressão dos ligadores de parede e de topo			2,5	2,5	2,5
Aderência das barras de aço			1,7	2,2	-
Aço ( $\gamma_s$ )			1,15	1,15	-

### 3.2.4 Estados Limites de Serviço

Os coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais são considerados iguais à unidade. E verifica-se que:

$$E_d \leq C_d \quad (3.5)$$

Onde:

$E_d$ : valor de cálculo do efeito das ações.

$C_d$ : valor nominal ou uma função de determinadas propriedades de cálculo dos materiais, relacionado ao valor de cálculo do efeito das ações consideradas.

### 3.2.5 Dimensionamento da Alvenaria

#### 3.2.5.1 Altura Efetiva das Paredes

O EC-6 permite a distinção entre paredes apoiadas, contraventadas em dois, três ou quatro lados, ou paredes livres. A altura efetiva deve ser avaliada considerando-se a rigidez relativa dos elementos da estrutura ligados à parede e a eficácia destas ligações. A determinação da altura efetiva é dada pela equação (3.6):

$$h_{ef} = \rho_n h \quad (3.6)$$

Onde:

$h_{ef}$ : altura efetiva

$h$ : altura livre

$\rho_n$ : fator de redução, onde  $n = 2, 3$  ou  $4$  é função do número de apoios dos bordos.

No presente trabalho o fator de redução utilizado será:

$\rho_2 = 0,75$  para paredes restringidas no topo e na base por pavimentos de concreto armado com vãos para ambos os lados da parede, ou ainda com o vão para apenas um dos lados desde que tenha um apoio mínimo de  $2/3$  da espessura da parede, porém não menor que 8,5 cm, conforme Figura 3.2.

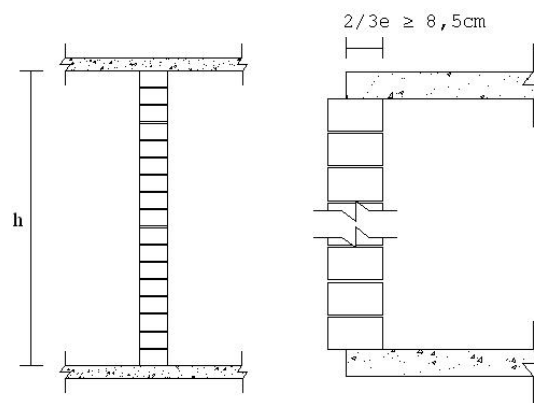


Figura 3.2 – Altura efetiva de paredes

### 3.2.5.2 Espessura Efetiva das Paredes

O EC-6:1996 prescreve que a espessura efetiva ( $t_{ef}$ ) de uma parede simples deve ser a sua espessura real. Ao contrário da NBR 10837:1989, não faz nenhuma consideração quanto ao uso de enrijecedores.

### 3.2.5.3 Esbeltez das Paredes

A esbeltez da parede não deve ultrapassar 27 e é definida por:

$$\lambda = \left( \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right) \quad (3.7)$$

### 3.2.5.4 Resistência Característica à Compressão da Alvenaria

Neste caso são consideradas todas as juntas preenchidas e uma constante K em (MPa) que é escolhida em função do grupo associado as unidades que serão utilizadas. A equação (3.8) é válida para argamassas com resistência não maior que 20 MPa ou  $2f_b$ , o que for menor.

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \text{ (MPa)} \quad (3.8)$$

Onde K é:

- **0,60** para unidades do grupo 1 (Tabela 3.4);
- **0,55** para unidades do grupo 2a (Tabela 3.4);
- **0,50** para unidades do grupo 2b (Tabela 3.4);
- **0,40** para unidades do grupo 3 (Tabela 3.4);

$f_b$ : resistência normalizada à compressão dos blocos.

$f_m$ : resistência média à compressão da argamassa (em MPa).

$f_k$ : resistência característica à compressão (em MPa).

O grupo representativo dos blocos estruturais empregados no Brasil é o 2b, este será o utilizado para a definição de K.

Utiliza-se a constante K como um redutor da resistência característica à compressão. Nota-se que o aumento do volume de vazios dos blocos diminui a capacidade resistente. Por exemplo, os blocos do grupo 2b, que serão utilizados no presente trabalho, possuem a resistência característica à compressão 17 % menor do que a resistência obtida com blocos do grupo 1.

### 3.2.5.5 Resistência Característica ao Cisalhamento da Alvenaria Simples

A resistência pode ser obtida através de ensaios. Quando não disponíveis os resultados experimentais, deve ser considerado para a alvenaria simples com juntas verticais preenchidas, um valor característico  $f_{vk}$  indicado na Tabela 3.8

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (3.9)$$

Em que:

$f_{vk0}$ : resistência característica ao cisalhamento, sob compressão nula, obtida experimentalmente ou de acordo com a Tabela 3.8. Se não estiverem disponíveis resultados de ensaios,  $f_{vk0}$  deve ser considerado igual a 0,1 MPa.

$\sigma_d$ : valor de cálculo da tensão de compressão normal ao plano de corte.

O EC-6:1996 ainda considera a determinação da resistência característica ao cisalhamento da alvenaria simples com juntas verticais não preenchidas.

**Tabela 3.8 - Valores de  $f_{vk0}$  e valores limites de  $f_{vk}$  para argamassa convencional. EC-6.**

Unidades de alvenaria	Argamassa	$f_{vk0}$ (MPa)	Valor limite $f_{vk}$ (MPa)	
Unidades cerâmicas – Grupo 1	M10 a M20	0,3	1,7	
	M2,5 a M9	0,2	1,5	
	M1 a M2	0,1	1,2	
Unidades de concreto – Grupo 1	M10 a M20	0,2	1,7	
	M2,5 a M9	0,15	1,5	
	M1 a M2	0,1	1,2	
Unidades de pedra natural – Grupo 1	M2,5 a M9	0,15	1,0	
	M1 a M2	0,1	1,0	
Unidades cerâmicas – Grupo 2	M10 a M20	0,3	O menor valor entre a resistência longitudinal e à compressão (ver nota abaixo)	1,4
	M2,5 a M9	0,2		1,2
	M1 a M2	0,1		1,0
Unidades de concreto do Grupo 2a e 2b, e unidades cerâmicas do Grupo 2b	M10 a M20	0,2	longitudinal e à compressão (ver nota abaixo)	1,4
	M2,5 a M9	0,15		1,2
	M1 a M2	0,1		1,0
Unidades cerâmicas – Grupo 3	M10 a M20	0,3	Nenhum valor limite exceto o fornecido pela equação (3.9)	
	M2,5 a M9	0,2		
	M1 a M2	0,1		

Nota: Para unidades de alvenaria dos Grupos 2a e 2b, a resistência longitudinal à compressão das unidades toma o valor da resistência medida, com  $\delta$  não superior a 1,0. Nos casos em que se considere uma resistência longitudinal à compressão superior a 0,15  $f_b$ , dada a distribuição dos furos, não são necessários quaisquer ensaios.



### 3.2.5.6 Verificação da Segurança de Paredes de Alvenaria Simples

Deve-se verificar que a carga vertical de cálculo ( $N_{sd}$ ) numa parede de alvenaria deve ser menor ou igual à sua resistência de cálculo ( $N_{rd}$ ), ou seja:

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad (3.10)$$

E  $N_{rd}$  por unidade de comprimento é dada por:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (3.11)$$

Em que:

$t$  : espessura da parede.

$f_k$ : resistência característica à compressão da parede.

$\phi_{i,m}$  : coeficiente de redução da capacidade resistente, função dos efeitos da esbelteza e da excentricidade do carregamento.

$\gamma_m$ : coeficiente parcial de segurança para a alvenaria indicado na Tabela 3.7.

O coeficiente de redução da capacidade resistente pode ser tomado em relação ao topo ou base da parede ( $\phi_i$ ), como também em relação à zona média da parede ( $\phi_m$ ).

Na tabela I em anexo estão organizados os valores de redução na zona média da parede ( $\phi_m$ ).

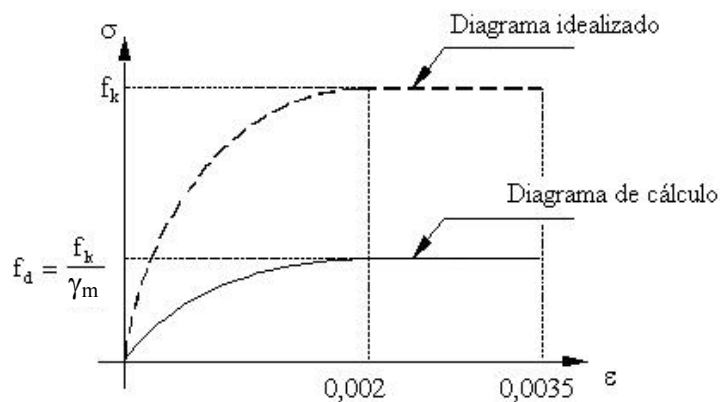
O EC-6:1996 simplifica bastante a verificação ao admitir que as paredes que satisfaçam o estado limite último quando verificadas pela equação (3.11), também satisfazem o estado limite de serviço.

### 3.2.6 Alvenaria Armada

O dimensionamento de elementos de alvenaria armada sujeitos à flexão simples, flexão composta ou esforços axiais devem basear-se nas seguintes hipóteses:

- Seções planas permanecem planas;

- As armaduras sofrem a mesma deformação da alvenaria;
- A resistência à tração da alvenaria é nula;
- As deformações máximas de compressão para a alvenaria e de tração das armaduras são estabelecidas de acordo com os materiais;
- A relação tensão-deformação admite a forma parábola-retângulo;
- Para compressão pura, o encurtamento na seção transversal fica limitado a 0,002, ver Figura 3.3.



**Figura 3.3 - Relação tensão-deformação para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão. EC-6.**

- Quando não ocorrer somente a compressão, o encurtamento máximo é considerado 0,0035;
- O alongamento máximo permitido para a armadura de tração é 0,01.

### **3.2.6.1 Verificação da Segurança de Elementos de Alvenaria Armada Sujeitos à Flexão e/ou Esforço Axial**

Para a verificação em relação aos estados limites últimos, o valor de cálculo da ação atuante,  $S_d$ , deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência do elemento,  $R_d$ .

$$S_d \leq R_d \quad (3.12)$$

Nos locais onde não tenha sido efetuada nenhuma redistribuição de momentos, a razão entre a profundidade da linha neutra e a altura útil não deve ser maior que 0,4.

Para seção retangular simplesmente armada, submetida somente à flexão, o valor de cálculo do momento resistente,  $M_{Rd}$ , é considerado:

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk} z}{\gamma_s} \quad (3.13)$$

$$z = d \left[ 1 - 0,5 \frac{A_s f_{yk} \gamma_m}{bd \cdot f_k \gamma_s} \right] \leq 0,95d \quad (3.14)$$

Em que:

$A_s$ : área da seção transversal de armadura de tração.

$b$ : largura da seção.

$d$ : altura útil da seção.

$f_k$ : valor característico da resistência à compressão da alvenaria ou graute.

$f_{yk}$ : valor característico da tensão de escoamento da armadura.

$\gamma_m$ : coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao graute.

$\gamma_s$ : coeficiente parcial de segurança relativo à armadura.

### 3.2.6.2 Verificação da Segurança de Elementos Submetidos à Força Cortante com a Dispensa de Armaduras

O EC-6:1996 considera a contribuição da alvenaria na resistência ao cisalhamento,  $V_{rd1}$ . Se a força cortante atuante for menor ou igual a esse valor resistente não será necessária a utilização de armaduras transversais.

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (3.15)$$

Sendo:

$V_{sd}$ : valor de cálculo do esforço de corte na face do apoio.

$$V_{rd1} = \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_m} \quad (3.16)$$

Onde:

$V_{rd1}$ : parcela da força cortante resistida pela alvenaria.

b: largura da seção.

d: altura útil.

$f_{vk}$ : valor característico de resistência ao cisalhamento da alvenaria (Tabela 3.8).

$\gamma_m$ : coeficiente parcial de segurança da alvenaria (Tabela 3.7).

### 3.2.6.3 Verificação da Segurança de Elementos com Armadura para Absorção de Esforço Cortante

Nos casos em que não for possível superar a força cortante somente com a contribuição da alvenaria, deve-se verificar a seção com o uso de armaduras transversais.

$$V_{sd} \leq V_{rd1} + V_{rd2} \quad (3.17)$$

$$V_{rd2} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.18)$$

Em que:

d: altura útil da seção.

$A_{sw}$ : área da armadura de esforço cortante.

s: espaçamento da armadura.

$\alpha$ : ângulo de inclinação das armaduras entre 45° e 90°.

$f_{yk}$ : valor característico da tensão de escoamento do aço.

$\gamma_s$ : coeficiente parcial de segurança relativo ao aço.

Deve-se ainda verificar que:

$$V_{rd1} + V_{rd2} \leq \frac{0,30f_k bd}{\gamma_m} \quad (3.19)$$

Onde:

$f_k$ : valor característico da resistência à compressão da alvenaria.

$\gamma_m$ : coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao graute.

O EC-6:1996, assim como a NBR 10837:1989, admite a possibilidade de elementos sem armaduras contra o cisalhamento. Quando estas armaduras são utilizadas, deve haver a verificação da segurança de acordo com a equação (3.19). Na verificação, nota-se a redução, imposta pelo EC-6:1996, do valor resistente da parede ao esforço cortante. RABELO (2004) sugere o aumento da resistência característica à compressão da alvenaria ( $f_k$ ) com o uso de graute ou ainda o acréscimo da espessura da parede, quando a equação (3.19) não for atendida.

### **3.2.6.4 Verificação de Elementos de Alvenaria Armada em Relação aos Estados Limites de Serviço**

As condições apresentadas a seguir visam garantir que, nos elementos de alvenaria armada, não apareçam deformações excessivas ou fendilhamento.

- Deformação:

Se os elementos de alvenaria armada satisfizerem os valores limites para as dimensões, indicados nos itens (a) e (b), admite-se que os deslocamentos laterais em paredes e os verticais em vigas atingem valores aceitáveis.

- Fendilhamento:

Para os elementos sujeitos à flexão, em que são observados os limites impostos nos itens (a) e (b) seguintes, fica assegurado o controle do fendilhamento. Contudo, pode ocorrer fendilhamento visível quando o cobrimento da armadura tracionada

ultrapassar os requisitos mínimos indicados na norma em questão. Assim, cabe ao projetista definir a aceitação em relação a este estado limite de serviço.

(a) Visa garantir a estabilidade lateral de elementos simplesmente apoiados ou contínuos. As proporções apresentadas em (3.20) devem proporcionar adequada restrição lateral, escolhendo-se o menor dos valores:

$$\text{Vão} \leq 60b_c \text{ ou } \frac{250}{d}b_c^2 \quad (3.20)$$

Onde:

d: altura útil.

$b_c$ : largura da zona comprimida a meia distância entre restrições.

(b) O vão do elemento de alvenaria armada deve ser limitado pelo valor obtido da Tabela 3.9.

**Tabela 3.9 – Limite entre o vão e a altura útil para paredes e vigas de alvenaria armada. EC-6.**

Condições de apoio	Razão entre o vão e a altura útil	
	Parede	Viga
<b>Simplesmente apoiada</b>	35	20
<b>Contínua</b>	45	26
<b>Armada em duas direções</b>	45	-
<b>Em balanço</b>	18	7

Notas:

1. Uma parede é um elemento sujeito a flexão lateral e uma viga pode ser parte de uma parede sujeita a flexão no plano da parede.
2. Para paredes isoladas não estruturais e sujeitas predominantemente à ação do vento, os coeficientes indicados para paredes podem ser aumentados em 30%, desde que estas paredes não tenham aplicado um revestimento que possa ser danificado durante a deformação.

### **3.3 Texto Base para Revisão da NBR 10837:1989**

Baseado no método dos estados limites, o texto de revisão possui o mesmo campo de aplicação da NBR 10837:1989.

Estabelece requisitos de qualidade da estrutura, de modo que esta seja projetada para que possa suportar todas as ações que venham a solicitá-la durante sua vida útil.

Quanto às ações, as prescrições da NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas são totalmente aplicáveis. As ações devidas ao vento serão consideradas de acordo com a NBR 6123:1998 – Forças devidas ao vento em edificações.

De acordo com o texto de revisão, as questões relacionadas a impactos de veículos e equipamentos, explosões e colapso progressivo devem ser consideradas, afim de reduzir a probabilidade de danos acidentais em elementos da estrutura e evitar colapsos progressivos, caso ocorram tais danos acidentais.

#### **3.3.1 Propriedades dos Componentes e Materiais**

##### **3.3.1.1 Blocos**

É utilizado o valor característico da resistência à compressão dos blocos, de acordo com a NBR 7184:1992.

Para paredes estruturais, o valor mínimo de resistência para os blocos é de 4 MPa. RAMALHO & CORRÊA (2003) estabelecem valores de eficiência entre a resistência do prisma e a do bloco, que variam de 0,5 a 0,9. Para a mínima resistência do bloco, considerando 0,9 o valor da eficiência prisma-bloco, é obtido como resultado uma resistência de prisma de 3,5 MPa. Esse valor será utilizado para os exemplos apresentados no capítulo 4.

### 3.3.1.2 Propriedades Elásticas da Alvenaria

**Tabela 3.10 – Propriedades elásticas da alvenaria.**

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	$800 f_{pk}$	16 GPa
Módulo de deformação transversal	$360 f_{pk}$	6 GPa
Coefficiente de Poisson	0,2	-

Já o EC-6:1996 recomenda o módulo de deformação longitudinal igual a  $1000 f_k$ . Para verificação de ELS o texto de revisão e o EC-6:1996 recomendam reduzir em 40% o módulo de deformação longitudinal. Com isso, procura-se considerar de forma aproximada o efeito de fissuração da alvenaria.

### 3.3.1.3 Coeficientes de Ponderação das Resistências

**Tabela 3.11 – Valores de  $\gamma_m$ .**

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,5	2,5	1,15
Especiais ou de construção	2,1	2,1	1,15
Excepcionais	2,1	2,1	1,0

Para verificação de ELS deve-se utilizar  $\gamma_m = 1,0$ .

### 3.3.2 Dimensionamento e Verificação da Alvenaria

As prescrições sobre determinação da altura efetiva, espessura efetiva e esbeltez são as mesmas da NBR 10837:1989.

As hipóteses admitidas para dimensionamento de elementos de alvenaria armada submetidos a esforços axiais, a flexão simples e flexão composta são as mesmas do EC-6:1996.



### 3.3.2.1 Resistência de Cálculo em Paredes Submetidas à Compressão Simples

Será considerada a compressão simples em peças onde a excentricidade do carregamento for menor que 5% de sua espessura.

A resistência de cálculo de paredes de alvenaria pode ser obtida pela equação:

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \quad (3.21)$$

Onde:

$N_{rd}$ : normal resistente de cálculo.

$f_d$ : resistência à compressão de cálculo da alvenaria.

A: área da seção resistente.

R: coeficiente redutor devido à esbeltez da parede, definido em 3.1.4.

A contribuição de armaduras existentes deve ser sempre desconsiderada.

### 3.3.2.2 Seções Retangulares Submetidas à Flexão

Segundo o texto de revisão, se uma seção transversal está sujeita a uma força normal de tração, seu efeito pode ser desprezado se o seu valor não supera o limite de 10%  $f_k A$ , sendo  $f_k$  a resistência característica da alvenaria e A a área resistente da seção.

Quando a seção retangular possuir armadura simples, o momento resistente de cálculo se iguala a:

$$M_{rd} = 0,5f_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad (3.22)$$

Onde z é o braço de alavanca e é dado por:

$$z = d \left[ 1 - 0,25 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right] \leq 0,95 \cdot d \quad (3.23)$$

Em que:

$f_{yd}$ : valor de cálculo da tensão de escoamento do aço.

$A_s$ : área de aço.

b: base da seção.

d: altura útil da seção.

Segundo o texto de revisão, não deve ser admitido  $M_{rd}$  superior a  $0,4 f_d b d^2$ .

A verificação de seções com armadura simples ocorre de forma semelhante a realizada através do EC-6:1996. Contudo, o texto de revisão utiliza um coeficiente redutor da tensão de cálculo do aço, (0,5). O uso do coeficiente tem como objetivo aproximar os resultados obtidos com o texto de revisão dos alcançados utilizando-se a NBR 10837:1989.

O texto de revisão ainda considera seções com abas em T ou L, porém estas não serão tratadas neste trabalho.

### 3.3.2.3 Alvenaria Submetida ao Cisalhamento

É mantida a verificação do cisalhamento em termos de tensão, assim, é definida uma tensão convencional de cisalhamento:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \quad (3.24)$$

Onde:

$\tau_{vd}$ : tensão convencional de cisalhamento.

$V_d$ : força cortante de cálculo.

É permitida a dispensa de armaduras quando a tensão convencional não supera as resistências de cálculo correspondentes aos valores característicos indicados na Tabela 3.12.

**Tabela 3.12 – Resistência característica ao cisalhamento.  $f_{vk}$  (MPa).**

Local	$3,0 \leq f_{ak} \leq 5,0$	$f_{ak} \geq 5,0$
<b>Juntas horizontais</b>	$0,15 + 0,6\sigma \leq 1,4$ MPa	$0,35 + 0,6\sigma \leq 1,7$ MPa
<b>Interfaces de paredes com amarração direta</b>	0,35 MPa	0,35 MPa

Onde:

$\sigma$ : tensão normal de pré-compressão.

No caso de elementos submetidos à flexão simples com armaduras longitudinais, a resistência característica ao cisalhamento pode ser estimada por:

$$f_{vk} = (0,35 + 17,5\rho) \quad (3.25)$$

Onde:

$\rho$ : taxa geométrica de armadura da armadura de flexão.

Segundo o texto de revisão, quando forem utilizadas armaduras transversais a tensão convencional de cisalhamento deve atender a expressão:

$$\tau_{vd} \leq 0,8\text{MPa} \quad (3.26)$$

Quando utilizadas, as armaduras de cisalhamento são determinadas descontando-se a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria como mostra a Equação (3.27):

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (3.27)$$

Onde:

$V_a$ : parcela da força cortante absorvida pela alvenaria.

$f_{vd}$ : resistência de cálculo ao cisalhamento.

Para estribos paralelos à direção de atuação da força cortante, a área da armadura de cisalhamento é calculada com a Equação:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5f_{yd} \cdot d} \quad (3.28)$$

Onde:

$V_d$ : força cortante de cálculo.

$s$ : espaçamento da armadura de cisalhamento.

O texto de revisão impõe limite nos valores de tensões de cisalhamento. Caso este limite (0,8 MPa) seja ultrapassado, pode-se alterar a geometria da peça.

### 3.3.2.4 Alvenaria Submetida à Flexão Composta

O texto de revisão fornece as recomendações para o dimensionamento de peças de alvenaria submetidas à flexão composta, com uma excentricidade de carregamento maior que 5% da espessura do elemento estrutural na direção da excentricidade.

Permite a consideração de peças curtas, quando a esbeltez é menor ou igual a 11, e peças longas, no caso de peças com esbeltez maior que 11.

Para peças curtas, pode-se considerar o uso da armadura mínima quando a força normal de cálculo  $N_d$  não excede a resistência de cálculo, Equação (3.29):

$$N_{rd} = f_d \cdot b(h - 2e_x) \quad (3.29)$$

Onde:

b: largura da seção.

h: altura da seção no plano de flexão.

$f_d$ : resistência de cálculo de compressão na flexão.

$e_x$ : excentricidade resultante, com  $e_x \leq 0,5h$ .

Quando a força normal excede o limite obtido com a Equação (3.29), o dimensionamento da seção pode ser estimado com o roteiro apresentado na Tabela IV em anexo.

Para os casos de peças longas, é necessário adicionar os efeitos de segunda ordem, que podem ser estimados através da Equação (3.30):

$$M_{2d} = \frac{N_d (h_{ef})^2}{2000 \cdot t} \quad (3.30)$$

Em que:

$N_d$ : força normal de cálculo.

$h_{ef}$ : altura efetiva da peça comprimida.

t: altura da seção transversal da peça no plano de flexão.

### 3.3.3 Estados Limites de Serviço (ELS)

Estão relacionados à durabilidade, aparência, conforto e funcionalidade da estrutura. O texto de revisão estabelece que devem ser verificados os ELS relativos a:

- Danos localizados que comprometam a durabilidade ou o aspecto estético da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem o uso normal da edificação;
- Vibração excessiva ou que cause desconforto aos usuários.

Também são estabelecidos valores para deslocamentos limites, para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Os deslocamentos finais, onde se incluem os efeitos de fissuração, temperatura, retração e fluência não devem ser maiores que  $L/125$  para peças em balanço e  $L/250$  para os demais casos. Onde  $L$  é o vão livre da viga.

Prevê o uso de contraflechas para que os deslocamentos sejam parcialmente compensados sendo limitadas em  $L/350$ .

Trata, ainda, da translação horizontal relativa de pavimentos vizinhos de um edifício provocada pela ação do vento, limitando-a em  $H/1700$  ou  $H_i/850$ , onde  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  a distância entre os pavimentos vizinhos.

## 3.4 Comentários Gerais Sobre as Normas

O EC-6:1996 e o texto de revisão introduzem maior número de exigências ao se projetar a estrutura. Na fase projeto deve-se determinar as distintas ações que atuam na estrutura, inclusive com valores de combinação, verificar os estados limites a evitar e a consideração de diferentes valores para os coeficientes parciais de segurança. Todas estas considerações, em conjunto com o dimensionamento em função de carregamentos e não em função de tensões torna mais racional o projeto de estruturas de alvenaria.

A princípio, o uso das normas em estados limites possibilita maiores economias em comparação com o uso da NBR 10837:1989. O EC-6:1996 e o texto base de revisão permitem a avaliação mais adequada da estrutura, com melhor conhecimento da

segurança da estrutura. Isto se deve ao método dos estados limites que permite a definição de um critério direto para a resistência e para as condições de serviço das estruturas de alvenaria.

O EC-6:1996 permite até seis combinações para determinação do coeficiente parcial de segurança relativo ao material. As categorias de produção já estão definidas no texto. Já as categorias de execução devem ser definidas de acordo com a realidade de cada país que utiliza estas prescrições normativas.

Com relação aos ELS, o EC-6:1996 recomenda uma avaliação muito simplista e que, geralmente, produz valores exagerados para o vão de vigas, por exemplo. Já a revisão avalia mais adequadamente levando em conta os efeitos da fissuração, temperatura, fluência e retração. E comparando os valores calculados com valores pré-estabelecidos considerados aceitáveis.

# 4 SITUAÇÕES DE PROJETO

---

Neste capítulo serão apresentados exemplos de dimensionamento para diversas situações de projeto, de acordo com a NBR 10837:1989, o EC 6:1996 e o texto base para a revisão da NBR 10837.

## 4.1 Compressão Simples

É a mais simples e importante das solicitações que podem surgir em estruturas de alvenaria. RAMALHO & CORRÊA (2003) afirmam que para edifícios de até seis pavimentos, geralmente esse é o único dimensionamento utilizado.

### 4.1.1 Exemplo A

Dimensionamento de uma parede de alvenaria não-armada, com carga vertical centrada, sendo a parede vinculada no topo e apoiada na base em lajes de concreto armado.

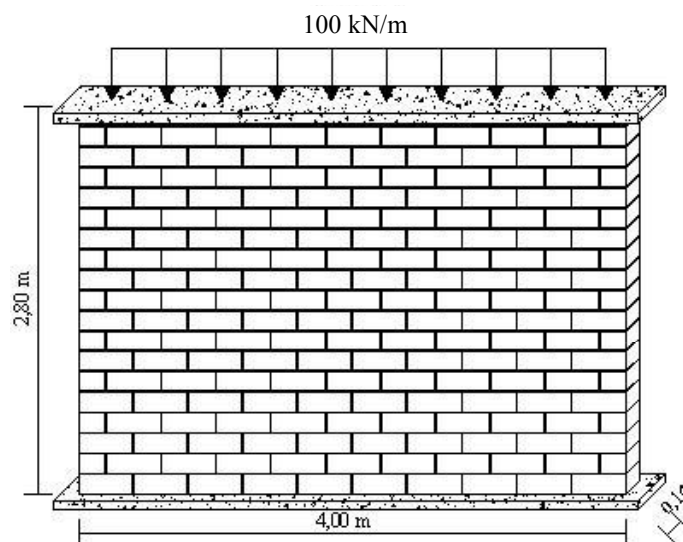


Figura 4.1 – Exemplo de compressão simples

• **Solução - NBR 10837:1989**

Para o problema, a altura efetiva e a espessura efetiva são determinadas de acordo com a NBR 10837:1989.

$$h = h_{ef} = 2,80 \text{ m}$$

$$t = t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

Portanto a esbelteza é:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,80}{0,14} = 20 \text{ caracterizando o limite imposto pela NBR 10837:1989.}$$

Através do cálculo da tensão atuante na parede pode-se estabelecer a resistência mínima do prisma, a seguir:

$$1. \text{ Tensão atuante: } f_{at,c} = \frac{q_N \cdot L}{L \cdot t_{ef}} = \frac{100 \cdot 4,00}{4,00 \cdot 0,14} = 714,3 \text{ kN / m}^2 = 0,72 \text{ MPa}$$

2. A tensão admissível é apresentada na Tabela 3.1. O valor da tensão atuante deve ser igual à tensão admissível para obtenção da resistência mínima do prisma.

$$f_{adm,c} = 0,20f_p \cdot \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right] = f_{at,c}$$

$$0,72 \text{ MPa} = 0,20f_p \cdot \left[ 1 - \left( \frac{2,8}{40 \cdot 0,14} \right)^3 \right]$$

Com a igualdade  $0,72 \text{ MPa} = 0,175f_p$ , determina-se a resistência mínima do prisma em 4,08 MPa.

Atribuindo um valor de eficiência prisma-bloco da ordem de 0,7 encontra-se a resistência mínima do bloco.

$$\eta = \frac{f_p}{f_b} \Rightarrow f_b = \frac{4,08}{0,7} = 5,82 \text{ MPa}$$

A resistência do bloco para esta solicitação deverá ser 6 MPa, conforme o item 5.1 da NBR 6136:1994.



- **Solução – EC 6:1996**

O coeficiente parcial de segurança em relação ao material é definido para a categoria de produção I e categoria de execução C, que de acordo com a Tabela 3.7 resulta em  $\gamma_m = 2,7$ .

O coeficiente parcial para as ações, de acordo com a Tabela 3.6 para ações permanentes é  $\gamma_f = 1,35$ .

A altura efetiva da parede, de acordo com 3.2.5.1 é:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 0,75 \cdot 2,80 = 2,1 \text{ m}$$

A espessura efetiva neste caso é a espessura real da parede.

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

Com estes valores, define-se a esbeltez ( $\lambda \leq 27$ ):

$$\lambda = \frac{2,10}{0,14} = 15$$

Deve ser verificada a segurança da parede em relação aos estados limites últimos, onde  $N_{Sd} \leq N_{Rd}$ . Inicialmente é determinado o coeficiente de redução da capacidade resistente. Entrando com o valor da esbeltez na Tabela I em anexo, determina-se o coeficiente redutor da capacidade resistente:

$$\phi_m = 0,75$$

Em seguida é determinada a resistência de cálculo da parede através da equação (3.11):

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \frac{\phi_{i.m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m}$$
$$100 \cdot 1,35 = \frac{0,75 \cdot 0,14 \cdot f_k}{2,7} \Rightarrow f_k = 3471 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O EC 6:1996 determina que atendendo à essa condição, além da verificação quanto ao estado limite último, admite-se que a parede também satisfaça ao estado limite de serviço.

Para a determinação da resistência necessária ao bloco utiliza-se a equação (3.8):

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Onde  $K = 0,5$  para alvenarias do grupo 2b (Tabela 3.4), este grupo representa os blocos usuais no Brasil.

Deve-se converter a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria para a resistência característica de blocos. Em RABELO (2004) é apresentada a conversão desta unidade.

Normalmente, a resistência usual é a resistência característica dos blocos. Esta deve ser convertida em resistência média. RABELO (2004) considera que a resistência característica à compressão pode ser tomada simplificada como 85 % da resistência média à compressão, ou seja:

$$f_{bk} = 0,85 \cdot f_{bm} \quad \text{ou} \quad f_{bm} = 1,18 f_{bk} \quad (4.1)$$

Com a resistência média definida, resta fazer a conversão para a resistência normalizada à compressão através do fator de conversão  $\delta$ , ver Tabela 3.5.

As dimensões dos blocos deste exemplo são: 140mm x 390mm x 190mm conforme Figura 4.1. Com uma interpolação entre os blocos 150 x 100 e 200 x 150 é obtido  $\delta = 1,24$ . Portanto:

$$f_b = 1,24 \cdot f_{bm} = 1,24 \cdot 1,18 f_{bk} = 1,46 \cdot f_{bk} \quad (4.2)$$

Substituindo a equação (4.2) em (3.8):

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

$$f_k = 1,28 \cdot K \cdot f_{bk}^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (4.3)$$

Resta agora determinar a resistência do bloco que será utilizado na parede. O valor de  $K$  já foi estabelecido anteriormente. A resistência da argamassa será fixada em 80 % da resistência do bloco, conforme sugerido por GOMES (1983), o qual recomenda para a resistência da argamassa, um valor entre 70% a 100% da resistência do bloco. Desta forma:

$$f_k = 1,28 \cdot 0,5 \cdot f_{bk}^{0,65} \cdot (0,8 \cdot f_{bk})^{0,25} \quad (4.4)$$

$$f_k = 0,605 \cdot f_{bk}^{0,90} \quad (4.5)$$

Com  $f_k = 3471 \text{ kN / m}^2 = 3,471 \text{ MPa}$ , determina-se a resistência do bloco:

$$3,471\text{MPa} = 0,605 \cdot f_{bk}^{0,90} \Rightarrow f_{bk} = 6,97\text{MPa}$$

O bloco a ser utilizado será o de 7 MPa.

No dimensionamento segundo o EC 6:1996, há a possibilidade de variação do coeficiente parcial de segurança relativo ao material em função da qualificação e experiência dos responsáveis pela execução e fiscalização dos trabalhos, da verificação das propriedades da argamassa e graute feitos na obra, e da existência de um processo de amassamento da argamassa e de determinação das proporções corretas dos constituintes.

Aproveitando os dados do exemplo A, na Tabela 4.1 estão organizadas as resistências necessárias aos blocos de concreto para as várias categorias de controle de produção e execução apresentadas pelo EC 6:1996.

**Tabela 4.1– Resistências necessárias aos blocos para o exemplo A. (MPa).**

			Categoria de execução		
			A	B	C
Alvenaria	Categoria do controle de produção das unidades.	I	4,16	5,55	6,97
		II	4,99	6,39	7,83

- **Solução – Proposta de Revisão da NBR 10837**

O coeficiente parcial da segurança em relação ao material é definido para combinações normais, ficando estabelecido  $\gamma_m = 2,5$ .

O coeficiente parcial para as ações é  $\gamma_f = 1,35$ .

Primeiramente deve ser verificado que:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

A resistência de cálculo da parede pode ser obtida pela equação (3.21):

$$N_{Rd} = \frac{f_k \cdot A \cdot R}{\gamma_m}$$

Onde:

$f_k$ : resistência característica à compressão da alvenaria;

A: área da seção resistente;

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]: \text{coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.}$$

Para  $h_{ef} = 2,80$  m e  $t = 0,14$  m, a esbeltez da parede é 20, o que caracteriza o limite imposto pelo texto de revisão.

O coeficiente redutor será, portanto:

$$R = 0,875$$

Admite-se que a resistência de cálculo da parede deve ser igual à força normal de cálculo no estado limite último:

Aplicando a igualdade,  $N_{sd} = N_{Rd}$ , na equação (3.21):

$$(100 \cdot 4) \cdot 1,35 = \frac{f_k \cdot (0,14 \cdot 4) \cdot 0,875}{2,5} \therefore f_k = 2755,1 \text{ kN / m}^2 = 2,755 \text{ MPa}$$

A eficiência parede-bloco ( $\eta$ ) deve estar entre os limites:

$$0,4 \leq \eta \leq 0,6$$

Estes valores são sugeridos por RAMALHO & CORRÊA (2003) para paredes executadas com blocos vazados de concreto, não grauteadas e com argamassas usuais.

Considerando um valor intermediário ( $\eta = 0,5$ ), a resistência necessária ao bloco é calculada de acordo com a Equação (3.2):

$$\eta = \frac{f_{par}}{f_b} \therefore f_b = \frac{2,755}{0,5} = 5,51 \text{ MPa}$$

O bloco a ser utilizado é o de 6 MPa.

#### 4.1.2 Exemplo B

Neste exemplo é determinada a capacidade resistente da parede em função das variáveis: resistência do prisma e esbeltez. Desta maneira é avaliado, de forma geral, o comportamento da parede, em termos de capacidade máxima resistente, para as várias normas estudadas neste trabalho.

- **NBR 10837:1989**

De acordo com o limite estabelecido pela norma, os valores de esbeltez variam entre 1 e 20, já a resistência do prisma varia entre 3,5 MPa até 12,5 MPa. Estes valores de resistência de prisma foram determinados com base nos ábacos apresentados em JOAQUIM (1999).

A capacidade resistente da parede é determinada com a expressão que consta na Tabela (3.1):

$$P_{adm} = 0,20 \cdot f_p \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (4.6)$$

- **EC 6:1996**

O EC 6:1996 permite um limite maior para os valores de esbeltez ( $\lambda \leq 27$ ). Foram consideradas duas categorias para a determinação do coeficiente parcial de segurança da alvenaria, uma referente à condição mais favorável, e outra para a condição menos favorável, respectivamente categorias I-A e II-C. O coeficiente parcial de segurança para o carregamento será estimado considerando-se a relação entre as cargas permanentes e variáveis admitida para o carregamento. Observando as tabelas (3.6) e a NBR 8681:2003 o coeficiente é estimado em 1,45. Este valor também será utilizado para o exemplo com a revisão da NBR 10837:1989.

Como a resistência usada é a do prisma ( $f_p$ ), é necessário adaptar o valor para resistência característica da parede. RAMALHO & CORRÊA (2003) sugerem que a razão entre a resistência média da parede e a resistência média do prisma seja 0,7. Assim, basta relacionar o valor médio da resistência da parede com o seu valor característico. Esta relação é encontrada no apêndice A da BS 5628 parte 1 e é fixada em 1,2. Desta forma, pode-se estabelecer que:

$$f_k = \frac{0,7}{1,2} \cdot f_p = 0,583 \cdot f_p \quad (4.7)$$

A capacidade resistente é determinada de acordo com a Equação (3.11). Para que o resultado seja obtido em tensão, a equação deve ser reescrita da seguinte forma:

$$T_k = \frac{0,583 \cdot f_p \cdot \phi_m}{\gamma_m \cdot \gamma_f} \quad (4.8)$$

Onde:

$T_k$ : Valor característico da capacidade resistente.

$\phi_m$ : coeficiente de redução da capacidade resistente para zona média da parede.

- **Proposta de Revisão da NBR 10837**

Os coeficientes parciais de segurança da alvenaria são definidos de acordo com a Tabela (3.11), ou seja, combinações especiais e combinações normais.

Segundo o texto de revisão, a capacidade resistente pode ser determinada pela Equação (3.21). Da mesma forma que no EC 6:1996, a equação é apresentada com adaptações para que o resultado seja expresso em tensões:

$$T_k = \frac{0,583 \cdot f_p \cdot R}{\gamma_m \cdot \gamma_f} \quad (4.9)$$

Todos os parâmetros envolvidos neste exemplo estão organizados na Tabela 4.2 a seguir:

**Tabela 4.2 – Parâmetros do exemplo B**

		$\gamma_m$	$\gamma_f$	$\lambda$	$f_p$ (MPa)
<b>NBR 10837</b>		-	-	1 a 20	3,5 a 12,5
<b>EC 6</b>	Cat. I-A	1,7	1,45	1 a 27	
	Cat. II-C	3,0			
<b>Revisão</b>	Comb. Especiais	2,1	1,45	1 a 20	
	Comb. Normais	2,5			

Os resultados de capacidade resistente para as três normas estudadas estão reunidos em gráficos de superfície, que organizam o critério de resistência das paredes em função das variáveis apresentadas.

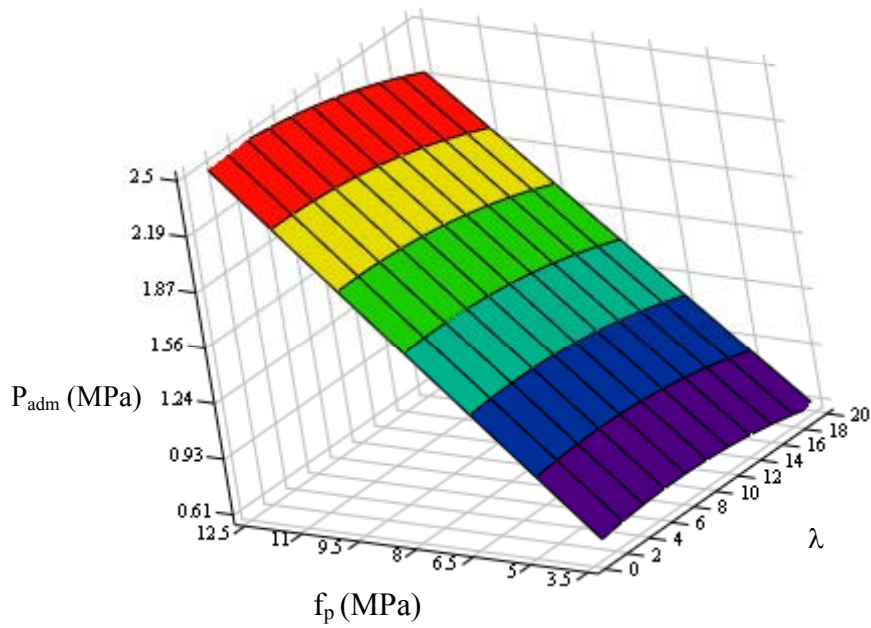


Figura 4.2 – Superfície NBR 10837:1989

Em que:

$\lambda$ : Esbeltez ( $h_{ef}/t_{ef}$ ).

$f_p$ : Resistência do prisma

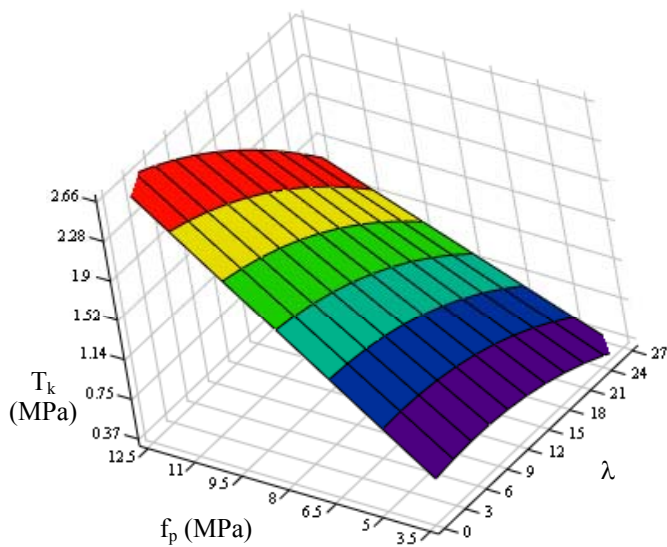


Figura 4.3 – Superfície EC 6:1996 (Categoria I-A)

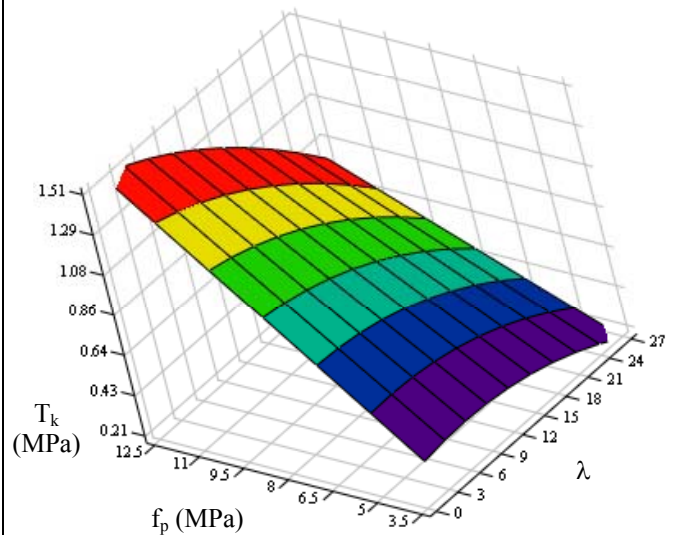


Figura 4.4 – Superfície EC 6:1996 (Categoria II-C)

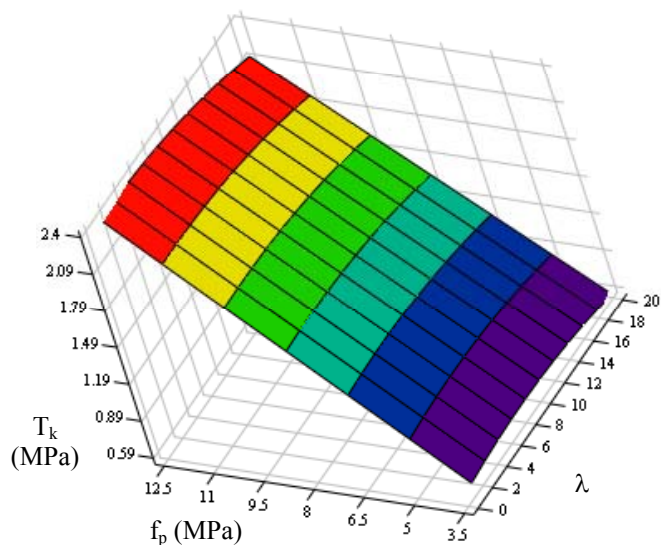


Figura 4.5 – Superfície Revisão (Comb. Especiais)

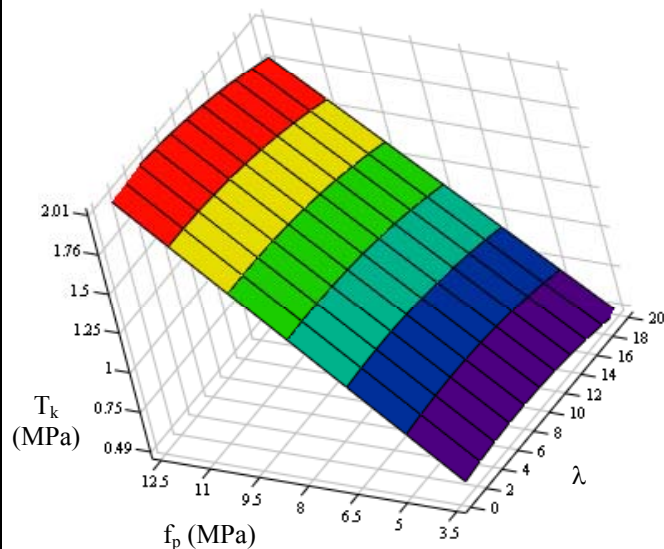


Figura 4.6 – Superfície Revisão (Comb. Normais)

As superfícies de tensões obtidas com a NBR 10837:1989 e o texto de revisão, Figuras 4.2, 4.5 e 4.6, apresentam valores de capacidade resistente constantes para valores de esbeltez em torno de 5. A diminuição da capacidade resistente com o aumento da esbeltez é pequena, e isto ocorre em função da pequena variação do coeficiente redutor em relação a esbeltez, por exemplo para  $\lambda = 20$ ,  $R = 0,875$ .

Já na superfície do EC 6:1996, Figuras 4.3 e 4.4, a queda é mais acentuada em virtude do coeficiente redutor ter maior variação. Em comparação com a NBR 10837:1989, a superfície do EC 6:1996 leva a valores de capacidade resistente maiores para valores de esbeltez menores, porém esse comportamento se inverte à medida que esbeltez aumenta, por exemplo, para a resistência de prisma de 3,5 MPa e esbeltez 20, a capacidade resistente com o EC 6:1996 é 0,52 MPa contra 0,61 MPa da NBR 10837:1989.

Com relação ao texto de revisão, a superfície de tensões é semelhante à NBR 10837:1989, com valores de capacidade resistente próximos. Nota-se, também, que a variação da resistência da parede, quando se muda da situação mais favorável para a menos favorável é menor do que a observada no EC 6:1996.

A seguir são reunidos alguns resultados retirados dos gráficos de superfície.



**Tabela 4.3 – Capacidade resistente (MPa)**

$\lambda$	$f_p = 12,5 \text{ MPa}$					$f_p = 8 \text{ MPa}$					$f_p = 3,5 \text{ MPa}$						
	NBR	EC 6		REVISÃO		NBR	EC 6		REVISÃO		NBR	EC 6		REVISÃO			
		I-A	II-C	C.E	C.N		I-A	II-C	C.E	C.N		I-A	II-C	C.E	C.N		
<b>10</b>	10837	2,46	2,48	1,41	2,36	1,98	10837	1,57	1,59	0,90	1,51	1,27	0,68	0,69	0,39	0,66	0,55
<b>20</b>	10837	2,18	1,86	1,05	2,10	1,76	10837	1,40	1,19	0,68	1,34	1,13	0,61	0,52	0,30	0,59	0,49

## 4.2 Flexão Simples

É comum a verificação e o dimensionamento de elementos de alvenaria solicitados à flexão simples, principalmente em vigas e vergas. Em reservatórios e muros de arrimo, quando os esforços de compressão são pequenos em relação à flexão, o único dimensionamento considerado é para flexão simples.

### 4.2.1 Dimensionamento de Acordo com a NBR 10837:1989

Existem quatro tipos de dimensionamentos possíveis, o balanceado, com seção normalmente armada, com seção superarmada ou com armadura dupla.

O dimensionamento balanceado corresponde ao melhor aproveitamento dos materiais, ocorre quando as tensões no concreto e no aço são as admissíveis. Porém na maioria das vezes só é aplicável quando existe liberdade para alterar a altura.

O dimensionamento inicia-se pela verificação da altura útil necessária ao dimensionamento balanceado, que é determinada através do roteiro apresentado por JOAQUIM (1999):

1. Determina-se a razão de tensões admissíveis ( $m_b$ ) e a razão modular ( $n$ ).

$$m_b = \frac{\bar{f}_s}{\bar{f}_{alv,f}} \quad (4.10)$$

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} \quad (4.11)$$

Onde

$\bar{f}_s$  e  $\bar{f}_{alv,f}$ : são as tensões admissíveis no aço e na alvenaria, respectivamente;

$E_s$  e  $E_{alv}$ : são os módulos de deformação do aço e da alvenaria, respectivamente.

2. Cálculo da posição da linha neutra ( $k_{xb}$ ) e do braço entre as resultantes no aço e na alvenaria ( $k_{zb}$ )

$$k_{xb} = \frac{n}{n + m_b} \quad (4.12)$$

$$k_{zb} = 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad (4.13)$$

3. Cálculo da altura útil para dimensionamento balanceado.

$$d_b = \sqrt{\frac{2}{k_{xb} \cdot k_{zb}} \frac{M}{b \cdot \bar{f}_{alv,f}}} \quad (4.14)$$

Caso a altura disponível seja igual à altura para o dimensionamento balanceado, basta determinar a área de armadura utilizando:

$$A_s = \frac{M}{\bar{f}_s \cdot k_{z,b} \cdot d} \quad (4.15)$$

- **Dimensionamento para seção normalmente armada**

Se a altura disponível é maior do que a necessária para o dimensionamento balanceado,  $d > d_b$ , fica caracterizado o dimensionamento com seção normalmente armada.

Deve ser usado um processo iterativo para a determinação da posição da linha neutra e da área de aço necessária, pois não se conhece, inicialmente, a tensão na alvenaria.

O processo iterativo está organizado na Tabela 4.4, este é encerrado quando ocorre a convergência do parâmetro  $K_{zb}$ .

**Tabela 4.4 – Flexão de seções normalmente armadas. RAMALHO & CORRÊA (2003).**

i	$k_z$	$k_s = \frac{1}{\bar{f}_s k_z}$	$A_s = k_s \frac{M}{d}$	$n\rho = n \frac{A_s}{bd}$	$k_x = -\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n}$	$k_z = 1 - \frac{k_x}{3}$
1	$k_{zb}$	→	→	→	→	→
...	→	→	→	→	→	→

Admite-se que o aço está submetido à tensão admissível e ao final do processo, a tensão atuante na alvenaria pode ser obtida através da equação (4.16):

$$f_{alv} = \frac{2}{k_x k_z} \frac{M}{bd^2} \quad (4.16)$$

- **Dimensionamento superarmado**

Quando a altura útil é menor que a do dimensionamento balanceado,  $d < d_b$ , dimensiona-se observando as seguintes condições:

$$f_{alv} = \bar{f}_{alv,f} \text{ e } f_s \leq \bar{f}_s \quad (4.17)$$

Para estes casos, o dimensionamento será feito com o auxílio da Tabela IIA em anexo.

- **Dimensionamento com armadura dupla**

É uma opção ao dimensionamento superarmado, quando  $d < d_b$ . Neste caso, o dimensionamento será efetuado com o auxílio da Tabela IIB em anexo.

### 4.2.2 Dimensionamento de Acordo com o EC 6:1996

A verificação dos elementos submetidos à flexão deve seguir as recomendações indicadas no item 3.2.6.

O equacionamento para os casos de flexão simples é apresentado em RABELO (2004). O roteiro para dimensionamento pode ser observado na Tabela III em anexo.

### 4.2.3 Dimensionamento com a Proposta de Revisão da NBR 10837

As hipóteses consideradas no projeto de elementos de alvenaria armada são as mesmas encontradas no EC 6:1996. Limitando a relação entre a profundidade da linha neutra e a altura útil, de forma que não ultrapasse 0,4 é possível utilizar o mesmo equacionamento apresentado no dimensionamento segundo o EC 6:1996. Guardando as diferenças em relação aos coeficientes parciais de segurança e verificação dos estados limites de serviço.

### 4.2.4 Exemplo C

Dimensionar a armadura da viga de alvenaria, mostrada na Figura 4.7, submetida a um momento fletor de 4000 kN. cm.

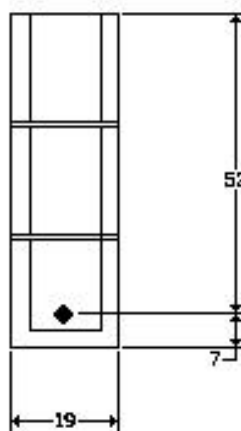


Figura 4.7 – Viga submetida à flexão simples

- **Solução – NBR 10837:1989**

Dados:

$$f_p = 12,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_s = 165 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ Mpa}$$

$$E_{alv} = 800 f_p$$

Com os dados fornecidos pode-se calcular:

$$E_{alv} = 800 \cdot 12,5 = 10000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} = \frac{210000}{10000} = 21,0$$

É preciso determinar a altura útil necessária ao dimensionamento balanceado:

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 \cdot f_p \text{ (Tabela 3.2)}$$

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 \cdot 12,5 = 0,4125 \text{ kN / cm}^2$$

$$m_b = \frac{\bar{f}_s}{\bar{f}_{alv,f}} = \frac{16,5}{0,4125} = 40,0$$

$$k_{xb} = \frac{n}{n + m_b} = \frac{21,0}{21,0 + 40,0} = 0,344$$

$$k_{zb} = 1 - \frac{K_{xb}}{3} = 1 - \frac{0,344}{3} = 0,885$$

$$d_b = \sqrt{\frac{2}{0,344 \cdot 0,885} \cdot \frac{4000}{19 \cdot 0,4125}} = 57,97 \text{ cm}$$

Como a altura útil disponível é menor que a necessária ao dimensionamento balanceado, deve ser usado o dimensionamento para seção com armadura dupla.

Inicialmente determina-se a parcela do momento fletor que é absorvida pela seção, considerando armadura simples e dimensionamento balanceado, conforme Tabela IIB em anexo:

$$M_0 = \bar{f}_{alv,f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} = 0,4125 \cdot \frac{19 \cdot 52^2}{2} \cdot 0,344 \cdot 0,885 = 3225,94 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

A seguir são determinadas as áreas de armadura tracionada ( $A_s$ ) e comprimida ( $A'_s$ ), respectivamente:

$$A_s = \frac{1}{\bar{f}_s \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{\bar{f}_s \cdot (d - d')} = \frac{1}{16,5 \cdot 0,885} \cdot \frac{3225,94}{52} + \frac{4000 - 3225,94}{16,5 \cdot (52 - 7)}$$

$$A_s = 4,25 + 1,04 = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M - M_0}{(d - d')} \cdot \frac{d - x}{x - d'} \cdot \frac{1}{\bar{f}_{s,t}} = \frac{4000 - 3225,94}{(52 - 7)} \cdot \frac{52 - 0,334 \cdot 52}{0,334 \cdot 52 - 7} \cdot \frac{1}{16,5}$$

$$A'_s = 3,48 \text{ cm}^2$$

• **Solução – EC 6:1996**

Informações adicionais:

$$\gamma_m = 2,5 \text{ (ver Tabela 3.7);}$$

$$\gamma_f = 1,35 \text{ (ver Tabela 3.6);}$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

Aço CA-50.

$$f_{yd} = 50/1,15 = 43,5 \text{ KN/cm}^2$$

$K_L = 0,269$ , em função da limitação imposta pela norma ( $x/d \leq 0,4$ ), este valor permanece constante, de acordo com RABELO (2004).

A relação entre resistência do prisma e resistência característica é definida pela Equação (4.7):

$$f_k = \frac{0,7}{1,2} f_p \therefore f_k = 0,583 f_p$$

Para  $f_p = 12,5 \text{ MPa}$ :

$$f_k = 7,29 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{7,29}{2,5} = 2,916 \text{ MPa} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_d = 5400 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

De acordo com a Tabela III em anexo determina-se:

$$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{5400}{0,29 \cdot 19 \cdot 52^2} = 0,362$$

Como  $K > K_L$ , a seção terá armadura dupla, o parâmetro  $K'$  deve ser igual a  $K_L$ .

Portanto:

Armadura tracionada ( $A_S = A_{S1} + A_{S2}$ ):

$$A_{S1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) = \frac{0,362 \cdot 19 \cdot 52}{43,5} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,269}) = 2,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{1 - \frac{d'}{d}} = 8,222 \cdot \frac{(0,362 - 0,269)}{1 - \frac{7}{52}} = 0,883 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 3,51 \text{ cm}^2$$

Armadura comprimida ( $A'_S$ ):

$$n = d'/d = 7/52 = 0,135 < 0,169 \Rightarrow \phi = 1,0 \text{ (CA-50)}$$

$$A'_S = \frac{A_{S2}}{\phi} = 0,88 \text{ cm}^2$$

A verificação da segurança em relação aos estados limites de serviço deve seguir as recomendações encontradas no capítulo 3. Estas se resumem em delimitar o vão máximo da viga e a máxima distância livre entre os elementos que proporcionam restrição lateral.

Com auxílio da Tabela 3.9 o vão máximo para essa viga fica limitado a um valor de 10m, o qual pode ser considerado muito alto, mas segundo o EC 6:1996 desta forma garante-se que os deslocamentos verticais na viga são aceitáveis. Contudo, é preferível adotar os procedimentos do texto de revisão da NBR 10837:1989 que serão apresentados no item seguinte.

- **Solução – Proposta de Revisão da NBR 10837**

Informações adicionais:

$$\gamma_m = 2,5$$

$$\gamma_f = 1,35$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Aço CA-50.

$$f_k = 7,29 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 50/1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = 7,29 / 2,5 = 2,92 \text{ MPa} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$K_L = 0,269$ , em função da limitação imposta ( $x/d \leq 0,4$ ).

A solicitação de cálculo:

$$M_d = 5400 \text{ kN. cm}$$

A partir do momento de cálculo, determina-se o valor de K:

$$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{5400}{0,29 \cdot 19 \cdot 52^2} = 0,362$$

Neste caso será usada armadura dupla e o parâmetro  $K' = K_L$ . Portanto:

Armadura tracionada ( $A_S = A_{S1} + A_{S2}$ ):

$$A_{S1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{0,5 \cdot f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) = \frac{0,29 \cdot 19 \cdot 52}{21,75} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,269}) = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{0,5 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{1 - \frac{d'}{d}} = 13,173 \cdot \frac{(0,362 - 0,269)}{1 - \frac{7}{52}} = 1,415 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 5,62 \text{ cm}^2$$

Armadura comprimida ( $A_{S'}$ ):

$$n = d'/d = 7/52 = 0,135 < 0,169 \Rightarrow \phi = 1,0 \text{ (CA-50)}$$

$$A'_{S'} = \frac{A_{S2}}{\phi} = 1,41 \text{ cm}^2$$



A verificação quanto ao estado limite de deformações excessivas ocorre pela limitação dos deslocamentos finais (efeitos de fissuração, temperatura, retração e fluência), estes deslocamentos não devem ser maiores que  $L/125$  para peças em balanço e  $L/250$  para os outros casos. Considera-se ainda que os deslocamentos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Em seguida é apresentado um quadro comparativo com os resultados das três normas:

**Tabela 4.5 – Quadro comparativo dos resultados do exemplo C.**

	$\gamma_m$	$\gamma_f$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\Delta$ (%) <sup>(1)</sup>	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\Delta$ (%) <sup>(1)</sup>
<b>NBR 10837</b>	-	-	5,29	-	3,48	-
<b>EC 6</b>	2,5	1,35	3,51	- 33,6	0,88	- 74,7
<b>Revisão</b>			5,62	+ 6,24	1,41	- 59,5

(1): variação percentual em relação à área de armadura obtida com a NBR 10837:1989.

#### 4.2.5 Exemplo D

Este exemplo engloba um grande número de casos de vigas submetidas à flexão simples. As variáveis envolvidas no problema são: as resistências de prisma; a altura da viga; o momento fletor atuante e o coeficiente parcial de segurança da alvenaria.

As resistências de prisma são determinadas em 12,5 MPa e 3,5 MPa.

A altura da viga sofreu variação para representar os casos mais comuns de vigas, ou seja, com 1 bloco (19cm) e 3 blocos (59cm).

Para o momento fletor é estabelecido um valor inicial de 500 kN cm, variando em 50 kN cm, com valor máximo de 3050 kN cm.

Os valores e a justificativa para a escolha dos coeficientes parciais de segurança da alvenaria são as mesmas contidas no exemplo B. Já o coeficiente parcial de segurança para o carregamento é tomado considerando-se as ações permanentes, o que corresponde a  $\gamma_f = 1,35$ , tanto para o EC 6:1996 como para o texto de revisão.

Com as variáveis definidas obtiveram-se as áreas de armaduras, tracionada e comprimida para as três normas estudadas. Estes resultados estão organizados em anexo. A partir dos resultados, foi possível organizar ábacos que reunissem as informações em termos de momento reduzido e taxa mecânica de armadura, respectivamente Equações (4.18) e (4.19).

$$\mu = \frac{M}{f_p \cdot b \cdot d^2} \quad (4.18)$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{\bar{f}_s}{f_p} \quad (4.19)$$

Onde:

M: momento atuante.

$f_p$ : resistência do prisma.

$\bar{f}_s$  : tensão admissível no aço (16,5 MPa)

RAMALHO & CORRÊA (2003) apresentam o equacionamento para flexão simples de acordo com a NBR 10837:1989. Para a construção do ábaco foi necessária a adaptação deste equacionamento para obter um valor de momento reduzido em função de uma determinada taxa de armadura. Para o EC 6:1996 e o texto de revisão foi preciso somente adaptar os roteiros em anexo. Os equacionamentos para os ábacos de flexão simples serão descritos a seguir.

- **NBR 10837:1989**

Como visto, a tensão no aço é limitada em 16,5 MPa. RAMALHO & CORRÊA (2003) sugerem para o módulo de elasticidade da alvenaria:

$$E_{alv} = 800 \cdot f_p \quad (4.20)$$

Da Tabela (3.2) para compressão na flexão, a tensão admissível na alvenaria é:

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 \cdot f_p$$

Com o módulo de elasticidade do aço e da alvenaria encontra-se o valor da razão modular, Equação (4.11) e a razão de tensões balanceada, Equação (4.10), respectivamente:

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} = \frac{21000}{800 \cdot f_p} = \frac{26,25}{f_p} \quad (4.21)$$

$$m_b = \frac{\bar{f}_s}{\bar{f}_{alv,f}} = \frac{16,5}{0,33 \cdot f_p} = \frac{50}{f_p} \quad (4.22)$$

Substituindo as Equações (4.21) e (4.22) em (4.12) obtém-se a posição da linha neutra para o dimensionamento balanceado:

$$k_{xb} = \frac{n}{n + m_b} = \frac{\frac{26,25}{f_p}}{\frac{26,25}{f_p} + \frac{50}{f_p}} = 0,344 \quad (4.23)$$

E conseqüentemente, o braço entre as resultantes:

$$k_{zb} = 1 - \frac{k_{xb}}{3} = 0,885 \quad (4.24)$$

Assim, a partir da Equação (4.16) e considerando a máxima tensão na alvenaria, é possível determinar um momento reduzido limite para os casos de armadura simples:

$$\bar{f}_{alv,f} = \frac{2}{k_{xb} k_{zb}} \frac{M}{bd^2} \Rightarrow \frac{M}{f_p \cdot bd^2} = 0,05028 = \mu_L \quad (4.25)$$

Portanto, para  $\mu \leq \mu_L$  somente armadura simples é necessária.

Deve-se buscar, agora, relacionar o momento reduzido com a taxa mecânica de armadura. Primeiramente é estabelecida a relação entre a taxa geométrica e a taxa mecânica da armadura. Essa relação pode ser obtida com base na Equação (4.19) e no algoritmo para determinação de armadura simples da Tabela 4.4.

$$\eta\rho = \eta \frac{As}{bd} \quad (4.26)$$

Substituindo a Equação (4.19) em (4.26):

$$\eta\rho = \eta \cdot \omega \cdot \frac{f_p}{f_s} = \frac{26,25}{f_s} \cdot \omega \cdot \frac{f_p}{16,5} = 1,5909 \cdot \omega \quad (4.27)$$

Para uma seção com armadura simples e considerando-se a resultante de tração na armadura, o momento fletor atuante pode ser escrito como mostra a Equação (4.28):

$$M = f_s \cdot A_s \cdot k_z \cdot d \quad (4.28)$$

Substituindo-a em (4.18), tem-se:

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M}{f_p \cdot b \cdot d^2} = \frac{\bar{f}_s \cdot A_s \cdot k_z \cdot d}{f_p \cdot b \cdot d^2} = \frac{f_s \cdot \rho \cdot k_z \cdot \eta}{26,5} = \frac{16,5 \cdot 1,5909 \omega}{26,5} \cdot k_z \Rightarrow \\ \Rightarrow \mu &= \omega \cdot k_z \end{aligned} \quad (4.29)$$

Portanto, para  $\mu_L = 0,05028$  e  $k_{zb} = 0,885$ :

$$\omega_L = 0,05681 \quad (4.30)$$

Esta é a máxima taxa mecânica para armadura simples. Portanto é possível encontrar um valor de momento reduzido para cada valor de taxa mecânica utilizando-se a Tabela 4.4.

Para  $\mu > \mu_L$  a seção terá armadura dupla. Portanto, é preciso determinar a parcela adicional de armadura na região tracionada e a armadura na região comprimida.

Da Tabela IIB em anexo pode-se retirar esta parcela complementar da armadura tracionada:

$$As_2 = \frac{\Delta M}{\bar{f}_s \cdot (d - d')} = \frac{\Delta M}{f_p \cdot b \cdot d^2} \cdot \frac{f_p \cdot b \cdot d^2}{\bar{f}_s \cdot d \cdot (1 - d'/d)} = (\mu - \mu_L) \cdot \frac{f_p \cdot b \cdot d}{\bar{f}_s \cdot (1 - d'/d)} \quad (4.31)$$

Analogamente a (4.19), é escrita a equação da taxa de armadura complementar:

$$\omega_2 = \frac{As_2}{b \cdot d} \cdot \frac{\bar{f}_s}{f_p} \quad (4.32)$$

Portanto, de (4.31) e (4.32) determina-se a taxa de armadura complementar:

$$\omega_2 = \frac{As_2}{b \cdot d} \cdot \frac{\bar{f}_s}{f_p} = \frac{\mu - \mu_L}{1 - d'/d} \quad (4.33)$$

A taxa de armadura tracionada fica definida como:

$$\omega = \omega_L + \omega_2 \quad (4.34)$$

Resta agora definir a taxa de armadura comprimida da seção. A área de armadura comprimida é determinada por:

$$A'_s = \frac{M - M_0}{(d - d')} \cdot \frac{d - x}{x - d'} \cdot \frac{1}{\bar{f}_{s,t}} = \frac{\Delta M}{\bar{f}_s \cdot (d - d')} \cdot \frac{d - x}{x - d'} \quad (4.35)$$

Sendo que:

$$\frac{d - x}{x - d'} = \frac{d(1 - K_x)}{d\left(\frac{x}{d} - \frac{d'}{d}\right)} = \frac{1 - k_x}{K_x - \frac{d'}{d}} \quad (4.36)$$

Com (4.31), (4.32) e (4.33) determina-se a taxa mecânica da armadura comprimida:

$$A'_s = As_2 \cdot \frac{1 - k_x}{k_x - \frac{d'}{d}} \quad (4.37)$$

Sabendo que  $k_x = k_{xb} = 0,344$ :

$$\omega' = \omega_2 \cdot \frac{1 - 0,344}{0,344 - \frac{d'}{d}} = \omega_2 \cdot \frac{0,656}{0,344 - d'/d} \quad (4.38)$$

Para elaboração do ábaco, as Equações (4.33) e (4.38) são organizadas da seguinte forma:

$$\mu = 0,05028 + (\omega - 0,05681) \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \quad (4.39)$$

$$\omega' = (\omega - 0,05681) \cdot \frac{0,656}{0,344 - d'/d} \quad (4.40)$$

- **EC 6:1996**

Com base na Tabela III em anexo é preciso organizar o roteiro de dimensionamento para também expressar os resultados em termos de momento reduzido e taxa mecânica de armadura. Da Tabela III observa-se que  $K$  é função dos coeficientes de segurança e que a resistência de cálculo pode ser relacionada com a resistência do prisma, conforme a Equação (4.7). Desta forma o parâmetro pode ser escrito como:

$$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{\gamma_f \cdot \gamma_m}{0,583} \cdot \frac{M}{f_p \cdot b \cdot d^2} \quad (4.41)$$

Atribuindo que:

$$\beta = \frac{\gamma_f \cdot \gamma_m}{0,583} \quad (4.42)$$

É possível obter valores de  $\beta$  para os diversos valores de coeficientes de segurança. Para as categorias I-A ( $\gamma_m = 1,7$ ) e II-C ( $\gamma_m = 3$ ), os valores de  $\beta$  são respectivamente 3,937 e 6,947. Assim a Equação (4.41) reduz-se a:

$$K = \beta \cdot \mu \quad (4.43)$$

O valor máximo de  $K$  para armadura simples é 0,269 ( $K_\ell = 0,269$ ).

Portanto, podem ser definidos dois valores de  $\mu_L$  para o EC 6:

$$\text{Cat. I-A: } \mu_L = 0,0683 \quad (4.44)$$

$$\text{Cat. II-C: } \mu_L = 0,0387 \quad (4.45)$$

Para a taxa de armadura, primeiramente deve-se relacionar a tensão de escoamento do aço ( $f_{yd}$ ) com a tensão admissível ( $\bar{f}_s$ ):

$$\frac{f_{yd}}{43,47} = \frac{\bar{f}_s}{16,5} \Rightarrow f_{yd} = 2,635 \cdot \bar{f}_s \quad (4.46)$$

A taxa de armadura é definida como:

$$\omega^* = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b \cdot d} = 4,5197 \cdot \gamma_m \cdot \frac{A_s \cdot \bar{f}_s}{f_p \cdot b \cdot d} \quad (4.47)$$

Substituindo (4.19) em (4.47):

$$\omega^* = 4,52 \cdot \gamma_m \cdot \omega \quad (4.48)$$

Observando-se que:

$$\begin{aligned} \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b \cdot d} &= (1 - \sqrt{1 - 2K}) \Rightarrow 4,52 \cdot \gamma_m \cdot \omega = (1 - \sqrt{1 - 2\beta \cdot \mu}) \Rightarrow \\ \omega &= \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\beta \cdot \mu})}{4,52 \cdot \gamma_m} \end{aligned} \quad (4.49)$$

Determina-se a taxa de armadura limite para consideração de armadura simples:

$$\text{Cat. I-A: } \omega_L = 0,0417 \quad (4.50)$$

$$\text{Cat. II-C: } \omega_L = 0,0236 \quad (4.51)$$

Devem ser analisados os casos em que  $\mu > \mu_L$ . Desta forma é definida uma taxa de armadura complementar:

$$\begin{aligned} \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b \cdot d} &= \frac{(K - K_L)}{1 - \frac{d'}{d}} \Rightarrow 4,52 \cdot \gamma_m \cdot \omega_2 = \frac{(\beta\mu - \beta\mu_L)}{1 - \frac{d'}{d}} \Rightarrow \\ \omega_2 &= \frac{\beta(\mu - \mu_L)}{4,52 \cdot \gamma_m \cdot (1 - d'/d)} \end{aligned} \quad (4.52)$$

E também se define a taxa de armadura comprimida:

$$A'_s = \frac{A_{s2}}{\phi} \Rightarrow \omega' = \frac{\omega_2}{\phi} = \frac{(\omega - \omega_L)}{\phi} \Rightarrow \quad (4.53)$$

Para elaboração do ábaco, as Equações (4.52) e (4.53) são organizadas de forma semelhante à NBR 10837:1989.

1. Categoria de produção I e categoria de execução A:

$$\mu = \frac{0,269 + (\omega - 0,0417) \cdot [7,684 \cdot (1 - d'/d)]}{3,937} \quad (4.54)$$

$$\omega' = \frac{(\omega - 0,04167)}{\phi} \quad (4.55)$$

2. Categoria de produção II e categoria de execução C:

$$\mu = \frac{0,269 + (\omega - 0,0236) \cdot [13,56 \cdot (1 - d'/d)]}{6,947} \quad (4.56)$$

$$\omega' = \frac{(\omega - 0,0236)}{\phi} \quad (4.57)$$

$\phi$ : é determinado conforme Tabela I em anexo. Para os valores de  $d'/d$  podem ser adotados os usuais dos livros de concreto, ou seja: 0,05; 0,10; 0,15; 0,20.

- **Proposta de Revisão da NBR 10837**

O procedimento é o mesmo do EC 6:1996, porém é preciso refazer a relação entre a tensão de escoamento e a tensão admissível para levar em consideração o coeficiente redutor da tensão no aço:

$$\frac{f_{yd}}{0,5 \cdot 43,47} = \frac{\bar{f}_s}{16,5} \Rightarrow f_{yd} = 1,318 \cdot \bar{f}_s \quad (4.58)$$

São definidos dois valores de  $\mu_L$  para o texto de revisão:

$$\text{Combinações especiais: } \mu_L = 0,0553 \quad (4.59)$$

$$\text{Combinações normais: } \mu_L = 0,0465 \quad (4.60)$$



E a taxa de armadura limite para consideração de armadura simples:

$$\text{Combinações especiais: } \omega_L = 0,0674 \quad (4.61)$$

$$\text{Combinações normais: } \omega_L = 0,0567 \quad (4.62)$$

Para os casos em que  $\mu > \mu_L$  são consideradas as duas combinações das ações.

1. Combinações especiais:

$$\mu = \frac{0,269 + (\omega - 0,0674) \cdot [4,748 \cdot (1 - d' / d)]}{4,863} \quad (4.63)$$

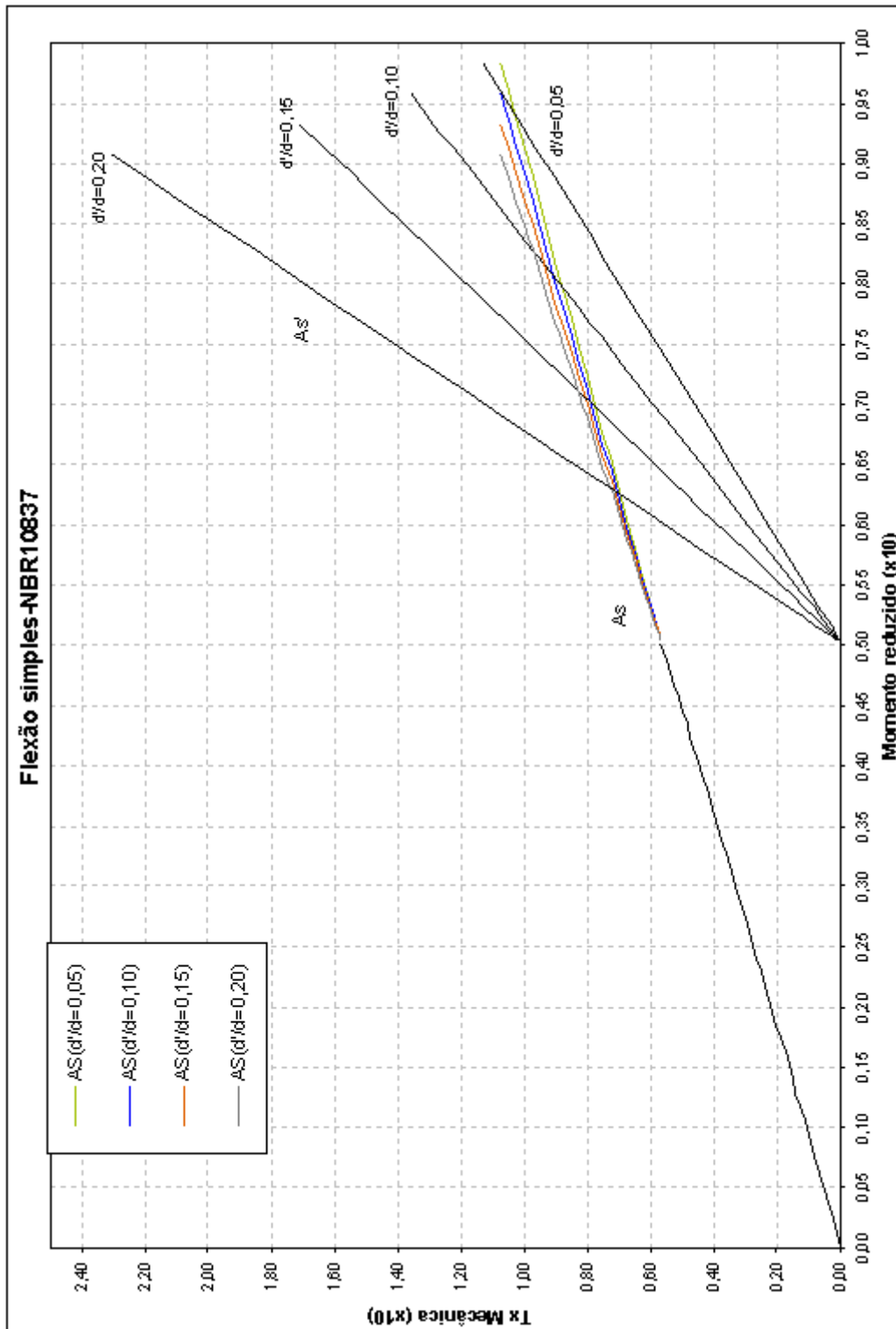
$$\omega' = \frac{(\omega - 0,0674)}{\phi} \quad (4.64)$$

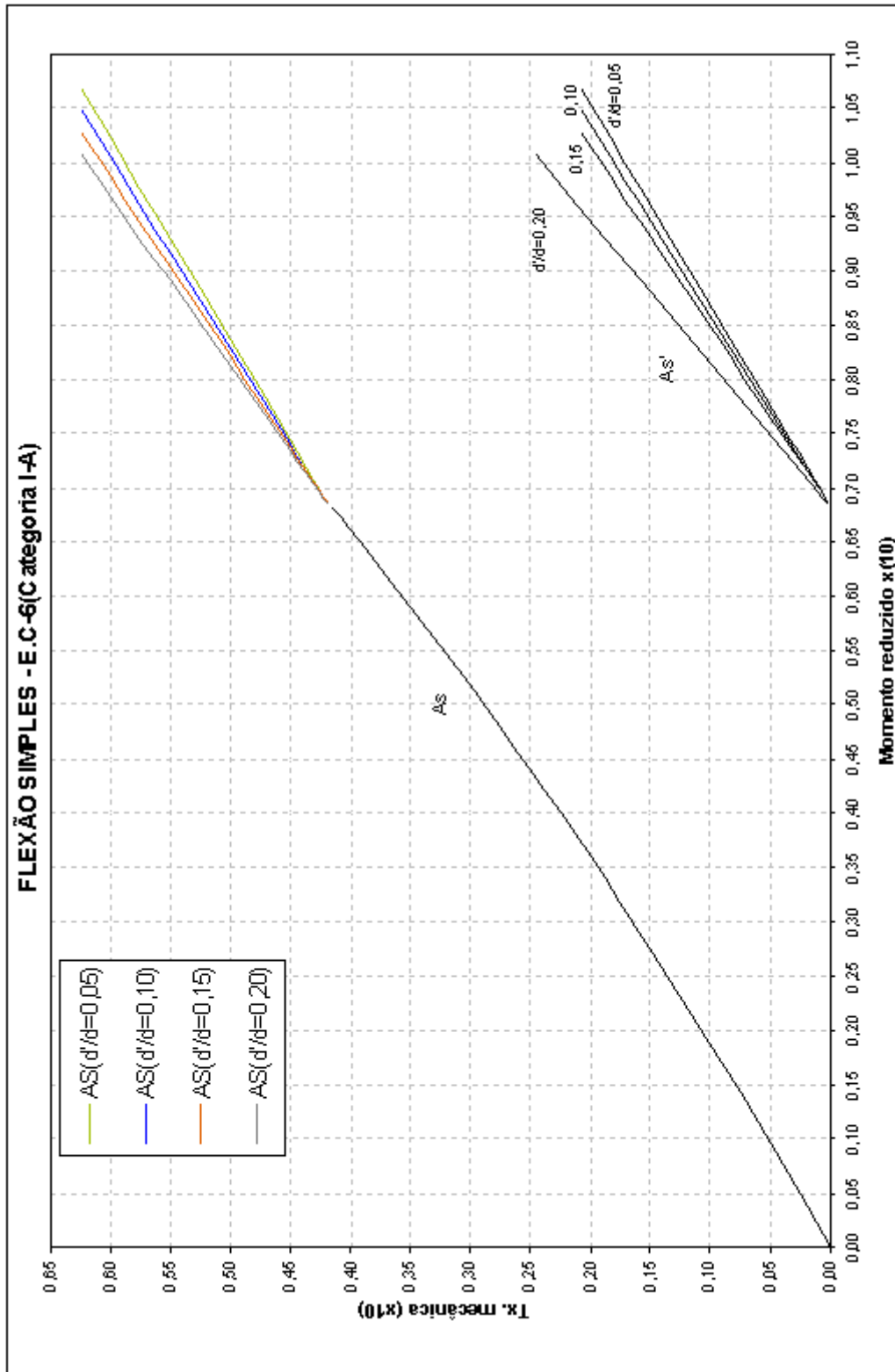
2. Combinações normais

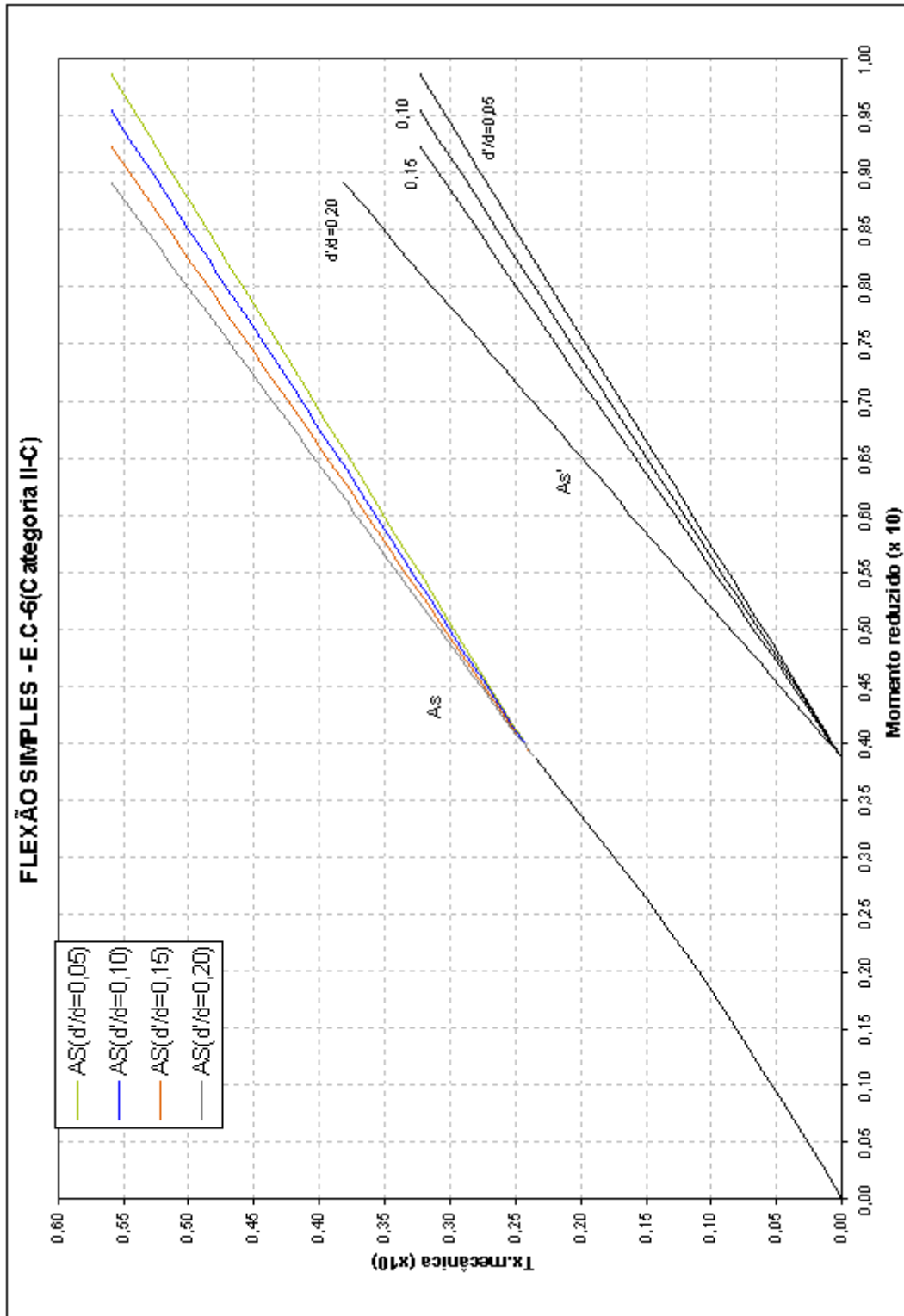
$$\mu = \frac{0,269 + (\omega - 0,0567) \cdot [5,653 \cdot (1 - d' / d)]}{5,789} \quad (4.65)$$

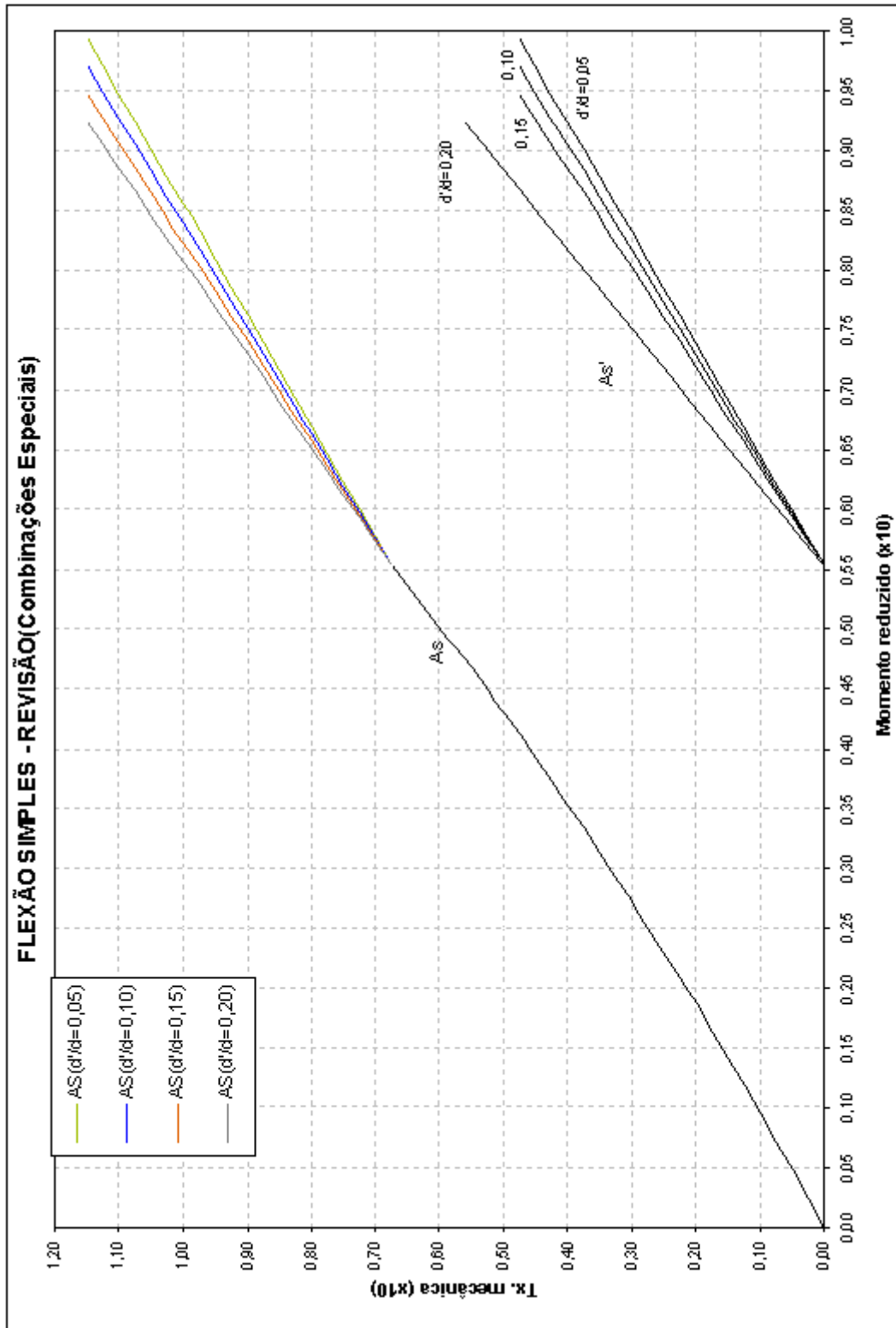
$$\omega' = \frac{(\omega - 0,0567)}{\phi} \quad (4.66)$$

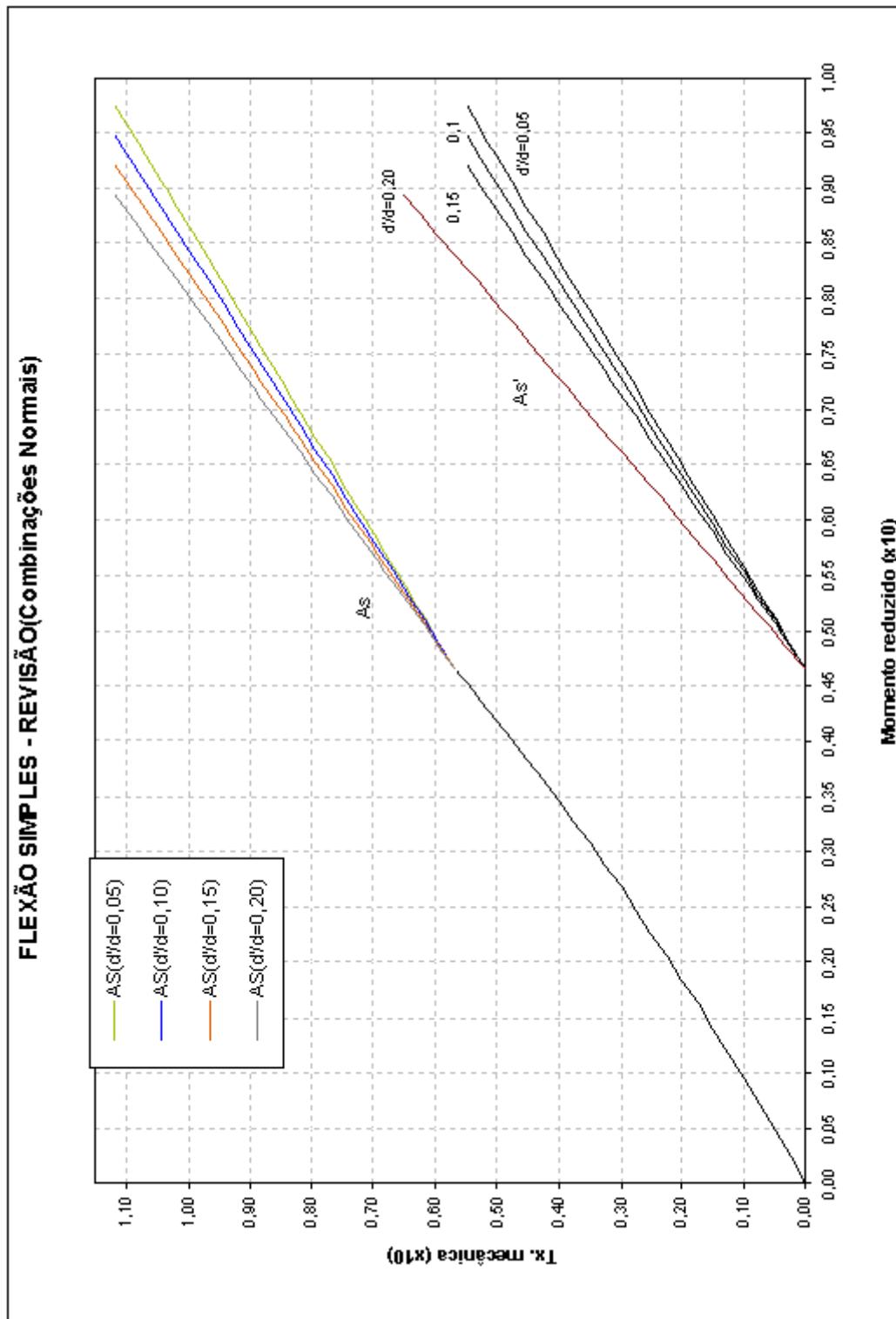
Com base nas equações anteriores são apresentados os ábacos de flexão simples para NBR 10837:1989, EC 6:1196 e o texto de revisão:











Com base nos ábacos, é mostrado um comparativo das áreas de armadura de tração para uma viga submetida a um momento fletor de 1000 kN cm. As armaduras são calculadas tomando-se  $d'/d = 0,10$  com  $d' = 5$  cm e  $b = 14$  cm. Os resultados estão dispostos nas Tabelas 4.6, 4.7 e 4.8, a seguir.

**Tabela 4.6 - Área de armadura longitudinal.  $f_p = 12,5$  MPa.**

		$\mu$	$\omega$	$\omega'$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
<b>NBR 10837</b>		0,0229	0,0250	-	1,33	-
<b>EC 6</b>	Cat. I-A		0,0123	-	0,65	-
	Cat. II-C		0,0129	-	0,68	-
<b>REVISÃO</b>	C. Especiais		0,0250	-	1,33	-
	C. Normais		0,0252	-	1,34	-

**Tabela 4.7 - Área de armadura longitudinal.  $f_p = 8,0$  MPa.**

		$\mu$	$\omega$	$\omega'$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
<b>NBR 10837</b>		0,0357	0,0396	-	1,35	-
<b>EC 6</b>	Cat. I-A		0,0198	-	0,67	-
	Cat. II-C		0,0214	-	0,73	-
<b>REVISÃO</b>	C. Especiais		0,0405	-	1,37	-
	C. Normais		0,0414	-	1,41	-

**Tabela 4.8 - Área de armadura longitudinal.  $f_p = 3,5$  MPa.**

		$\mu$	$\omega$	$\omega'$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
<b>NBR 10837</b>		0,0816	0,0916	0,0935	1,36	1,39
<b>EC 6</b>	Cat. I-A		0,0493	0,0076	0,73	0,11
	Cat. II-C		0,0480	0,0244	0,71	0,36
<b>REVISÃO</b>	C. Especiais		0,0973	0,0299	1,44	0,44
	C. Normais		0,0967	0,040	1,43	0,59

Para resistências de prisma de 12,5 e 8 MPa a área de armadura obtida com a NBR 10837:1989 e o texto de revisão são em torno de 2 vezes maiores do que a calculada com o EC 6:1996.

Para resistência de prisma 3,5 MPa, os valores obtidos com o texto de revisão proporcionam uma economia importante em relação a área de armadura calculada com a

NBR 10837:1989. Isso se deve à maior importância da capacidade portante do aço para baixos valores de resistência de prisma. Com resistência de prisma pequena, é menor a parcela de momento fletor absorvida considerando armadura simples e dimensionamento balanceado, portanto, há um maior aumento da armadura de compressão para a NBR 10837:1989. O maior aproveitamento da tensão do aço ( $f_{yd} = 21,7 \text{ kN/cm}^2$ ) por parte do texto de revisão, proporciona uma redução para as armaduras de compressão, em torno de 2,3 vezes em relação à NBR 10837:1989.

### 4.3 Cisalhamento

Embora o cisalhamento geralmente ocorra em conjunto com o momento fletor, nos exemplos será considerado isoladamente. As vigas, vergas e paredes que fazem parte do sistema de contraventamento são sempre verificadas quanto a esta solicitação. O cálculo da área de armadura para absorver o cisalhamento é desenvolvido com base na analogia de treliça e, nos exemplos, admite-se que as armaduras transversais sejam ortogonais ao eixo do elemento estrutural.

#### 4.3.1 Exemplo E

Dimensionar as armaduras de cisalhamento para a viga da Figura 4.8:

Dados:

$$f_p = 9 \text{ MPa}$$

Aço CA-50A

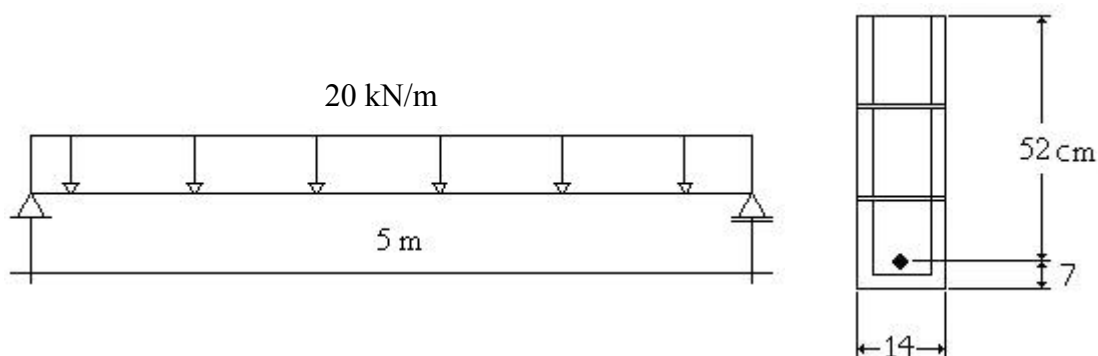


Figura 4.8 – Segundo exemplo de cisalhamento.



- **Solução – NBR 10837:1989**

$V = 20 \text{ kN} / \text{m} \cdot 5 \text{ m} = 100 \text{ kN} / 2 = 50 \text{ kN}$  em cada apoio.

Para vigas fletidas sem armaduras (Tabela 3.2):

$$\bar{f}_{\text{cis1}} = 0,09 \sqrt{f_p} \leq 0,35 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{f}_{\text{cis1}} = 0,27 \text{ MPa} = 0,027 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Para vigas fletidas com armaduras (Tabela 3.2):

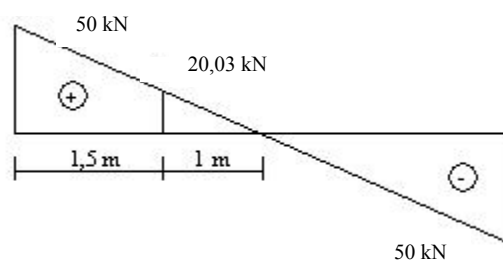
$$\bar{f}_{\text{cis2}} = 0,25 \sqrt{f_p} \leq 1,00 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{f}_{\text{cis2}} = 0,75 \text{ MPa} = 0,075 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Pode-se determinar a máxima força cortante que pode ser absorvida pela alvenaria sem armaduras de cisalhamento ( $V_1$ ) e a força cortante admissível na alvenaria ( $V_2$ ).

$$V_1 = \bar{f}_{\text{cis1}} \cdot b \cdot d = 0,027 \cdot 14 \cdot 53 = 20,03 \text{ kN}$$

$$V_2 = \bar{f}_{\text{cis2}} \cdot b \cdot d = 0,075 \cdot 14 \cdot 53 = 55,65 \text{ kN}$$

A seguir é apresentado o diagrama de esforço cortante, com a indicação do trecho da viga onde não será necessária a armadura de combate ao cisalhamento, pois nessa região  $V < V_1$ .



**Figura 4.9 – Diagrama de esforço cortante.**

Na região da viga em que a força cortante é inferior a 20,03 kN não serão usadas armaduras de cisalhamento. Basta determinar os estribos necessários para a região correspondente a  $V = 50 \text{ kN}$ .

$$A_{sw,\alpha} = \frac{V_s \cdot s}{f_{s,t} \cdot d} = \frac{50 \cdot 100}{16,5 \cdot 53} = 5,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Com estribos de dois ramos pode-se escolher por  $\phi$  10 mm a cada 20 cm, conforme Figura 4.10.

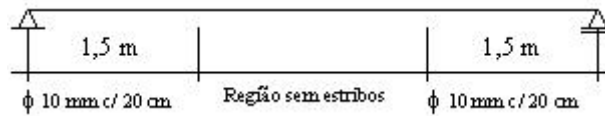


Figura 4.10 – Armaduras para a viga do exemplo E.

- Solução – EC 6:1996

Dados adicionais:

$$\gamma_f = 1,35$$

$$\gamma_m = 2,2$$

$$f_{vk} = 0,1 \text{ kN} / \text{cm}^2 \text{ (ver Tabela 3.8)}$$

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_p = 9 \text{ MPa}$$

$$f_k = 5,25 \text{ MPa}$$

O dimensionamento inicia-se com a verificação da segurança desprezando-se a armadura de esforço cortante. A resistência característica ao cisalhamento da alvenaria é determinada conforme Tabela 3.8. Neste exemplo será utilizado o  $f_{vk} = 1 \text{ MPa}$ , abaixo do limite determinado pelo EC 6:1996 para a classe de argamassa M2,5 a M9.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{sd} = (20 \cdot 5 / 2) \cdot 1,35 = 67,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_m} = \frac{0,1 \cdot 14 \cdot 52}{2,2} \therefore V_{Rd1} = 33,1 \text{ kN}$$

Como  $V_{sd}$  é maior que  $V_{Rd1}$  será necessário utilizar armaduras de combate ao cisalhamento. A verificação levando em conta a armadura inclui a capacidade resistente da alvenaria e a contribuição das armaduras, como mostrado abaixo:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

Fazendo:

$$67,5 \text{ kN} - 33,1 \text{ kN} = V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 34,4 \text{ kN}$$

Em seguida é preciso verificar em relação à (3.19):

$$V_{rd1} + V_{rd2} \leq \frac{0,30f_k b d}{\gamma_m} \Rightarrow 67,5 \leq \frac{0,30 \cdot 0,5247 \cdot 14 \cdot 52}{2,2} = 52,1 \text{ kN}$$

Neste caso existem algumas soluções que podem ser tomadas. Pode-se aumentar a resistência característica ou aumentar uma das dimensões da viga. A opção mais apropriada, neste caso, é a de modificar sua geometria aumentando a altura útil com a introdução de mais um bloco, esta passando a ser  $d = 72 \text{ cm}$ .

$V_{Rd1}$  e  $V_{Rd2}$  passam a ser, respectivamente:

$$V_{Rd1} = 45,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 21,7 \text{ kN}$$

Substituindo-se  $V_{Rd2}$  na equação (3.18):

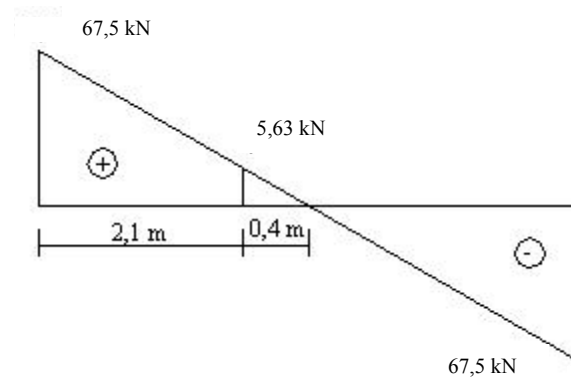
$$V_{rd2} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \Rightarrow 21,7 = 0,9 \cdot 72 \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{50}{1,15} (1 + 0) \Rightarrow$$

$$A_{Sw} = \frac{21,7 \cdot 100}{0,9 \cdot 72 \cdot \frac{50}{1,15}} = 0,77 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura mínima exigida é:

$$A_{Sw(\text{mín})} = \frac{0,1\% \cdot b \cdot d}{l} = \frac{0,001 \cdot 14 \cdot 72}{5} \Rightarrow \frac{A_{Sw(\text{mín})}}{\text{m}} = 0,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura mínima equivale a uma força cortante de 5,64 kN. O EC 6:1996 recomenda que a armadura deve ser mantida ao longo de todo o vão da viga, com área mínima não inferior a 0,1% da seção transversal da alvenaria.



**Figura 4.11 – Diagrama de esforço cortante.**

Poderiam ser usados estribos  $\phi$  3.2. Porém, será seguida a recomendação da NBR 6118:2003 de que o diâmetro mínimo utilizado seja de 5 mm para estribos. Assim serão usados estribos de 5 mm de diâmetro com espaçamento de 20 cm ao longo de todo o vão da viga, já que o trecho de armadura mínima é bastante reduzido, como pode ser visto na Figura 4.11.

Ainda segundo o EC 6, o espaçamento máximo dos estribos não deve ser superior a  $0,75d$  ou 30 cm, o que for menor.

- **Solução – Proposta de Revisão da NBR 10837**

Dados:

$$\gamma_f = 1,35$$

$$\gamma_m = 2,5$$

A força cortante de cálculo será a mesma da solução anterior:

$$V_d = 67,5 \text{ kN}$$

A resistência característica de cisalhamento é determinada através da Tabela 3.12. Será usado o mesmo valor da solução com o EC 6:1996, para tornar mais consistente a comparação entre os resultados, ou seja  $f_{vk} = 1 \text{ MPa}$ , abaixo do limite estipulado pelo texto de revisão (1,7 MPa).

$$V_{rd} = 1 / 2,5 = 0,4 \text{ MPa} = 0,04 \text{ kN/cm}^2.$$

Em seguida define-se a tensão de cisalhamento atuante na viga:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{67,5 \text{ kN}}{14 \text{ cm} \cdot 52 \text{ cm}} = 0,093 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

O texto base para revisão da norma recomenda que a tensão convencional de cisalhamento deva ser menor ou igual a 0,8 MPa, quando forem usadas armaduras transversais. Portanto, optou-se por modificar a geometria da viga para atender esta recomendação. Adotando-se o mesmo critério da solução com o EC 6:1996, a altura útil da viga será aumentada com a inclusão de mais um bloco canaleta, passando a ser de 72 cm.

A nova tensão de cisalhamento será:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{67,5 \text{ kN}}{14 \text{ cm} \cdot 72 \text{ cm}} = 0,67 \text{ MPa} = 0,067 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

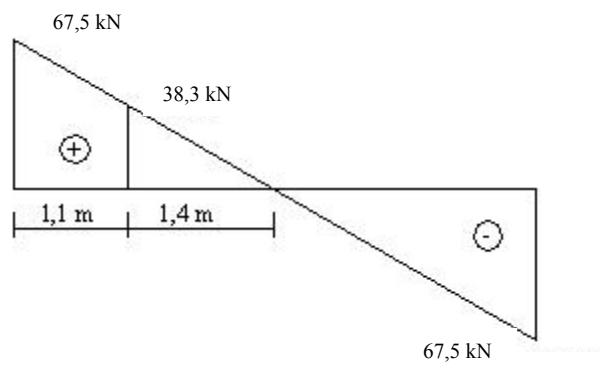
Agora, deve ser calculada a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d = 0,04 \cdot 14 \cdot 72 = 40,32 \text{ kN}$$

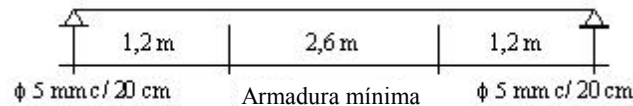
Descontando-se a parcela da força cortante resistida pela alvenaria, determina-se a armadura de cisalhamento:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{(67,5 - 40,32) \cdot 100}{0,5 \cdot 43,48 \cdot 72} \therefore A_{sw} = 1,74 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A distribuição dos estribos é apresentada na Figura 4.13.



**Figura 4.12 - Diagrama de esforço cortante.**



**Figura 4.13 – Distribuição das armaduras para a viga do exemplo E.**

Quanto aos deslocamentos limites, o texto de revisão limita o valor máximo para esta viga em 2 cm. Seguindo as recomendações do texto de revisão para verificação do ELS ( $E = 480 f_p$ ), é calculado o valor da flecha na viga:

$$a = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 20 \text{ kN/m} \cdot (5 \text{ m})^4}{384 \cdot 480 \cdot 9000 \text{ kN/m}^2 \cdot \left[ \frac{0,14 \text{ m} \cdot (0,52 \text{ m})^3}{12} \right]} = 2,2 \text{ cm}$$

Com o valor de flecha máxima um pouco acima do limite considerado pelo texto de revisão, o mais recomendável seria aumentar a resistência do prisma. Supondo uma resistência de prisma de 12,5 MPa a flecha reduzir-se-ia a 1,6 cm.

Ao se utilizarem armaduras de cisalhamento, o texto de revisão da NBR 10837 limita a tensão cisalhante em 0,8 MPa. O EC 6:1996 também impõe uma limitação da força cortante atuante na alvenaria. No exemplo E, a limitação imposta pelas duas normas citadas causou uma modificação na geometria da viga, aumentando sua seção.

Complementando o exemplo E serão consideradas duas seções diferentes para a viga, bem como três diferentes carregamentos. Os resultados estão organizados na Tabela 4.9, desconsiderando-se a limitação do esforço cortante existente no EC 6:1996 e o limite de tensão de cisalhamento prescrito na NBR 10837:1989 e no texto de revisão. O que se pretende é a comparação entre as armaduras de cisalhamento necessárias para cada caso de carregamento nas duas seções estudadas.

Tabela 4.9 – Comparação de dimensionamentos  $f_p = 12,5$  MPa.

		$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> / m)				
b x d (cm)	V (kN)	NBR 10837	EC 6		REVISÃO	
			Cat.I-A	Cat.II-C	C. especiais	C. normais
(14 x 34)	40	7,13	1,95	2,87*	4,24*	4,73*
	50	8,91*	2,97*	3,88*	6,07*	6,56*
	60	10,70*	3,98*	4,90*	7,89*	8,38*
(14 x 54)	40	4,49	0,45	1,36	1,53	2,02
	50	5,61	1,09	2,00*	2,68*	3,17*
	60	6,73	1,73	2,64*	3,83*	4,32*
(14 x 74)	40	3,28	0,21	0,67	0,29	0,78
	50	4,10	0,23	1,14	1,13	1,62
	60	4,91	0,69	1,60*	1,97	2,46

\* Estes valores correspondem a uma força cortante acima do limite imposto pelas normas, na prática deve-se alterar a geometria da viga para atender a estas limitações.

Deve ser acrescentado ainda que o EC 6:1996 e o texto de revisão recomendam que, se forem necessárias armaduras de cisalhamento, estas deverão estar dispostas em todo o vão da viga, com um valor não menor que o da armadura mínima.

#### 4.3.2 Exemplo F

Neste exemplo são analisados os casos de alvenaria não-armada e armada, em vigas e paredes. Para uma melhor comparação com a NBR 10837:1989, os resultados obtidos estão no formato de tensão de cisalhamento. Esta tensão é determinada em função da classe de resistência da argamassa e da pré-compressão para a alvenaria não-armada. Já para a armada, para cada valor de tensão de cisalhamento há uma taxa de armadura correspondente. Ainda com relação à alvenaria armada são tratados em

separado vigas e paredes, pois para as vigas a pré-compressão pode ser considerada nula, o que não ocorre nas paredes.

#### 4.3.2.1 Alvenaria Não-Armada

- **NBR 10837:1989**

A norma impõe dois limites absolutos para tensão de cisalhamento, em função de duas classes de argamassa (ver Tabela 3.1). Não leva em consideração a tensão normal de pré-compressão na junta de argamassa. Portanto a resposta é constante para cada intervalo de resistência.

- **EC 6:1996**

Para a determinação da resistência característica ao esforço cortante na alvenaria não-armada ( $f_{vk}$ ), admite-se uma parcela de resistência sob compressão nula ( $f_{vko}$ ) e outra considerando parte da tensão normal de pré-compressão nas juntas ( $\sigma$ ), ver Equação (3.9). Estabelece, também, um limite para a resistência característica em função de três classes de resistência de argamassa, (Tabela 3.8). O valor da tensão de pré-compressão varia até que alcance o valor limite para resistência característica de cisalhamento recomendada pelo EC 6:1996.

- **Proposta de Revisão da NBR 10837**

O texto de revisão prescreve, assim como o EC 6:1996, uma parcela de resistência ao esforço cortante sob compressão nula e outra parcela proveniente da tensão de pré-compressão, ver Tabela 3.12. Porém o texto de revisão considera um aproveitamento maior desta última parcela em comparação com o EC 6:1996.

Da análise das três prescrições normativas, apresentam-se gráficos de superfície que descrevem as condições dispostas nas normas e no texto de revisão.

Os eixos são nomeados da seguinte maneira:

$f_{cis}$ : tensão de cisalhamento admissível para alvenaria não armada;



$f_{vk}$ : resistência característica ao esforço cortante da alvenaria não armada;

$\sigma$ : tensão de pré-compressão;

$\lambda$ : esbeltez.

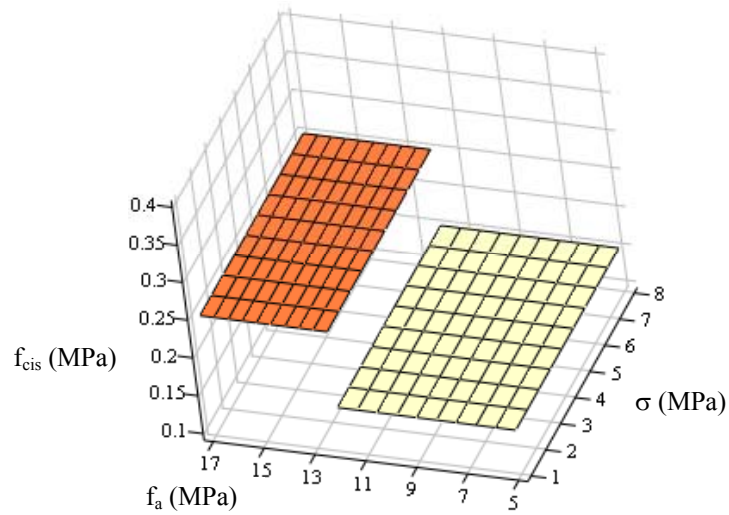


Figura 4.14 – Superfície de tensões para alvenaria não-armada. NBR 10837:1989.

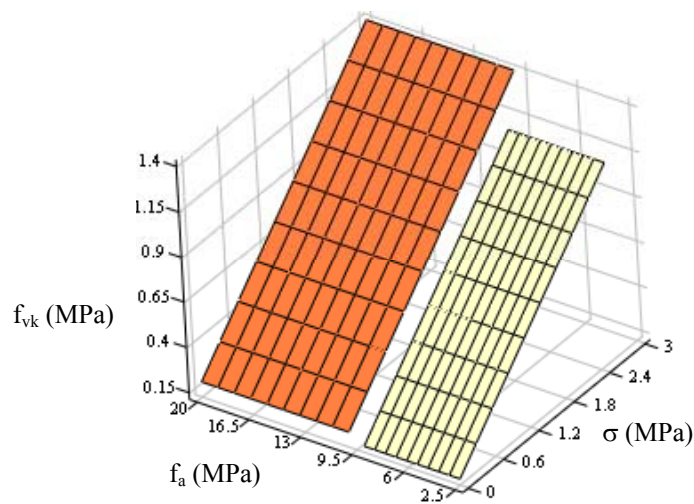
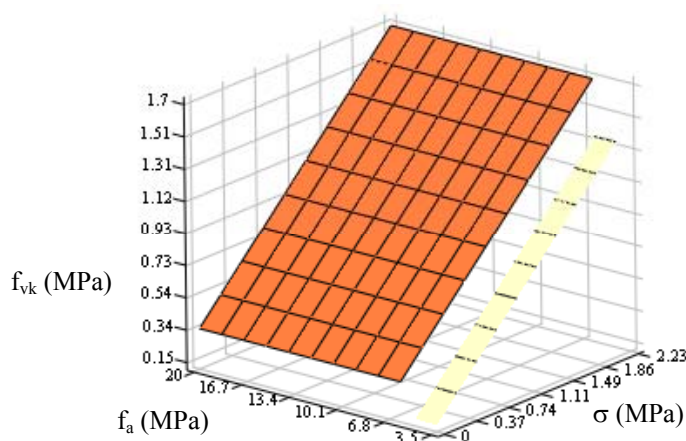


Figura 4.15 – Superfície de tensões para alvenaria não-armada. EC 6:1996.



**Figura 4.16 – Superfície de tensões para alvenaria não-armada. Texto de Revisão.**

As superfícies amarela e vermelha representam a resistência ao esforço cortante para a classe de argamassa de menor e maior resistência, respectivamente. Os intervalos podem ser encontrados no capítulo referente às normas para alvenaria estrutural.

#### 4.3.2.2 Alvenaria Armada

Assim como nos exemplos anteriores, procura-se descrever de forma geral o cisalhamento em paredes e vigas de alvenaria.

Para um dado valor de tensão de cisalhamento é obtida uma determinada taxa de armadura. Estes valores são obtidos organizando as equações para dimensionamento de seções submetidas a esforço cortante, para que estas expressem os resultados em taxa de armadura.

- **NBR 10837:1989**

De acordo com o exemplo E, e com o equacionamento encontrado em RAMALHO & CORRÊA (2003), quando ocorre a necessidade de armaduras, estas são calculadas por:

$$A_{sw} = \frac{V_s \cdot s}{\bar{f}_{s,t} \cdot d} \quad (4.67)$$

Dividindo (4.67) por b:

$$\frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{V_s}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\bar{f}_{s,t}} \quad (4.68)$$

É possível definir taxas de armadura para valores de tensão de cisalhamento. Da Equação (4.68) nota-se que a NBR 10837:1989 não aproveita a capacidade da alvenaria de absorver parte do esforço cortante. Quando armada, somente os estribos devem absorver todo o esforço cortante.

A norma estabelece valores máximos de tensão de cisalhamento para vigas e paredes. Para vigas esse valor máximo é 1 MPa, no caso de paredes ocorrem duas situações:

$$\text{Se } \frac{M}{V \cdot d} \geq 1 \text{ (P1)} \quad \text{Valor máximo} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Se } \frac{M}{V \cdot d} < 1 \text{ (P2)} \quad \text{Valor máximo} = 0,8 \text{ MPa}$$

Este exemplo engloba estas três situações descritas pela norma.

- **EC 6:1996**

De acordo com a Equação (3.17) a alvenaria absorve parte do esforço cortante e a outra parcela deve ser resistida pela armadura, ou seja:

$$V_{rd2} = V_{sd} - V_{rd1} \quad (4.69)$$

A Equação (3.18) define o cálculo dos estribos e a (3.16) a parcela resistida pela alvenaria, substituindo-as em (4.69):

$$0,9 \cdot d \frac{A_{sw}}{s} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = V \cdot \gamma_f - \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_m} \quad (4.70)$$

Dividindo (4.70) por (bd), é obtida a taxa de armadura por tensão de cisalhamento:

$$\frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{\left( \frac{V}{b \cdot d} \cdot \gamma_f - \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \right)}{0,9 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \quad (4.71)$$

Para vigas, admite-se que não ocorre tensão de pré-compressão, portanto a resistência característica ao esforço cortante será o valor de  $f_{vk0}$  definido pela Tabela 3.8 para a classe de argamassa M2,5 a M9.

Para paredes são considerados dois valores para pré-compressão e para o coeficiente de segurança da alvenaria, estes serão definidos mais adiante.

- **Proposta de Revisão da NBR 10837**

Com base na Equação (3.28), a área da armadura é calculada descontando-se a parcela de esforço cortante absorvida pela alvenaria. Esta parcela é encontrada através da Equação (3.27). Organizando as duas equações determina-se a armadura por unidade de comprimento:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{\left( V \cdot \gamma_f - \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_m} \right)}{\frac{0,5 \cdot f_{yk} \cdot d}{\gamma_s}} \quad (4.72)$$

Dividindo a Equação (4.72) por b, é encontrada a taxa de armadura:

$$\frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{\left( \frac{V \cdot \gamma_f}{b \cdot d} - \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \right)}{\frac{0,5 \cdot f_{yk}}{\gamma_s}} \quad (4.73)$$

Considerando elementos com armaduras de flexão, o texto de revisão prescreve que a resistência característica ao cisalhamento seja determinada pela Equação (3.25). No exemplo E foi considerada somente a força cortante, mas para este exemplo,

pretende-se simular uma situação real de projeto, onde as vigas estão submetidas à flexão e cisalhamento. Introduzindo o cálculo de  $f_{vk}$  na Equação (4.73) é determinada a taxa de armadura para vigas.

$$\frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{\left\{ \frac{V \cdot \gamma_f}{b \cdot d} - \frac{[0,35 + (17,5 \cdot \rho)]}{\gamma_m} \right\}}{\frac{0,5 \cdot f_{yk}}{\gamma_s}} \quad (4.74)$$

A taxa de armadura longitudinal será a mínima recomendada pelo texto de revisão, (0,1 %) da área da seção transversal. Para alvenaria armada, o texto de revisão determina que a argamassa tenha resistência característica a compressão maior ou igual a 5 MPa (Tabela 3.12).

Para a tensão de pré-compressão são usados dois valores. Admite-se um valor de tensão de pré-compressão suficiente para alcançar o limite de resistência característica à compressão, conforme a Tabela 3.12. O segundo valor foi arbitrado como sendo a metade do primeiro. Estes valores de pré-compressão são nomeados, respectivamente, como  $\sigma_1 = 2,25$  MPa e  $\sigma_2 = 1,125$  MPa.

O coeficiente parcial de segurança do aço é ( $\gamma_s = 1,15$ ), comum ao EC 6:1996 e o texto de revisão.

Os coeficientes de segurança da alvenaria e das ações são os mesmos utilizados no exemplo D de flexão simples e aqui cabem as mesmas justificativas.

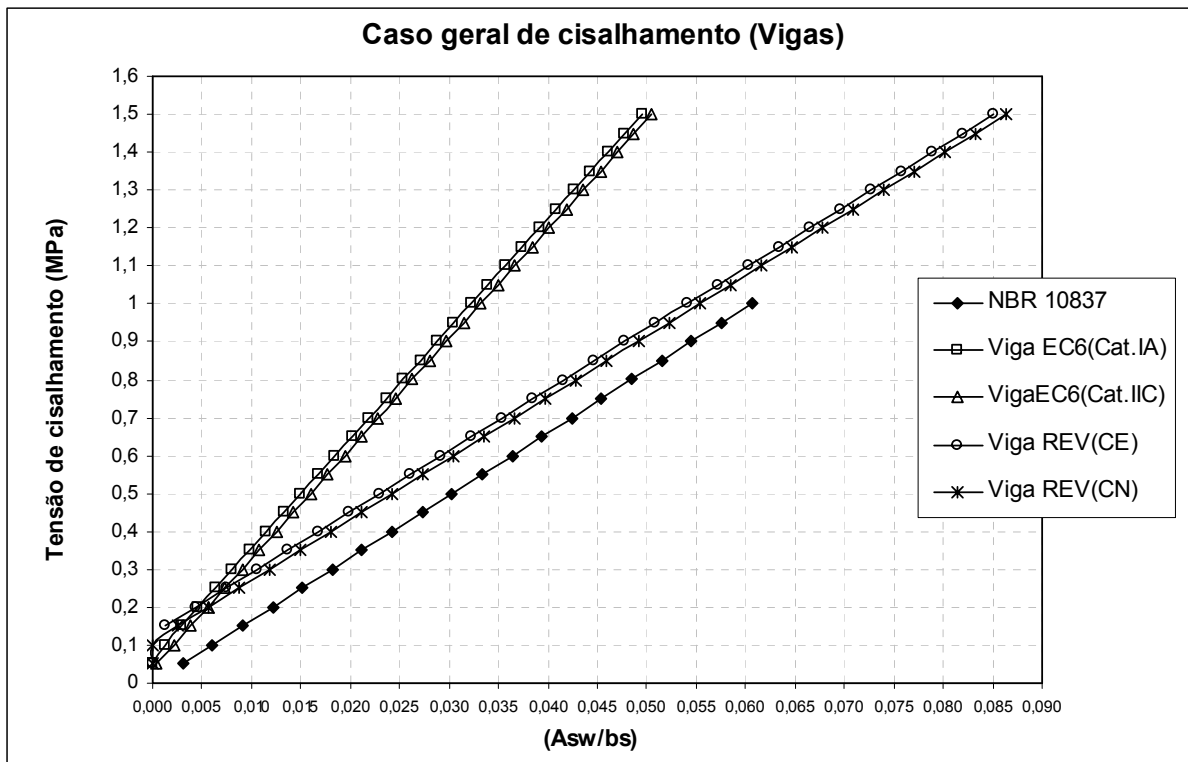


Figura 4.17 – Cisalhamento em vigas.

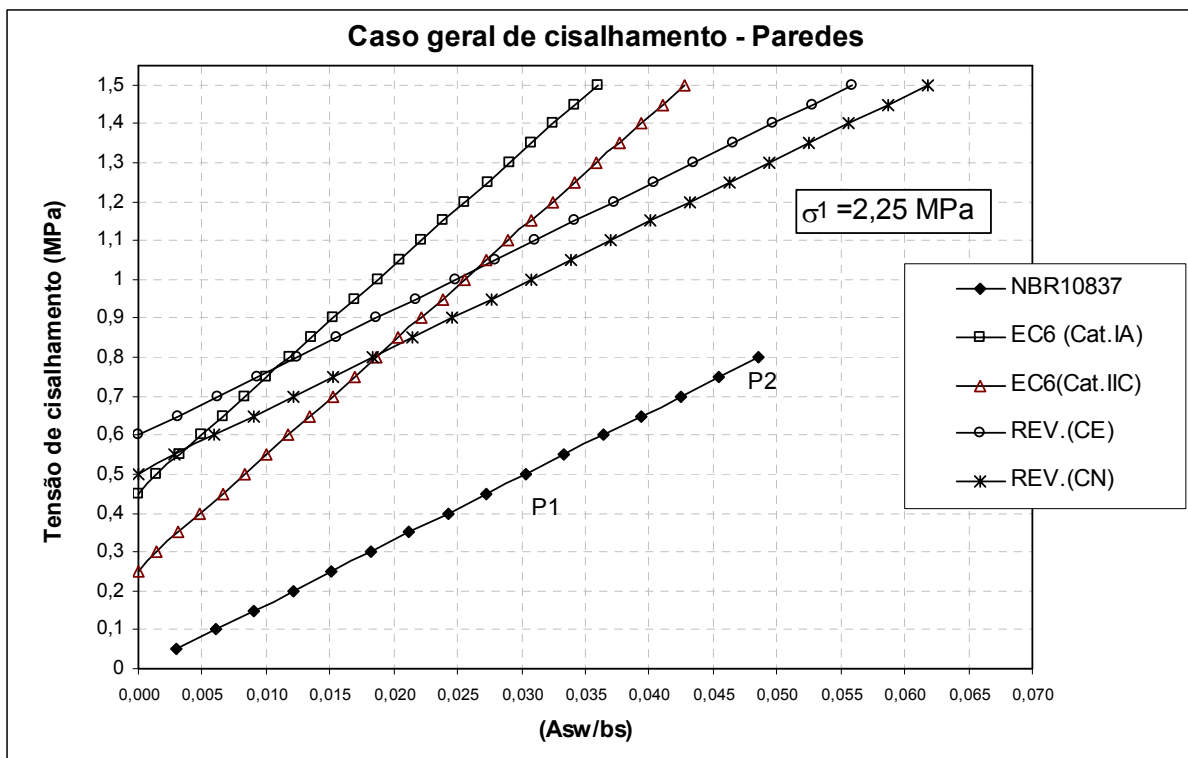
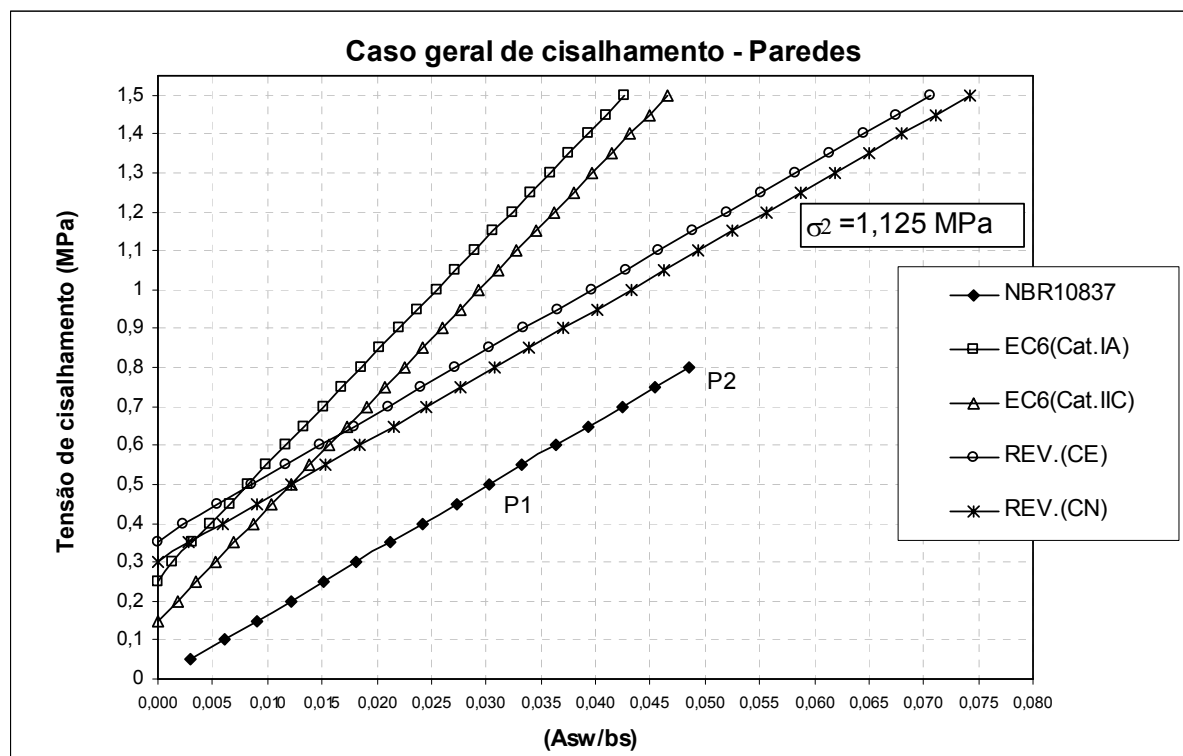


Figura 4.18 – Cisalhamento em paredes com  $\sigma = 2,25 \text{ MPa}$ .



**Figura 4.19 – Cisalhamento em paredes com  $\sigma = 1,125 \text{ MPa}$ .**

Para o EC 6:1996 e o texto de revisão, a resistência característica ao cisalhamento é crescente à medida que aumenta a tensão de pré-compressão. Porém, o texto de revisão utiliza uma parcela de pré-compressão 50% maior do que o EC 6:1996.

Nas vigas de alvenaria armada, a área de armadura encontrada com o texto de revisão, para combinações especiais, é aproximadamente 40,5% menor do que a obtida com a NBR 10837:1989, e para as combinações normais, 33,6% menor.

A partir da Tabela 4.9, para  $V = 40 \text{ kN}$ , seção de  $14 \times 34 \text{ cm}^2$  e categoria I-A, o EC 6:1996 fornece uma área de armadura 72,7 % menor do que a armadura da NBR 10837:1989. Grande parte desta diferença se dá porque o EC 6:1996 aproveita uma maior parcela da tensão de cálculo do aço,  $39,1 \text{ kN/cm}^2$  contra  $21,7 \text{ kN/cm}^2$  do texto de revisão e  $16,5 \text{ kN/cm}^2$  da NBR 10837:1989. E a economia de armaduras com o EC 6:1996 é maior à medida que aumenta a tensão de cisalhamento.

No caso das paredes, devido à consideração do efeito da pré-compressão, o texto de revisão apresenta taxas de armaduras menores para tensões de cisalhamento até  $0,6 \text{ MPa}$  ( $\sigma_1$  e combinações especiais) do que o EC 6:1996.

Observando-se a Figura 4.18, percebe-se que o texto de revisão apresenta taxas de armadura aproximadamente 74% menores, em comparação com a NBR 10837:1989, e esta diferença é praticamente constante para todos os valores de tensão de cisalhamento do gráfico. Para o gráfico da Figura 4.19, a diferença entre a taxa de armadura do texto de revisão e da NBR 10837:1989 é de aproximadamente 43%.

## 4.4 Flexão Normal Composta

Em estruturas de edifícios de alvenaria, a flexão composta ocorre pela combinação do carregamento vertical com as ações horizontais, sendo estas últimas devidas ao vento, ao desaprumo em paredes, ou ao empuxo em estruturas de contenção.

O equacionamento dos problemas de flexão composta pode ser encontrado em RAMALHO & CORRÊA (2003) e JOAQUIM (1999), sendo que neste último também são apresentadas tabelas auxiliares para o dimensionamento à flexão normal composta em tensões admissíveis. Para a solução com o EC 6:1996 será utilizado o roteiro de cálculo descrito por RABELO (2004), disponível em anexo. A solução de acordo com o texto de revisão segue as recomendações contidas no Item 3.3.2.4 do capítulo 3.

### 4.4.1 Exemplo G

Dimensionar um pilar de 2,80 m de altura em alvenaria estrutural onde atua uma carga axial de 65 kN e um momento fletor de 7,5 kN na direção indicada pela Figura 4.20:

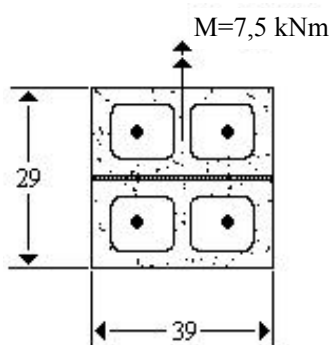


Figura 4.20 – Flexão composta em pilar.



Dados:

$$f_p = 9,5 \text{ MPa} = 0,95 \text{ kN/cm}^2$$

$$d' = 7,5 \text{ cm}$$

• **Solução – NBR 10837:1989**

$$E_{alv} = 800 \cdot f_p = 800 \cdot 9,5 = 7600 \text{ MPa}$$

$$n = E_s / E_{alv} = 210000 / 7600 = 27,63$$

As máximas tensões admissíveis são dadas a partir:

$$\bar{f}_{alv,c} = (0,20 \cdot f_p + 0,30 \rho \cdot f_{s,c}) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \bar{f}_{alv,c} = 0,2394 \text{ kN/cm}^2$$

Da Tabela 3.2

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 \cdot f_p = 0,33 \cdot 0,95 = 0,3135 \text{ kN/cm}^2$$

A máxima tensão causada pela compressão axial que a seção pode suportar é obtida calculando-se:

$$f_{alv,c} = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{65}{29 \cdot 39} = 0,057 \text{ kN/cm}^2$$

Considerando-se a ação do vento ( $\alpha=1,33$ ), tem-se a máxima tensão de flexão:

$$f_{alv,f,m\acute{a}x} = \left( \alpha - \frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} \right) \cdot \bar{f}_{alv,f} = \left( 1,33 - \frac{0,057}{0,2394} \right) 0,3135 = 0,239 \text{ kN/cm}^2$$

Como a máxima tensão de compressão na alvenaria é a soma da tensão causada pela compressão axial com a causada pela flexão:

$$f_{alv} = f_{alv,c} + f_{alv,f,m\acute{a}x} = 0,057 + 0,239 = 0,296 \text{ kN/cm}^2$$

A posição da linha neutra é conhecida através da determinação dos coeficientes a, b e c da equação de segundo grau que fornece o valor de x:

$$a = \frac{1}{6} \cdot t \cdot f_{alv} = (1/6) \cdot 29 \cdot 0,296 = 1,431$$

$$b = -\frac{1}{2} \cdot t \cdot f_{\text{alv}} \cdot d = -(1/2) \cdot 29,0 \cdot 0,296 \cdot 31,5 = -135,198$$

$$c = N \left( \frac{H}{2} - d' \right) + M = 65 \left( \frac{39}{2} - 7,5 \right) + 750 = 1530$$

Calculando a raiz de interesse da equação, obtém-se a profundidade da linha

$$\text{neutra: } x = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} = 13,145 \text{ cm}$$

Com a linha neutra conhecida é possível calcular a tensão de tração no aço:

$$f_s = n \cdot f_{\text{alv}} \cdot \frac{d-x}{x} = 27,63 \cdot 0,296 \cdot \frac{31,5-13,145}{13,145} = 11,42 \text{ kN/cm}^2$$

A máxima tensão de compressão na alvenaria ( $0,296 \text{ kN/cm}^2$ ) está relacionada a  $x = 13,142 \text{ cm}$  e a tensão no aço de  $11,42 \text{ kN/cm}^2$ . Finalmente pode-se determinar a área de armadura:

$$A_s = \frac{1}{f_s} \left( \frac{t \cdot x \cdot f_{\text{alv}}}{2} - N \right) = \frac{1}{11,42} \left( \frac{29 \cdot 13,142 \cdot 0,296}{2} - 65 \right) \Rightarrow A_s < 0$$

Como a área de armadura resultou negativa, será preciso fazer um processo iterativo em que, a cada passo, o valor total de compressão na alvenaria será diminuído até que o equilíbrio seja alcançado. O processo está organizado na Tabela 4.10:

**Tabela 4.10 – Processo iterativo Exemplo F**

falv	A	b	c	x	fs	As
0,296	1,431	-135,198	1530,00	13,15	11,42	-0,75
0,280	1,353	-127,890	1530,00	14,05	9,60	-0,83
0,270	1,305	-123,323	1530,00	14,69	8,54	-0,88
0,260	1,257	-118,755	1530,00	15,39	7,52	-0,93
0,250	1,208	-114,188	1530,00	16,16	6,55	-0,98
0,240	1,160	-109,620	1530,00	17,02	5,64	-1,02
0,230	1,112	-105,053	1530,00	17,99	4,77	-1,05
0,220	1,063	-100,485	1530,00	19,08	3,96	-1,05
0,210	1,015	-95,918	1530,00	20,32	3,19	-0,98
0,200	0,967	-91,350	1530,00	21,76	2,47	-0,77
0,190	0,918	-86,783	1530,00	23,45	1,80	-0,22
0,180	0,870	-82,215	1530,00	25,48	<b>1,18</b>	<b>1,28</b>

O equilíbrio da seção é conseguido com uma área de armadura de  $1,28 \text{ cm}^2$ , porém com sub-aproveitamento do aço ( $f_s = 1,18 \text{ kN/cm}^2$ ) o que torna esta solução antieconômica. A NBR 10837:1989 indica uma taxa mínima de armadura para pilares entre 0,3 % e 1% da área bruta e que deve ser de no mínimo quatro barras de 12,5 mm de diâmetro, com pelo menos uma em cada furo.

Portanto, para a seção do pilar a armadura mínima é:

$$(0,3/100) \cdot 29 \cdot 39 = 3,4 \text{ cm}^2$$

Deverá ser usado o mínimo recomendado pela NBR 10837 ( $4 \phi 12,5\text{mm} = 4,91 \text{ cm}^2$ ).

Nota-se que a NBR 10837:1989 é muito exigente quanto à armadura mínima, o que ocasiona uma área de armadura bastante elevada, principalmente ao se comparar com as áreas de armaduras mínimas exigidas pelas duas outras normas analisadas, as quais serão apresentadas a seguir.

- **Solução – EC 6:1996**

Dados:

$$\gamma_f = 1,35$$

$$\gamma_m = 2,5$$

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_p = 9,5 \text{ MPa} = 0,95 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_k = 5,542 \text{ MPa} = 0,5542 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = 0,222 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_d = 87,75 \text{ kN}$$

$$M_d = 1012,5 \text{ kN cm}$$

$$K_\ell = 0,269$$

De acordo com o roteiro da Tabela V em anexo:

$$K = \frac{N_d \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{87,75 \cdot \left(31,5 - \frac{39}{2}\right) + 1012,5}{0,222 \cdot 29 \cdot 39^2} = 0,211$$

$$K \leq K_\ell \Rightarrow K' = K$$

A seguir calcula-se a área de armadura tracionada:

$$A_{sI} = \frac{f_d \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2K'}) - N_d}{f_{yd}} = -0,90 \text{ cm}^2$$

Como a armadura tracionada resultou negativa deverá ser considerado o 2º caso, no qual o equilíbrio da seção é conseguido com a compressão do concreto e da armadura:

$$y = d' + \sqrt{d'^2 + 2 \left[ \frac{N_d \left(\frac{h}{2}\right) - d' - M_d}{f_d \cdot b} \right]} \leq h$$

$$y = 7,5 + \sqrt{7,5^2 + 2 \left[ \frac{87,75 \left(\frac{39}{2} - 7,5\right) - 1012,5}{0,222 \cdot 29} \right]} = 15,80 \text{ cm} < h$$

Em seguida é determinada a armadura comprimida:

$$A'_s = \frac{(87,75 - 0,222 \cdot 29 \cdot 15,80)}{\phi \cdot f_{yd}} \Rightarrow A'_s = -0,47 \text{ cm}^2$$

Como o valor para armadura comprimida resultou menor que zero, será calculada a armadura mínima:

$0,001 \cdot 29 \cdot 39 = 1,131 \text{ cm}^2 \therefore 4 \phi 6,3 \text{ mm}$  onde o diâmetro mínimo recomendado pelo EC 6:1996 é de 6 mm.

### • Solução – Proposta de Revisão da NBR 10837

Dados:

$$\gamma_f = 1,35$$

$$\gamma_m = 2,5$$

Primeiramente será conhecida a esbeltez do pilar. Considerando que o pilar possui travamento nos bordos superior e inferior, altura efetiva será à distância entre tais travamentos, portanto a esbeltez deste pilar é:

$$\lambda = 9,66$$

Sendo  $\lambda \leq 11$  o pilar é admitido como curto e deve ser verificada a condição:

$$N_d \leq N_{rd} = f_d b (h - 2 e_x)$$

$$N_{rd} = 0,222 \cdot 29 \cdot \left( 39 - 2 \cdot \frac{1012,5}{87,75} \right) \Rightarrow N_d < N_{rd} = 102,51 \text{ kN}$$

Portanto para este caso só é necessário prever a armadura mínima:

$$0,003 \cdot 29 \cdot 39 = 3,39 \text{ cm}^2 \therefore 8 \phi 8 \text{ mm}$$

O texto de revisão permite considerar a hipótese do pilar sofrer impactos e este pode ser reforçado com armaduras a uma taxa mínima de 0,2 % da seção.

As normas em estados limites permitiram que o processo de verificação do pilar fosse realizado de forma mais simplificada do que com o uso da NBR 10837:1989, ao contrário do que seria esperado normalmente. Todos os resultados levaram ao uso da armadura mínima, sendo que a determinada pelo EC 6:1996 é três vezes menor do que em relação às outras duas utilizadas.

#### 4.4.2 Exemplo H

Neste exemplo é determinada a área de armadura para determinados valores de força normal e momento fletor. As armaduras da parede, Figura 4.21, são determinadas para valores de força normal e de momento fletor. Também serão usadas resistências de prismas de: 12,5 MPa; 8 MPa e 3,5 MPa.

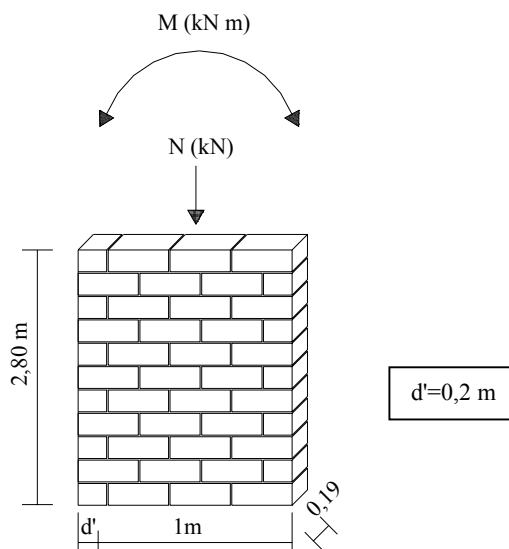


Figura 4.21 – Exemplo de flexão normal composta em paredes.

- **NBR 10837:1989**

No equacionamento desenvolvido por JOAQUIM (1999) não há consideração da armadura dupla e, como pode ser visto no exemplo F, geralmente ocorre um subaproveitamento da capacidade portante do aço. Assim, foi elaborado um roteiro de cálculo que leva em consideração o aproveitamento total da tensão admissível do aço na zona tracionada, e a utilização de armadura dupla. O equacionamento para determinação das armaduras, para elementos de alvenaria estrutural submetidos à flexão normal composta e o roteiro de cálculo estão em anexo.

- **EC 6: 1996**

Na solução com o EC 6:1996 são considerados os coeficientes parciais de segurança da alvenaria para o melhor e o pior controle, respectivamente  $\gamma_m = 1,7$  e  $\gamma_m = 3$ .

- **Proposta de Revisão da NBR 10837**

São utilizados os seguintes coeficientes de segurança para alvenaria:  $\gamma_m = 2,1$  e  $\gamma_m = 2,5$  (ver Tabela 3.11).

O coeficiente de segurança das ações é  $\gamma_f = 1,35$ . Este é utilizado para o EC 6:1996 e o texto de revisão.

Nas Tabelas 4.10, 4.11 e 4.12 são apresentados os resultados de armadura para valores característicos de força normal e momento fletor. Para as normas em estados limites, a área de armadura é apresentada a partir do valor majorado das ações e com os coeficientes parciais de segurança da alvenaria indicados anteriormente.

**Tabela 4.11 – Área das armaduras (em cm<sup>2</sup>) para o exemplo H com  $f_p = 12,5$  MPa.**

As - Trac. (cm <sup>2</sup> ) A's - Comp.(cm <sup>2</sup> ) N <sub>k</sub> (kN)/M <sub>k</sub> (kN.m)		NBR 10837		EC 6:1996				Proposta de Revisão			
				$\gamma_m = 1,7$		$\gamma_m = 3,0$		$\gamma_m = 2,1$		$\gamma_m = 2,5$	
N <sub>k</sub>	M <sub>k</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>
40	75	3,46	-	1,84	-	2,11	-	3,82	-	3,99	-
	85	4,16	-	2,21	-	2,51	0,41	4,62	-	4,84	-
	95	4,88	-	2,60	-	2,90	0,87	5,45	-	5,73	0,06
60	75	2,81	-	1,52	-	1,81	0,32	3,22	-	3,43	-
	85	3,53	-	1,90	-	2,20	0,78	4,04	-	4,31	-
	95	4,25	-	2,29	-	2,59	1,24	4,89	-	5,10	0,79
80	75	2,18	-	1,20	-	1,50	0,69	2,63	-	2,89	-
	85	2,90	-	1,59	-	1,89	1,15	3,47	-	3,71	0,61
	95	3,64	-	1,99	-	2,28	1,61	4,35	-	4,48	1,53
100	75	1,55	-	0,89	-	1,19	1,06	2,06	-	2,31	0,43
	85	2,28	-	1,29	-	1,58	1,52	2,93	-	3,09	1,34
	95	3,03	-	1,70	-	1,97	1,98	3,79	0,33	3,86	2,26

O texto de revisão apresenta resultados mais conservadores do que a NBR 10837:1989. Para um mesmo valor de força normal, com o aumento do momento fletor, o aumento da área de armadura é maior para o texto de revisão do que para a NBR 10837:1989.

O EC 6:1996 apresenta menores áreas em comparação com a NBR 10837:1989, e conforme aumenta a tração no elemento, a área de armadura aumenta mais rapidamente para a NBR 10837:1989. Porém para a normal de 100 kN e categoria II-C,

o EC 6:1996 mostra-se mais conservador do que a norma brasileira em tensões admissíveis.

**Tabela 4.12 – Área das armaduras para o exemplo H com  $f_p = 8$  MPa.**

As - Trac. (cm <sup>2</sup> ) A's - Comp.(cm <sup>2</sup> ) N <sub>k</sub> (kN)/M <sub>k</sub> (kN.m)		NBR 10837		EC 6:1996				Proposta de Revisão			
				$\gamma_m = 1,7$		$\gamma_m = 3,0$		$\gamma_m = 2,1$		$\gamma_m = 2,5$	
N <sub>k</sub>	M <sub>k</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>
40	75	3,73	-	2,03	-	2,18	1,48	4,27	0,64	4,32	1,87
	85	4,51	-	2,47	-	2,57	1,94	5,05	1,55	5,10	2,79
	95	5,32	-	2,87	0,33	2,96	2,39	5,82	2,47	5,87	3,71
60	75	3,16	-	1,76	0	1,87	1,84	3,65	1,37	3,70	2,61
	85	3,96	-	2,18	0,24	2,26	2,30	4,43	2,29	4,47	3,52
	95	4,73	1,76	2,56	0,70	2,65	2,76	5,20	3,21	5,25	4,44
80	75	2,61	-	1,48	0,14	1,56	2,21	3,03	2,11	3,08	3,34
	85	3,37	1,89	1,87	0,60	1,95	2,67	3,80	3,02	3,85	4,26
	95	4,13	4,20	2,25	1,06	2,34	3,13	4,58	3,94	4,63	5,18
100	75	2,01	2,02	1,17	0,51	1,25	2,58	2,41	2,84	2,46	4,08
	85	2,77	4,38	1,56	0,97	1,64	3,04	3,18	3,76	3,23	4,99
	95	3,53	6,74	1,94	1,43	2,03	3,50	3,96	4,68	4,01	5,91

O EC 6:1996, com categoria II-C, apresenta resultados mais conservadores que a NBR 10837:1989, mas à medida que o nível de compressão aumenta, a situação se inverte com a soma das áreas de armadura ( $A_s + A'_s$ ) maiores por parte da NBR 10837:1989. Já em relação ao texto de revisão, esta inversão ocorre somente para a força normal de 100 kN e momento fletor de 95 kN cm.



**Tabela 4.13 – Área das armaduras para o exemplo H com  $f_p = 3,5$  MPa.**

As - Trac. (cm <sup>2</sup> ) A's - Comp.(cm <sup>2</sup> ) N <sub>k</sub> (kN)/M <sub>k</sub> (kN.m)		NBR 10837		EC 6:1996				Proposta de Revisão			
				$\gamma_m = 1,7$		$\gamma_m = 3,0$		$\gamma_m = 2,1$		$\gamma_m = 2,5$	
N <sub>k</sub>	M <sub>k</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>
40	75	4,19	10,29	2,21	2,09	2,24	3,00	4,44	4,98	4,47	5,52
	85	4,95	12,63	2,59	2,55	2,63	3,46	5,22	5,90	5,24	6,44
	95	5,71	14,96	2,98	3,01	3,02	3,92	6,00	6,82	6,02	7,36
60	75	3,59	13,42	1,90	2,46	1,93	3,36	3,82	5,72	3,85	6,26
	85	4,35	15,90	2,28	2,92	2,32	3,82	4,60	6,63	4,62	7,17
	95	5,10	18,37	2,67	3,38	2,71	4,28	5,38	7,55	5,40	8,09
80	75	2,99	16,93	1,59	2,83	1,62	3,73	3,20	6,45	3,22	6,99
	85	3,75	19,55	1,97	3,29	2,01	4,19	3,98	7,37	4,00	7,91
	95	4,50	22,17	2,36	3,75	2,40	4,65	4,75	8,29	4,78	8,83
100	75	2,39	20,88	1,27	3,19	1,31	4,10	2,58	7,18	2,60	7,73
	85	3,14	23,66	1,66	3,65	1,70	4,56	3,36	8,10	3,38	8,64
	95	3,90	26,45	2,05	4,11	2,09	5,02	4,13	9,02	4,16	9,56

Para resistência de prisma de 3,5 MPa, a NBR 10837:1989 conduz a valores de armadura bem maiores do que as alcançadas com o uso do EC 6:1996 e do texto de revisão. De fato, os valores de armadura obtidos pela norma brasileira em vigor são impraticáveis.

Para força normal de 40 kN e momento fletor de 95 kN cm, a área de armadura obtida com o EC 6:1996 é, para categoria I-A, 71% menor do que a obtida com a NBR 10837:1989 e, para categoria II-C, 66% menor. Em relação ao texto de revisão, para combinações especiais, a área de armadura é 38% menor do que a da NBR 10837:1989, e para combinações normais, 35% menor. A resposta da NBR 10837:1989 é antieconômica, e a área de armadura cresce a uma taxa maior do que a das normas em estados limites, conforme aumenta o nível de compressão na parede.

## 4.5 Comentários Gerais Sobre o Capítulo

Neste capítulo foram apresentados exemplos das situações típicas em projetos de alvenaria estrutural. Para cada situação de projeto procurou-se explorar um grande número de variáveis, envolvidas no dimensionamento e na verificação dos elementos. Alguns parâmetros utilizados pelo EC 6:1996 e pelo texto de revisão tiveram que ser adaptados para os padrões da NBR 10837:1989, como, por exemplo, a resistência característica da parede que foi adaptada para a resistência de prisma, criando-se um coeficiente apropriado para relacioná-las. Ao final de cada exemplo foram inseridos comentários sobre os valores calculados, com o intuito de promover uma análise sucinta sobre a influência dos aspectos particulares de cada norma nos resultados obtidos.

# 5

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

---

O campo de estudos, que envolve a introdução do método dos estados limites no cálculo de alvenaria estrutural, é bastante amplo e não caberia somente neste trabalho a análise de todos os aspectos relativos à essa mudança de abordagem. Contudo, procurou-se mostrar algumas implicações que envolvem a substituição do método das tensões admissíveis pelo método dos estados limites em aspectos de aplicação direta em projetos estruturais de edificações em alvenaria.

### 5.1 Conclusões

No capítulo dois fica evidente a pequena quantidade de trabalhos em língua portuguesa que se dedicaram ao estudo da alvenaria estrutural em estados limites, ou, até mesmo, em relação à norma em vigor, já que existem alguns pontos obscuros na NBR 10837:1989, como por exemplo, a utilização do valor médio da resistência do prisma para o cálculo das estruturas de alvenaria, enquanto que a norma da aceitação de blocos, NBR 7186:1982, toma como base o valor característico da resistência. Também pode ser dado como exemplo, a não consideração da parcela de esforço cortante resistida pela alvenaria sem o uso de armaduras transversais.

Para os exemplos de compressão simples, a utilização de gráficos de superfície facilita bastante a comparação entre as normas estudadas e o texto de revisão, pois os gráficos englobam os parâmetros mais importantes no dimensionamento de elementos submetidos a esta solicitação. Os resultados encontrados estão de acordo com aquilo a que o texto de revisão se propõe, que é a produção de resultados próximos à NBR 10837:1989.

O coeficiente de redução da resistência devido à esbeltez exerce uma importância menor para a NBR 10837:1989 e o texto de revisão, comparando-se com o coeficiente do EC 6:1996. A forma de determinar o coeficiente redutor recomendada pelo EC 6:1996 parece ser mais adequada, por considerar, também, a excentricidade do

pavimento sobre a parede, a excentricidade causada pela ação do vento, fluência e excentricidade acidental.

O cálculo de elementos submetidos à flexão simples torna-se bastante prático com o uso dos roteiros apresentados neste trabalho. Assim, foram criados ábacos, com os quais seria possível determinar a área de armadura de vigas de alvenaria, com seção retangular, a partir de valores característicos de momento, uniformizando os dados de entrada tanto para a NBR 10837:1989 como para as normas em estados limites. Desta forma, a comparação entre os resultados tornou-se mais fácil.

A partir dos ábacos de flexão simples foi possível observar que, para a NBR 10837:1989, a parcela complementar de momento fletor, que é absorvida considerando-se armadura dupla, é bem maior do que a observada para o EC 6:1996 e o texto de revisão. Isso explica porque, para maiores níveis de momento fletor, a NBR 10837:1989 fornece áreas de armadura comprimida demasiadamente elevadas chegando a ultrapassar a área de armadura tracionada.

Com relação ao texto de revisão, a redução da capacidade portante do aço no dimensionamento dos elementos aproximou as áreas de armadura tracionada dos valores encontrados com a NBR 10837:1989.

As considerações contidas nas normas em estados limites propiciaram curvas de flexão simples mais adequadas ao dimensionamento, em comparação com as obtidas com a NBR 10837:1989. Para os casos de armadura dupla, o texto de revisão gera economias importantes, em função da armadura comprimida ser bem menor do que a obtida com a NBR 10837:1989. Note-se que os valores do texto de revisão são balizados pelos resultados de uma norma já consolidada como o EC 6:1996.

Quanto ao cisalhamento, o texto de revisão corrige duas incoerências presentes na NBR 10837:1989. A primeira é o não aproveitamento da parcela resistente ao cisalhamento que ocorre na alvenaria. Quando há necessidade da armadura, esta deve absorver todo o esforço cortante que atua na seção. A segunda, é referente à não consideração da tensão de pré-compressão, que ocorre com maior importância em paredes e tem sido motivo de críticas reiteradas à norma brasileira vigente.

Um conjunto de gráficos foi gerado para reunir as respostas de cada norma, de forma a caracterizar os casos gerais de cisalhamento em vigas e paredes. Com a observação desses gráficos, fica evidente a necessidade de se considerar a tensão de pré-

compressão no dimensionamento ao cisalhamento, principalmente para as paredes, dada a distância que é observada entre a taxa de armadura do texto de revisão e a taxa fornecida com o uso da NBR 10837:1989.

Com relação à flexão normal composta, o equacionamento desenvolvido por JOAQUIM (1999) considera somente armadura simples e, para determinados casos, gera soluções insatisfatórias, pois a tensão do aço, já bastante reduzida pela NBR 10837:1989, é sub-aproveitada.

Com base nisto, um novo equacionamento, fundamentado no desenvolvido por RABELO (2004), foi formulado considerando que a tensão de tração atuante é igual a tensão admissível do aço e três casos distintos de dimensionamento: um primeiro caso em que existe uma armadura tracionada, podendo haver ou não outra comprimida; o segundo caso onde o equilíbrio da seção é conseguido com a compressão da alvenaria e da armadura; e um terceiro, no qual admite-se que a alvenaria está totalmente comprimida com as duas armaduras comprimidas e a linha neutra, por simplificação, considerada no infinito.

O dimensionamento à flexão normal composta, proposto pela NBR 10837:1989, chega a ser mais econômico do que o EC 6:1996 e o texto de revisão, para resistência de prisma de 12,5 MPa. Porém, conforme a resistência cai, a diferença diminui. Para a resistência de prisma de 3,5 MPa nota-se claramente uma inversão dessa diferença, como observado no exemplo H, em que a área de armadura comprimida com a NBR 10837:1989 é em torno de duas vezes maior do que a correspondente ao texto de revisão.

O dimensionamento à flexão composta, segundo o texto de revisão e o EC 6:1996 é mais coerente, por estabelecer limites de deformação para a alvenaria e para o aço, e assemelha-se ao dimensionamento do concreto com base na NBR 6118:2003. Estes fatores contribuirão para a rápida adaptação do meio técnico à nova metodologia de cálculo.

Analisando-se, agora, a verificação dos estados limites de serviço, pode-se afirmar que as recomendações contidas no EC 6:1996 são bastante simplificadas e resumidas. Talvez por não haver risco de ruína relacionado a este tipo de verificação, a norma européia não dá rigor às recomendações relacionadas às situações de serviço, o

que torna a verificação confusa e, por vezes, ocasiona valores duvidosos para peças fletidas, por exemplo.

Já o texto de revisão, tomando como base as recomendações da NBR 6118:2003, estabelece prescrições mais plausíveis quanto aos estados limites de serviço, por utilizar a fixação de limites considerados aceitáveis para deslocamentos e por prescrever recomendações para a observação de fissuras nos elementos de alvenaria estrutural.

## **5.2 Sugestões de Pesquisa**

Como sugestão, é proposto um exemplo de análise e dimensionamento de um edifício de alvenaria estrutural, com o objetivo de comparar os dimensionamentos feitos com a NBR 10837:1989 e o texto de revisão.

Sugerem-se, também, pesquisas que procurem quantificar e determinar a influência da pré-compressão para a avaliação da resistência característica ao cisalhamento no caso dos materiais nacionais, visto que a recomendação feita pelo texto de revisão é uma simples adaptação da BS 5628:1992 parte-1.

Para os casos de flexão normal composta, devido à ocorrência bastante comum em estruturas portantes de edifícios, é sugerido o desenvolvimento de ábacos, semelhantes aos encontrados para estruturas de concreto armado, que podem ser ferramentas úteis para a comparação dos resultados do texto de revisão com a NBR 10837:1989.

De forma geral, são necessários estudos experimentais que avaliem o comportamento dos principais elementos de alvenaria estrutural, submetidos às solicitações apresentadas neste trabalho. Desta maneira, podem ser estabelecidos valores característicos de resistência, adequados à realidade brasileira, e o desenvolvimento de processos analíticos que simulem os resultados experimentais.

Por fim, vale dizer que a mudança de metodologia para a verificação e dimensionamento da alvenaria estrutural envolve ainda bastante estudo. Neste trabalho, buscou-se contribuir com este processo de mudança através da apresentação de situações típicas de projeto, inicialmente com exemplos de caráter didático, para, em seguida, apresentar exemplos gerais, com uma maior variedade dos principais

parâmetros envolvidos no dimensionamento. Com isso tornou-se possível verificar algumas das implicações decorrentes da utilização do texto de revisão. Os resultados obtidos com os diversos exemplos apresentados comprovam que a NBR 10837:1989 está ultrapassada, produz resultados antieconômicos na grande maioria dos casos em que há necessidade de armadura dupla, e gera confusão entre profissionais e estudantes. A nova metodologia apresentada pelo texto de revisão poderá contribuir para o desenvolvimento da alvenaria estrutural no Brasil.

# 6 BIBLIOGRAFIA

---

ACCETTI, K. M.; CORRÊA, R. M. S.; RAMALHO, M. A. (1998). **Tomadas de decisão em projetos estruturais de edifícios em alvenaria** [CD-ROM]. In: 40º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). **ACI 530-95 – Building code requirements for masonry structures**. Detroit, Michigan.

ANDRADE, A. A. (2000). **Estabilidade das paredes de alvenaria estrutural (novo modelo de verificação da segurança)**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN (1996). **EUROCÓDIGO 6 – PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA**. Parte 1-1: Reglas generales para edificios. Reglas para fábrica e fábrica armada. Madrid, España.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. (1990). **Manual técnico de alvenaria**. ABCI / PROJETO. São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). **NBR-7186 – Bloco vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutural**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). **NBR 8215 – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: preparação e ensaio à compressão**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). **NBR 8798 – Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). **NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **NBR 6136 – Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro.

AUSTRALIAN STANDARD (1998). **AS 3700 – Masonry structures**. 2 ed. Homebush, Australia.

BASTOS, P. S. S. (1993). **Contribuição ao projeto de edifícios em alvenaria estrutural pelo método das tensões admissíveis**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

BORGES, J. F. (1997). **Probability based codes: past and future**. In: Probabilistic methods for structural design. C. Guedes Soares (ed.). Kluwer academic publishers. Netherlands. P. 339 – 350.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1992). **BS 5628 Part 1 – Code of practice for structural use of masonry**. Londres, Inglaterra.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1992). **BS 5628 Part 2 – Code of practice for structural use of reinforced and prestressed masonry**. Londres, Inglaterra.

CAMACHO, J. S. (1986). **Alvenaria estrutural não armada – parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes**. Dissertação (Mestrado). Escola de engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

CASTRO, L. A. (1997). **Análise da segurança no projeto de estruturas: Método dos Estados Limites**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (2003). **Projeto de estruturas de blocos vazados de concreto**. Texto base para a revisão da NBR-10837/1989. São Paulo.

FUSCO, P. B. (1974). **Contribuição ao estudo da verificação da segurança das estruturas de concreto**. Tese de livre-docência. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo.

FUSCO, P. B. (1976). **Estruturas de concreto – Fundamentos do projeto estrutural**. Mcgraw –Hill. São Paulo.

GOMES, N. S. (1983). **A resistência das paredes de alvenaria**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. (1997). **Design of masonry structures**. 3 ed. E & FN Spon. Londres.

HENRIQUES, A. A. R. (1998). **Segurança estrutural**: texto de apoio à disciplina. Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Porto.

JOAQUIM, M. M. (1999). **Flexão e flexo-compressão em elementos de alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MALITE, M.; GIONGO, J. S. (1999). **Segurança nas estruturas em concreto**. In: Nova normalização brasileira para o concreto estrutural. Emil Sanchez (ed.). Editora Interciência. Rio de Janeiro, p.71-101.

OLIVEIRA JR., V. (1992). **Recomendações para projeto de edifícios em alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

OLIVEIRA JR., V.; PINHEIRO, L. M. (1994). **Análise de paredes de alvenaria estrutural calculadas no estados limites último**. In: PROCEEDINGS OF THE V INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MANSORY FOR DEVELOPING COUNTRIES, Universidade federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil. p. 295 – 304.

OLIVEIRA, E. A.; SILVA, R. M. (2002). **Determinação da esbeltez de paredes de edifícios em alvenaria estrutural segundo o Eurocode 6**. In: PROCEEDINGS OF THE VII INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MANSORY FOR DEVELOPING COUNTRIES, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil. P. 433 – 438.

RABELO, A. C. N. (2004). **Dimensionamento de alvenaria estrutural Segundo recomendações do Eurocode 6**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas gerais, Belo Horizonte.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. (2003). **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Editora PINI. São Paulo.

SÁLES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. (2004). **Segurança nas estruturas**. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. (Notas de aula da disciplina “SET-403 – Sistemas Estruturais”).

SÁNCHEZ FILHO, E. S. (2002). **Dimensionamento de alvenaria não armada pelo método das tensões admissíveis**. In: Alvenaria Estrutural – Novas tendências, técnicas de mercado. Ed. Interciência. Rio de Janeiro, p.44-53.

SANTOS, L. M. (1977). **Cálculo de concreto armado**. Volume 1. Ed. Edgard Blucher. São Paulo.

SILVA, I. M. (1996). **Análise de edifícios de alvenaria estrutural, sujeitos às ações do vento**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

VILATÓ, R. R. (1998). **Estudo da metodologia do projeto para edifícios em alvenaria estrutural não armada**. Dissertação (Mestrado). Escola politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo.

ZAGOTTIS, D. A. (1974). **Introdução da segurança no projeto estrutural**. Construção pesada. São Paulo.

## ANEXOS

### A1 – Tabelas para dimensionamento a flexão.

Tabela I. Coeficiente de redução na zona média,  $\phi_m$ , para  $E=1000f_k$ .

Esbeltez ( $h_{ef} / t_{ef}$ )	Excentricidade	Esbeltez ( $h_{ef} / t_{ef}$ )	Excentricidade
	$e_{mk}$		$e_{mk}$
	<b>0,05 t</b>		<b>0,05 t</b>
1	0,90	16	0,72
2	0,90	17	0,70
3	0,90	18	0,68
4	0,90	19	0,65
5	0,89	20	0,63
6	0,88	21	0,60
7	0,88	22	0,58
8	0,86	23	0,55
9	0,85	24	0,52
10	0,84	25	0,50
11	0,82	26	0,47
12	0,80	27	0,45
13	0,79	28	0,42
14	0,77	29	0,40
15	0,75	30	0,37

A versão completa da tabela de coeficiente de redução na zona média e a dedução do coeficiente são encontradas no Anexo A do EC 6:1996.

**Tabela IIA. Flexão Simples – Dimensionamento Superarmado. NBR 10837**

$d < d_b$
<p>1. Encontrar a posição da linha neutra para a condição de seção superarmada com a equação do segundo grau.</p> $K_x^2 - 3K_x + \frac{6M}{bd^2 \cdot \bar{f}_{alv,f}} = 0$
<p>2. Determinar a taxa de armadura e a área de armadura necessária à seção:</p> $\rho = \frac{K_x^2}{2n \cdot (1 - K_x)} \quad n = \frac{E_s}{E_{alv}}$
<p>3. Verificar a tensão no aço:</p> $f_s = \frac{M}{A_s \cdot K_z \cdot d} \leq \bar{f}_{s,t}$
$f_{alv} = \bar{f}_{alv,f} \text{ e } f_s \leq \bar{f}_s$

**Tabela IIB. Flexão Simples - Dimensionamento com Armadura Dupla.  
NBR 10837**

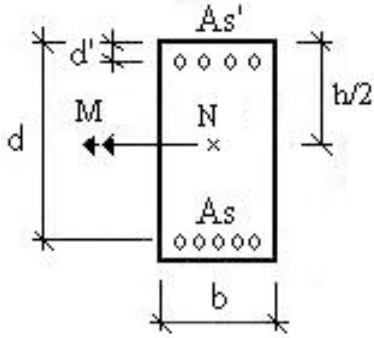
$d < d_b$			
$K_{xb} = \frac{n}{n + m_b}$	$K_{zb} = 1 - \frac{K_{xb}}{3}$	$n = \frac{E_s}{E_{alv}}$	$m_b = \frac{\bar{f}_s}{\bar{f}_{alv,f}}$
$M_0 = \bar{f}_{alv,f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot K_{xb} \cdot K_{zb} \text{ (KN cm)}$			
<p>Armadura Tracionada:</p> $A_s = \frac{1}{\bar{f}_s \cdot K_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{\Delta M}{\bar{f}_s \cdot (d - d')}$			
<p>Armadura Comprimida:</p> $A'_s = \frac{M - M_0}{(d - d')} \cdot \frac{d - x}{x - d'} \cdot \frac{1}{\bar{f}_{s,t}}$			

**Tabela III. Flexão Simples (E.L.U) - Dimensionamento com Armadura Dupla. RABELO (2004).**

$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}$	$K \leq K_\ell \Rightarrow K' = K$ $K > K_\ell \Rightarrow K' = K_\ell$	$K_\ell = 0,269$
$A_S = A_{S1} + A_{S2}$	$A_{S1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'})$ $A_{S2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{1 - \frac{d'}{d}}$	
$A'_S = \frac{A_{S2}}{\phi}$	$x = d \cdot \left( \frac{1 - \sqrt{1 - 2K'}}{0,80} \right)$	
Valores de $\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}}$		
CA-25	$n \leq 0,281 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,281 \Rightarrow \phi = 3,38 \cdot (1 - 2,5 n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-50	$n \leq 0,163 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,163 \Rightarrow \phi = 1,69 \cdot (1 - 2,5 n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-60	$n \leq 0,116 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,116 \Rightarrow \phi = 1,41 \cdot (1 - 2,5 n)$	$n = \frac{d'}{d}$
<p><b>Nota:</b> No dimensionamento segundo o texto de revisão, deve-se reduzir pela metade a resistência de cálculo do aço (<math>0,5 f_{yd}</math>).</p>		



Tabela IV. Flexão Composta. NBR 10837:1989.

	
$\bar{f}_{alv,c} = 0,225 \cdot f_p \cdot R \quad f_{alv,c} = \frac{N}{h \cdot b}$	
$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 \cdot f_p \quad f_{alv,f,max.} = \left( \alpha - \frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} \right) \cdot \bar{f}_{alv,f}$	$\varepsilon_c = \frac{f_c}{800 \cdot f_p} \quad \varepsilon_s = \frac{\bar{f}_{s,t}}{E_s}$
$f_c = f_{alv,c} + f_{alv,f,max.}$	
<p><b>1º Caso:</b></p> $K = \frac{N \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) + M}{f_c \cdot b \cdot d^2}$	$K_{lim} = 0,5 \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \right) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \right) \cdot \frac{1}{3} \right]$
$K \leq K_{lim} \Rightarrow K' = K$	
$K > K_{lim} \Rightarrow K' = K_{lim}$	
$A_{S1} = \frac{0,5 \cdot f_c \cdot b \cdot \left( 1,5 - \sqrt{1,5^2 - 6K'} \right) \cdot d - N}{f_{s,t}}$	$A_{S2} = \frac{f_c \cdot b \cdot d \cdot (K - K')}{f_{s,t} \cdot (1 - d'/d)}$
$A_S = A_{S1} + A_{S2}$	
$A'_s = A_{S2} / \phi$	$x = \left( 1,5 - \sqrt{1,5^2 - 6K'} \right) \cdot d$
<p>Se <math>A_S &lt; 0</math>, passar para o 2º caso</p>	

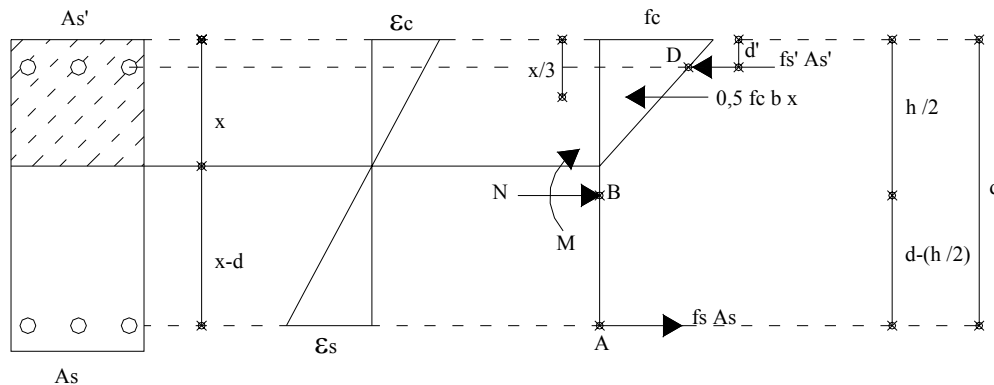
<b>2º Caso:</b>		
$x = 1,5 \cdot d' + \sqrt{\left(1,5 \cdot d'^2\right) - 6 \cdot \frac{M - N \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)}{f_c \cdot b}} \leq h$		
$A_s = 0$	$A'_s = \frac{(N - 0,5 \cdot f_c \cdot b \cdot x)}{\phi \cdot f_{s,t}}$	
Se $x > h$ , passar ao 3º caso.		
Se $A'_s < 0$ , será usada somente a armadura mínima.		
<b>3º Caso: (Ambas armaduras comprimidas)</b>		
$A_s = \frac{(N - f_c \cdot b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) - M}{\phi \cdot f_{s,t} (d - d')}$	$A'_s = \frac{(N - f_c \cdot b \cdot h) \cdot \left(d' - \frac{h}{2}\right) + M}{\phi \cdot f_{s,t} (d - d')}$	
Valores de $\phi = \frac{f'_s}{f_{s,t}}$ (1º e 2º casos)		
CA-50	$\phi = \frac{f_c \cdot (x - d') \cdot 21000}{800 \cdot f_p \cdot x \cdot f_{s,t}}$	$\frac{x \text{ (cm)}}{f_{s,t} \text{ (kN / cm}^2\text{)}}$
Valores de $\phi = \frac{f'_s}{f_{s,t}}$ (3º caso)		
CA-50	$\phi = 1$	

Tabela V. Flexão Composta EC 6:1996. RABELO (2004).

<p><b>1º Caso:</b></p> $K = \frac{N_d \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}$	$K \leq K_\ell \Rightarrow K' = K$ $K > K_\ell \Rightarrow K' = K_\ell$ $K_\ell = 0,269$
$A_s = A_{S1} + A_{S2}$	$A_{S1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2K'}) - N_d}{f_{yd}}$ $A_{S2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{1 - \frac{d'}{d}}$
$A'_s = \frac{A_{S2}}{\phi}$	$x = d \cdot \left( \frac{1 - \sqrt{1 - 2K'}}{0,80} \right)$ <p><b>Se <math>A_s &lt; 0</math>, ir para o 2º caso.</b></p>
<p><b>2º Caso:</b></p> $y = d' + \sqrt{d'^2 + 2 \left[ \frac{N_d \left( \frac{h}{2} \right) - d' - M_d}{f_d \cdot b} \right]} \leq h$	
$A_s = 0$	$A'_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot y)}{\phi \cdot f_{yd}}$
<p><b>Se <math>y &gt; h</math>, passar ao 3º caso.</b></p> <p><b>Se <math>A_s \leq 0</math>, será usada somente a armadura mínima.</b></p>	
<p><b>3º Caso:</b></p> $A_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_d}{\phi \cdot f_{yd} (d - d')}$	$A_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left( d' - \frac{h}{2} \right) + M_d}{\phi \cdot f_{yd} (d - d')}$

Valores de $\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}}$ (1º e 2º casos)		
CA-25	$n \leq 0,281 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,281 \Rightarrow \phi = 3,38 \cdot (1-2,5 n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-50	$n \leq 0,163 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,163 \Rightarrow \phi = 1,69 \cdot (1-2,5 n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-60	$n \leq 0,116 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,116 \Rightarrow \phi = 1,41 \cdot (1-2,5 n)$	$n = \frac{d'}{d}$
Valores de $\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}}$ (3º caso)		
CA-25	$\phi = 1,0$	
CA-50	$\phi = 0,966$	
<p><b>Nota:</b> No dimensionamento segundo o texto de revisão, deve-se reduzir pela metade a resistência de cálculo do aço (<math>0,5 f_{yd}</math>).</p>		

## A2 . Equacionamento para F.N.C. segundo a NBR 10837:1989



$$\Sigma V: N + A_s f_s = A'_s f'_s + 0,5 f_c b x \quad (1)$$

$$\Sigma M_A: N \left( d - \frac{h}{2} \right) + M = 0,5 f_c \cdot b \cdot x \left( d - \frac{x}{3} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (2)$$

Dividindo (2) por  $f_c b d^2$ :

$$\frac{N \left( d - \frac{h}{2} \right) + M}{f_c b d^2} = \frac{0,5 f_c \cdot b \cdot \frac{x}{d} \cdot d^2 \left( 1 - \frac{x}{3d} \right)}{f_c b d^2} + \frac{A'_s f'_s \cdot d (1 - d'/d)}{f_c b d^2} \quad (3)$$

Com as seguintes considerações:

$$x / d = \alpha$$

$$f'_s = \phi f_{s,t}$$

$$f_s = f_{s,t} \text{ (total aproveitamento do aço)}$$

Pode-se fazer a simplificação:

$$K = \frac{N \left( d - \frac{h}{2} \right) + M}{f_c b d^2}$$

E assim reorganizar a equação (3):

$$K = 0,5 \cdot \alpha \cdot \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{A'_s \cdot \phi \cdot f_{s,t} \cdot (1 - d'/d)}{f_c b d} \quad (4)$$

Chamando de  $K'$  o primeiro membro da soma:

$$K' = 0,5 \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

Onde  $\alpha$  é:

$$\alpha = 1,5 - \sqrt{1,5^2 - 6K'}$$

Retomando (4):

$$K - K' = \frac{A'_s \cdot \phi \cdot f_{s,t} \cdot (1 - d'/d)}{f_c b d} \Rightarrow A'_s \phi = \frac{f_c \cdot b \cdot d \cdot (K - K')}{f_{s,t} \cdot (1 - d'/d)} \quad (5)$$

De (1):

$$A_s = \frac{0,5 \cdot f_c \cdot b \cdot x}{f_{s,t}} + \frac{A'_s \cdot \phi \cdot f_{s,t}}{f_{s,t}} - \frac{N}{f_{s,t}} \Rightarrow A_s = \frac{0,5 \cdot f_c \cdot b \cdot x}{f_{s,t}} - \frac{N}{f_{s,t}} + A'_s \cdot \phi$$

Lembrando que:

$$x = \alpha d$$

São determinadas as equações para o primeiro caso:

Armadura tracionada:

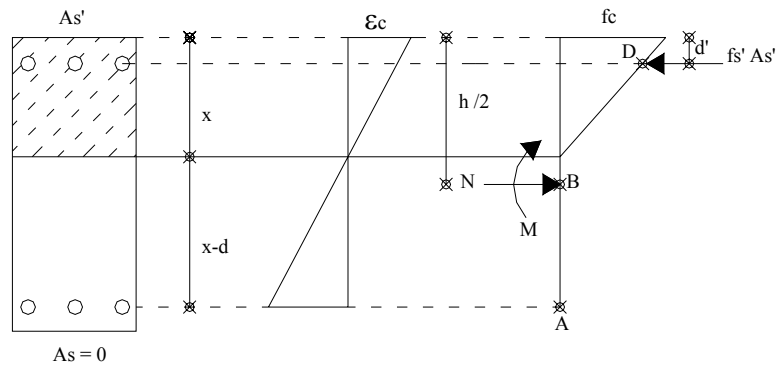
$$A_{s1} = \frac{0,5 \cdot f_c \cdot b \cdot \left(1,5 - \sqrt{1,5^2 - 6K'}\right) \cdot d - N}{f_{s,t}} \quad (6) \quad A_{s2} = \frac{f_c \cdot b \cdot d (K - K')}{f_{s,t} \cdot (1 - d'/d)} \quad (7)$$

Armadura comprimida:  $A'_s = A_{s2} / \phi$  (8)

$$\text{Linha Neutra: } x = \left(1,5 - \sqrt{1,5^2 - 6K'}\right) \cdot d \quad (9)$$

**2º Caso:**

Se a armadura tracionada for menor que zero. Deve ser considerado o segundo caso em que o equilíbrio é conseguido com a compressão do concreto e da armadura  $A'_s$ .



Das equações de equilíbrio, tem-se que:

$$N = 0,5 \cdot f_c \cdot b \cdot x + A'_s \cdot \phi \cdot f_{s,t} \quad (10)$$

$$N \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M = 0,5 f_c \cdot b \cdot x \cdot \left( \frac{x}{3} - d' \right) \Rightarrow$$

$$\frac{1}{6} f_c \cdot b \cdot x^2 - \frac{1}{2} f_c \cdot b \cdot d' \cdot x + M - N \left( \frac{h}{2} - d' \right) = 0 \Rightarrow$$

$$x^2 - \frac{\frac{1}{2} f_c \cdot b \cdot d'}{\frac{1}{6} f_c \cdot b} \cdot x + \frac{M - N \left( \frac{h}{2} - d' \right)}{\frac{1}{6} f_c \cdot b} = 0 \Rightarrow$$

Calculando a raiz interesse determina-se a posição da linha neutra para o segundo caso:

$$x = 1,5d' \pm \sqrt{(1,5d')^2 - 6 \frac{M - N \left( \frac{h}{2} - d' \right)}{f_c \cdot b}} \quad (11)$$

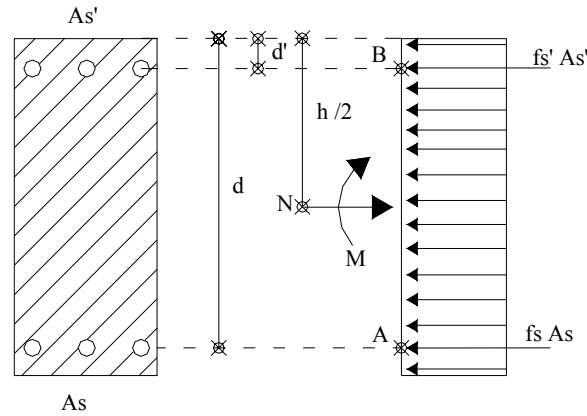
E a partir da equação (10) encontra-se a área de armadura comprimida:

$$A'_s = \frac{N - 0,5 \cdot f_c \cdot b \cdot x}{\phi \cdot f_{s,t}} \quad (12)$$

Neste caso, a altura da linha neutra deve ser: ( $x \leq h$ ). Quando  $x = h$ , a seção estará totalmente comprimida, e para  $x > h$  deve-se passar para o 3º caso.

**3º Caso:**

Neste caso a seção está totalmente comprimida. Por simplificação admite-se a linha neutra no infinito.



$$N = f_c \cdot b \cdot h + A_s f_s + A'_s f'_s \quad (13)$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow M - N \left( \frac{h}{2} - d' \right) + f_c \cdot b \cdot h \left( \frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_c (d - d') = 0 \quad (14)$$

É considerado que:

$$f_s = f'_s = f_{s,t}$$

Assim,  $\phi$  é tomado igual a unidade.

E a determinação das áreas de armadura é conseguida da seguinte maneira:

$$A_s = \frac{(N - f_c \cdot b \cdot h) \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M}{f_{s,t} \cdot (d - d')} \quad (15)$$

$$A'_s = \frac{(N - f_c \cdot b \cdot h) \left( d - \frac{h}{2} \right) + M}{f_{s,t} \cdot (d - d')} \quad (16)$$



### A3. Resultados para os gráficos do exemplo B

- NBR 10837:1989

Bloco (14 x 19 x 39)			fp = 11 MPa	fp = 9,5 MPa	fp = 8 MPa	fp = 6,5 MPa	fp = 5 MPa	fp = 3,5 MPa
Altura (cm)	Esbeltez	Coef. redução	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	17,143	0,921	2,027	1,750	1,474	1,198	0,921	0,645
260	18,571	0,900	1,980	1,710	1,440	1,170	0,900	0,630
280	20,000	0,875	1,925	1,663	1,400	1,138	0,875	0,613
Bloco (19 x 19 x 39)			fp = 11 MPa	fp = 9,5 MPa	fp = 8 MPa	fp = 6,5 MPa	fp = 5 MPa	fp = 3,5 MPa
Altura (cm)	Esbeltez	Coef. redução	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	12,632	0,969	2,131	1,840	1,550	1,259	0,969	0,678
260	13,684	0,960	2,112	1,824	1,536	1,248	0,960	0,672
280	14,737	0,950	2,090	1,805	1,520	1,235	0,950	0,665
300	15,789	0,938	2,065	1,783	1,502	1,220	0,938	0,657
320	16,842	0,925	2,036	1,758	1,481	1,203	0,925	0,648
340	17,895	0,910	2,003	1,730	1,457	1,104	0,910	0,637
360	18,947	0,894	1,966	1,698	1,430	1,162	0,894	0,626
380	20,000	0,875	1,925	1,663	1,400	1,138	0,875	0,613

• EC 6:1996

Bloco (14 x 19 x 39)			"Gamma"= 1,7 (categoria I-A)					Bloco (14 x 19 x 39)		
Altura (cm)	Esbeltez	Coefficiente de redução	fp = 12,5 MPa Tensão (MPa)	fp = 11 MPa Tensão (MPa)	fp = 9,5 MPa Tensão (MPa)	fp = 8 MPa Tensão (MPa)	fp = 6,5 MPa Tensão (MPa)	fp = 5 MPa Tensão (MPa)	fp = 3,5 MPa Tensão (MPa)	
240	12,957	0,791	2,340	2,059	1,778	1,498	1,217	0,936	0,655	
260	13,929	0,771	2,281	2,007	1,733	1,460	1,186	0,912	0,639	
280	15,000	0,750	2,219	1,952	1,686	1,420	1,154	0,888	0,621	
300	16,071	0,719	2,127	1,872	1,617	1,361	1,106	0,851	0,596	
320	17,173	0,697	2,062	1,814	1,567	1,320	1,072	0,825	0,577	
340	18,214	0,674	1,994	1,755	1,515	1,276	1,037	0,798	0,558	
360	19,286	0,644	1,905	1,676	1,448	1,219	0,991	0,762	0,533	
380	20,357	0,619	1,831	1,611	1,392	1,172	0,952	0,733	0,513	
400	21,429	0,591	1,748	1,539	1,329	1,119	0,909	0,699	0,490	
420	22,500	0,565	1,671	1,471	1,270	1,070	0,869	0,669	0,468	
440	23,571	0,533	1,577	1,388	1,198	1,009	0,820	0,631	0,442	
460	24,643	0,507	1,500	1,320	1,140	0,960	0,780	0,600	0,420	
480	25,714	0,479	1,417	1,247	1,077	0,907	0,737	0,567	0,397	
500	26,786	0,454	1,343	1,182	1,021	0,860	0,698	0,537	0,376	

Bloco (14 x 19 x 39)			"Gamma"= 3,0 (categoria II-C)					Bloco (14 x 19 x 39)		
Altura (cm)	Esbeltez	Coefficiente de redução	fp = 12,5 MPa Tensão (MPa)	fp = 11 MPa Tensão (MPa)	fp = 9,5 MPa Tensão (MPa)	fp = 8 MPa Tensão (MPa)	fp = 6,5 MPa Tensão (MPa)	fp = 5 MPa Tensão (MPa)	fp = 3,5 MPa Tensão (MPa)	
240	12,957	0,791	1,326	1,167	1,008	0,849	0,690	0,530	0,371	
260	13,929	0,771	1,292	1,137	0,982	0,827	0,672	0,517	0,362	
280	15,000	0,750	1,257	1,106	0,956	0,805	0,654	0,503	0,352	
300	16,071	0,719	1,205	1,061	0,916	0,771	0,627	0,482	0,338	
320	17,173	0,697	1,168	1,028	0,888	0,748	0,608	0,467	0,327	
340	18,214	0,674	1,130	0,994	0,869	0,723	0,588	0,452	0,316	
360	19,286	0,644	1,080	0,950	0,820	0,691	0,561	0,432	0,302	
380	20,357	0,619	1,038	0,913	0,789	0,664	0,540	0,415	0,291	
400	21,429	0,591	0,991	0,872	0,753	0,634	0,515	0,396	0,277	
420	22,500	0,565	0,947	0,833	0,720	0,606	0,493	0,379	0,265	
440	23,571	0,533	0,893	0,786	0,679	0,572	0,465	0,357	0,250	
460	24,643	0,507	0,850	0,748	0,646	0,544	0,442	0,340	0,238	
480	25,714	0,479	0,803	0,707	0,610	0,514	0,418	0,321	0,225	
500	26,786	0,454	0,761	0,670	0,578	0,487	0,396	0,304	0,213	

Bloco (19 x 19 x 39)			"Gamma"= 1,7 (categoria I-A)						Bloco (19 x 19 x 39)							
Altura (cm)	Espelhez	Coeficiente de redução	fp = 12,5 MPa		fp = 11 MPa		fp = 9,5 MPa		fp = 8 MPa		fp = 6,5 MPa		fp = 5 MPa		fp = 3,5 MPa	
			Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	9,474	0,845	2,500	2,200	1,900	1,600	1,300	1,000	0,700	0,500	0,300	0,200	0,100	0,050	0,025	0,012
260	10,263	0,836	2,470	2,174	1,877	1,581	1,285	0,988	0,692	0,496	0,299	0,203	0,107	0,054	0,027	0,013
280	11,053	0,819	2,423	2,132	1,841	1,551	1,260	0,969	0,678	0,482	0,285	0,189	0,093	0,046	0,023	0,011
300	11,842	0,803	2,375	2,090	1,805	1,520	1,235	0,950	0,665	0,470	0,273	0,177	0,081	0,040	0,020	0,010
320	12,632	0,794	2,349	2,067	1,785	1,503	1,221	0,940	0,658	0,462	0,266	0,170	0,079	0,039	0,019	0,009
340	13,421	0,782	2,313	2,036	1,758	1,481	1,203	0,925	0,648	0,456	0,260	0,164	0,073	0,036	0,018	0,008
360	14,211	0,766	2,266	1,994	1,722	1,450	1,178	0,906	0,635	0,440	0,254	0,158	0,067	0,033	0,016	0,007
380	15,000	0,750	2,219	1,952	1,686	1,420	1,154	0,888	0,621	0,434	0,248	0,152	0,061	0,030	0,014	0,006
400	15,789	0,726	2,148	1,890	1,632	1,375	1,117	0,859	0,601	0,428	0,242	0,146	0,059	0,028	0,013	0,005
420	16,579	0,708	2,094	1,843	1,592	1,340	1,089	0,838	0,587	0,422	0,236	0,140	0,057	0,027	0,012	0,004
440	17,368	0,693	2,050	1,804	1,558	1,312	1,066	0,820	0,574	0,416	0,230	0,134	0,055	0,026	0,011	0,003
460	18,158	0,675	1,997	1,757	1,518	1,278	1,038	0,799	0,559	0,410	0,224	0,128	0,053	0,025	0,010	0,002
480	18,947	0,652	1,929	1,697	1,466	1,234	1,003	0,772	0,540	0,404	0,218	0,122	0,051	0,024	0,009	0,001
500	19,737	0,635	1,878	1,653	1,428	1,202	0,977	0,751	0,526	0,398	0,212	0,116	0,049	0,023	0,008	0,000
520	20,526	0,614	1,816	1,598	1,380	1,162	0,945	0,727	0,509	0,392	0,206	0,110	0,047	0,022	0,007	0,000
540	21,316	0,594	1,757	1,546	1,335	1,125	0,914	0,703	0,492	0,386	0,200	0,104	0,045	0,021	0,006	0,000
560	22,105	0,577	1,707	1,502	1,297	1,092	0,888	0,683	0,478	0,380	0,194	0,098	0,043	0,020	0,005	0,000
580	23,684	0,529	1,565	1,377	1,189	1,002	0,814	0,626	0,438	0,374	0,188	0,092	0,041	0,019	0,004	0,000
600	24,474	0,511	1,512	1,330	1,149	0,967	0,786	0,605	0,423	0,368	0,182	0,086	0,039	0,018	0,003	0,000
620	25,263	0,492	1,455	1,281	1,106	0,932	0,757	0,582	0,408	0,362	0,176	0,080	0,038	0,017	0,002	0,000
640	26,053	0,469	1,387	1,221	1,054	0,888	0,721	0,556	0,389	0,356	0,170	0,074	0,037	0,016	0,001	0,000
660	26,842	0,453	1,340	1,179	1,018	0,858	0,697	0,536	0,375	0,350	0,164	0,068	0,036	0,015	0,000	0,000

Bloco (19 x 19 x 39)			"Gamma"= 3,0 (categoria II-C)						Bloco (19 x 19 x 39)							
Altura (cm)	Espelhez	Coeficiente de redução	fp = 12,5 MPa		fp = 11 MPa		fp = 9,5 MPa		fp = 8 MPa		fp = 6,5 MPa		fp = 5 MPa		fp = 3,5 MPa	
			Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	9,474	0,845	1,416	1,247	1,077	0,907	0,737	0,567	0,397	0,227	0,157	0,087	0,057	0,027	0,017	0,007
260	10,263	0,836	1,400	1,232	1,064	0,896	0,728	0,560	0,392	0,221	0,151	0,085	0,056	0,026	0,016	0,006
280	11,053	0,819	1,373	1,208	1,043	0,879	0,714	0,549	0,384	0,215	0,145	0,083	0,054	0,025	0,015	0,005
300	11,842	0,803	1,346	1,185	1,023	0,862	0,700	0,538	0,377	0,209	0,139	0,081	0,052	0,024	0,014	0,004
320	12,632	0,794	1,331	1,171	1,012	0,852	0,692	0,532	0,373	0,203	0,133	0,079	0,050	0,023	0,013	0,003
340	13,421	0,782	1,311	1,154	0,996	0,839	0,682	0,524	0,367	0,197	0,127	0,075	0,048	0,022	0,012	0,002
360	14,211	0,766	1,284	1,130	0,976	0,822	0,668	0,514	0,360	0,191	0,121	0,073	0,046	0,021	0,011	0,001
380	15,000	0,750	1,257	1,106	0,956	0,805	0,654	0,503	0,352	0,185	0,115	0,069	0,043	0,020	0,010	0,000
400	15,789	0,726	1,217	1,071	0,925	0,779	0,633	0,487	0,341	0,179	0,109	0,063	0,041	0,019	0,009	0,000
420	16,579	0,708	1,187	1,044	0,902	0,760	0,617	0,475	0,332	0,173	0,103	0,059	0,039	0,018	0,008	0,000
440	17,368	0,693	1,162	1,022	0,883	0,744	0,604	0,465	0,325	0,167	0,097	0,057	0,037	0,017	0,007	0,000
460	18,158	0,675	1,132	0,996	0,860	0,724	0,588	0,453	0,317	0,161	0,091	0,055	0,035	0,016	0,006	0,000
480	18,947	0,652	1,093	0,962	0,831	0,700	0,568	0,437	0,306	0,155	0,085	0,053	0,034	0,015	0,005	0,000
500	19,737	0,635	1,064	0,937	0,809	0,681	0,554	0,426	0,298	0,149	0,079	0,051	0,032	0,014	0,004	0,000
520	20,526	0,614	1,029	0,906	0,782	0,659	0,535	0,412	0,288	0,143	0,073	0,049	0,031	0,013	0,003	0,000
540	21,316	0,594	0,996	0,876	0,757	0,637	0,518	0,398	0,279	0,137	0,067	0,045	0,029	0,012	0,002	0,000
560	22,105	0,577	0,967	0,851	0,735	0,619	0,503	0,387	0,271	0,131	0,061	0,043	0,027	0,011	0,001	0,000
580	23,684	0,529	0,887	0,780	0,674	0,568	0,461	0,355	0,248	0,125	0,055	0,038	0,024	0,010	0,000	0,000
600	24,474	0,511	0,857	0,754	0,651	0,548	0,445	0,343	0,240	0,119	0,051	0,035	0,022	0,009	0,000	0,000
620	25,263	0,492	0,825	0,726	0,627	0,528	0,429	0,330	0,231	0,113	0,047	0,032	0,020	0,008	0,000	0,000
640	26,053	0,469	0,786	0,692	0,598	0,503	0,409	0,314	0,220	0,107	0,041	0,028	0,017	0,007	0,000	0,000
660	26,842	0,453	0,759	0,668	0,577	0,486	0,395	0,304	0,213	0,101	0,035	0,025	0,015	0,006	0,000	0,000

• Texto de revisão da NBR 10837.

		Combinação normal "gama" = 2,5						Bloco (14 x 19 x 39)							
		fp = 12,5 MPa		fp = 11 MPa		fp = 9,5 MPa		fp = 8 MPa		fp = 6,5 MPa		fp = 5 MPa		fp = 3,5 MPa	
Altura (cm)	Esbeltez	Coefficiente de redução	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	17,143	0,921	1,853	1,630	1,408	1,186	0,963	0,741	0,519						
260	18,571	0,900	1,810	1,593	1,376	1,159	0,941	0,724	0,507						
280	20,000	0,875	1,760	1,549	1,338	1,127	0,915	0,704	0,493						
		Combinação normal "gama" = 2,5						Bloco (19 x 19 x 39)							
		fp = 12,5 MPa		fp = 11 MPa		fp = 9,5 MPa		fp = 8 MPa		fp = 6,5 MPa		fp = 5 MPa		fp = 3,5 MPa	
Altura (cm)	Esbeltez	Coefficiente de redução	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	12,632	0,969	1,949	1,715	1,481	1,248	1,014	0,780	0,546						
260	13,684	0,960	1,931	1,699	1,468	1,236	1,004	0,773	0,541						
280	14,737	0,950	1,911	1,682	1,452	1,223	0,994	0,764	0,536						
300	15,789	0,938	1,887	1,660	1,434	1,208	0,981	0,755	0,528						
320	16,842	0,925	1,861	1,637	1,414	1,191	0,968	0,744	0,521						
340	17,895	0,910	1,831	1,611	1,391	1,172	0,952	0,732	0,513						
360	18,947	0,894	1,798	1,583	1,367	1,151	0,935	0,719	0,504						
380	20,000	0,875	1,760	1,549	1,338	1,127	0,915	0,704	0,493						
		Combinação especial "gama" = 2,1						Bloco (14 x 19 x 39)							
		fp = 12,5 MPa		fp = 11 MPa		fp = 9,5 MPa		fp = 8 MPa		fp = 6,5 MPa		fp = 5 MPa		fp = 3,5 MPa	
Altura (cm)	Esbeltez	Coefficiente de redução	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	17,143	0,921	2,206	1,941	1,676	1,412	1,147	0,882	0,618						
260	18,571	0,900	2,155	1,897	1,638	1,379	1,121	0,862	0,604						
280	20,000	0,875	2,095	1,844	1,593	1,341	1,090	0,838	0,587						
		Combinação especial "gama" = 2,1						Bloco (19 x 19 x 39)							
		fp = 12,5 MPa		fp = 11 MPa		fp = 9,5 MPa		fp = 8 MPa		fp = 6,5 MPa		fp = 5 MPa		fp = 3,5 MPa	
Altura (cm)	Esbeltez	Coefficiente de redução	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
240	12,632	0,969	2,321	2,042	1,764	1,485	1,207	0,928	0,660						
260	13,684	0,960	2,299	2,023	1,747	1,471	1,196	0,920	0,644						
280	14,737	0,950	2,275	2,002	1,729	1,456	1,183	0,910	0,637						
300	15,789	0,938	2,246	1,977	1,707	1,438	1,168	0,899	0,629						
320	16,842	0,925	2,215	1,949	1,684	1,418	1,152	0,886	0,620						
340	17,895	0,910	2,179	1,918	1,666	1,395	1,133	0,872	0,610						
360	18,947	0,894	2,141	1,884	1,627	1,370	1,113	0,856	0,600						
380	20,000	0,875	2,095	1,844	1,593	1,341	1,090	0,838	0,587						

## A4. Resultados do Exemplo D.

NBR 10837		$f_p=12,5$ MPa		$f_p=3,5$ MPa	
Seção	M	$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$
(b x d)	kN cm				
14x15	50	0,22	0	0,22	0
	550	2,77	12,55	2,98	22,63
	1050	5,53	35,16	5,73	44,94
	1550	8,28	57,77	8,49	67,55
	2050	11,04	80,38	11,24	90,10
	2550	13,79	102,99	14,00	112,78
	3050	16,55	125,6	16,75	135,39
14x55	50	0,06	0	0,06	0
	550	0,65	0	0,65	0
	1050	1,24	0	1,29	0,83
	1550	1,83	0	1,89	2,25
	2050	2,43	0	2,48	3,67
	2550	3,01	0	3,07	5,09
	3050	3,78	0,99	3,67	6,51

EC 6:1996		$f_p=12,5$ MPa				$f_p=3,5$ MPa			
seção	M	$\gamma_m = 1,7$		$\gamma_m = 3,0$		$\gamma_m = 1,7$		$\gamma_m = 3,0$	
		$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$
(b x d)	kN cm								
14x14	50	0,11	0	0,12	0	0,13	0	0,14	0,24
	550	1,71	5,98	1,79	7,91	1,84	9,18	1,87	9,72
	1050	3,43	15,46	3,52	17,39	3,57	18,66	3,59	19,20
	1550	5,16	24,94	5,24	26,86	5,29	28,14	5,32	28,68
	2050	6,88	34,42	6,97	36,34	7,02	37,62	7,04	38,15
	2550	8,61	43,89	8,63	45,82	8,74	47,09	8,77	47,63
	3050	10,33	53,37	10,42	55,3	10,47	56,57	10,49	57,11
14x54	50	0,03	0	0,03	0	0,03	0	0,03	0
	550	0,32	0	0,33	0	0,34	0	0,38	0
	1050	0,63	0	0,65	0	0,72	0	0,69	0,31
	1550	0,95	0	1,01	0	1,03	0,36	1,01	0,63
	2050	1,29	0	1,40	0,05	1,35	0,68	1,33	0,95
	2550	1,65	0	1,72	0,36	1,67	1,0	1,64	1,27
	3050	2,03	0	2,03	0,68	1,98	1,31	1,96	1,58

REVISÃO		$f_p=12,5$ MPa				$f_p=3,5$ MPa			
seção	M	$\gamma_m = 2,1$		$\gamma_m = 2,5$		$\gamma_m = 2,1$		$\gamma_m = 2,5$	
(b x d)	kN cm	$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$
<b>14x14</b>	<b>50</b>	0,23	0	0,23	0	0,26	0	0,27	0,20
	<b>550</b>	3,49	13,66	3,54	14,91	3,71	18,84	3,72	19,16
	<b>1050</b>	6,94	32,61	6,99	33,77	7,16	37,79	7,17	38,12
	<b>1550</b>	10,39	51,57	10,44	52,72	10,61	56,75	10,62	57,07
	<b>2050</b>	13,84	70,53	13,89	71,68	14,06	75,71	14,07	76,03
	<b>2550</b>	17,29	89,48	17,34	90,63	17,51	94,66	17,54	94,98
	<b>3050</b>	20,74	108,44	20,79	109,59	20,96	113,62	20,97	113,94
<b>14x54</b>	<b>50</b>	0,06	0	0,06	0	0,06	0	0,06	0
	<b>550</b>	0,65	0	0,65	0	0,71	0	0,73	0
	<b>1050</b>	1,27	0	1,29	0	1,41	0,33	1,4	0,49
	<b>1550</b>	1,94	0	1,97	0	2,04	0,96	2,03	1,12
	<b>2050</b>	2,65	0	2,72	0	2,68	1,60	2,67	1,76
	<b>2550</b>	3,42	0	3,47	0,23	3,31	2,23	3,30	2,39
	<b>3050</b>	4,15	0,29	4,11	0,86	3,95	2,86	3,93	3,02

## A5. Resultados para construção dos ábacos de flexão simples

- NBR 10837:1989

w	nr	kx	kz	mi
0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000
0,0025	0,0040	0,0853	0,9716	0,0024
0,0050	0,0080	0,1184	0,9605	0,0048
0,0075	0,0119	0,1430	0,9523	0,0071
0,0100	0,0159	0,1632	0,9456	0,0095
0,0125	0,0199	0,1805	0,9398	0,0117
0,0150	0,0239	0,1959	0,9347	0,0140
0,0175	0,0278	0,2098	0,9301	0,0163
0,0200	0,0318	0,2224	0,9259	0,0185
0,0225	0,0358	0,2342	0,9219	0,0207
0,0250	0,0398	0,2451	0,9183	0,0230
0,0275	0,0437	0,2553	0,9149	0,0252
0,0300	0,0477	0,2649	0,9117	0,0274
0,0325	0,0517	0,2740	0,9087	0,0295
0,0350	0,0557	0,2826	0,9058	0,0317
0,0375	0,0597	0,2909	0,9030	0,0339
0,0400	0,0636	0,2987	0,9004	0,0360
0,0425	0,0676	0,3063	0,8979	0,0382
0,0450	0,0716	0,3135	0,8955	0,0403
0,0475	0,0756	0,3205	0,8932	0,0424
0,0500	0,0795	0,3272	0,8909	0,0445
0,0525	0,0835	0,3336	0,8888	0,0467
0,0550	0,0875	0,3399	0,8867	0,0488
0,0568	0,0904	0,3443	0,8852	0,0503

w	w <sup>2</sup>	d'/d=0,05		d'/d=0,10		d'/d=0,15		d'/d=0,20	
		mi	w'	mi	w'	mi	w'	mi	w'
0,0570	0,0002	0,0505	0,0004	0,0505	0,0005	0,0504	0,0006	0,0504	0,0009
0,0575	0,0007	0,0509	0,0015	0,0509	0,0019	0,0509	0,0023	0,0508	0,0031
0,0600	0,0032	0,0533	0,0071	0,0532	0,0086	0,0530	0,0108	0,0528	0,0145
0,0625	0,0057	0,0557	0,0127	0,0554	0,0153	0,0551	0,0192	0,0548	0,0259
0,0650	0,0082	0,0581	0,0183	0,0577	0,0220	0,0572	0,0277	0,0568	0,0373
0,0675	0,0107	0,0604	0,0238	0,0599	0,0287	0,0594	0,0361	0,0588	0,0487
0,0700	0,0132	0,0628	0,0294	0,0622	0,0355	0,0615	0,0446	0,0608	0,0601
0,0725	0,0157	0,0652	0,0350	0,0644	0,0422	0,0636	0,0530	0,0628	0,0715
0,0750	0,0182	0,0676	0,0406	0,0667	0,0489	0,0657	0,0615	0,0648	0,0829
0,0775	0,0207	0,0699	0,0462	0,0689	0,0556	0,0679	0,0700	0,0668	0,0943
0,0800	0,0232	0,0723	0,0517	0,0712	0,0624	0,0700	0,0784	0,0688	0,1057
0,0825	0,0257	0,0747	0,0573	0,0734	0,0691	0,0721	0,0869	0,0708	0,1170
0,0850	0,0282	0,0771	0,0629	0,0757	0,0758	0,0742	0,0953	0,0728	0,1284
0,0875	0,0307	0,0794	0,0685	0,0779	0,0825	0,0764	0,1038	0,0748	0,1398
0,0900	0,0332	0,0818	0,0740	0,0802	0,0892	0,0785	0,1122	0,0768	0,1512
0,0925	0,0357	0,0842	0,0796	0,0824	0,0960	0,0806	0,1207	0,0788	0,1626
0,0950	0,0382	0,0866	0,0852	0,0847	0,1027	0,0827	0,1291	0,0808	0,1740
0,0975	0,0407	0,0889	0,0908	0,0869	0,1094	0,0849	0,1376	0,0828	0,1854
0,1000	0,0432	0,0913	0,0964	0,0892	0,1161	0,0870	0,1460	0,0848	0,1968
0,1025	0,0457	0,0937	0,1019	0,0914	0,1229	0,0891	0,1545	0,0868	0,2082
0,1050	0,0482	0,0961	0,1075	0,0937	0,1296	0,0912	0,1629	0,0888	0,2196
0,1075	0,0507	0,0984	0,1131	0,0959	0,1363	0,0934	0,1714	0,0908	0,2309

- **EC 6:1996 (Categoria I-A)**

w	mi
0,0000	0,0000
0,0025	0,0048
0,0050	0,0096
0,0075	0,0142
0,0100	0,0188
0,0125	0,0232
0,0150	0,0276
0,0175	0,0319
0,0200	0,0360
0,0225	0,0401
0,0250	0,0441
0,0275	0,0480
0,0300	0,0518
0,0325	0,0555
0,0350	0,0591
0,0375	0,0626
0,0400	0,0661
0,0417	0,0683

w	w <sup>2</sup>	d'/d=0,05		d'/d=0,10		d'/d=0,15		d'/d=0,20	
		mi	w'	mi	w'	mi	w'	mi	w'
0,0419	0,0002	0,0687	0,0002	0,0687	0,0002	0,0687	0,0002	0,0686	0,0002
0,0425	0,0008	0,0698	0,0008	0,0697	0,0008	0,0697	0,0008	0,0696	0,0009
0,0450	0,0033	0,0744	0,0033	0,0741	0,0033	0,0738	0,0033	0,0735	0,0039
0,0475	0,0058	0,0791	0,0058	0,0785	0,0058	0,0779	0,0058	0,0774	0,0069
0,0500	0,0083	0,0837	0,0083	0,0829	0,0083	0,0821	0,0083	0,0813	0,0098
0,0525	0,0108	0,0884	0,0108	0,0873	0,0108	0,0862	0,0108	0,0852	0,0128
0,0550	0,0133	0,0930	0,0133	0,0917	0,0133	0,0904	0,0133	0,0891	0,0157
0,0575	0,0158	0,0976	0,0158	0,0961	0,0158	0,0945	0,0158	0,0930	0,0187
0,0600	0,0183	0,1023	0,0183	0,1005	0,0183	0,0987	0,0183	0,0969	0,0217
0,0625	0,0208	0,1069	0,0208	0,1049	0,0208	0,1028	0,0208	0,1008	0,0246



- EC 6:1996 (Categoria II-C)

w	mi
0,0000	0,0000
0,0015	0,0029
0,0030	0,0057
0,0045	0,0085
0,0060	0,0112
0,0075	0,0139
0,0090	0,0165
0,0105	0,0190
0,0120	0,0215
0,0135	0,0239
0,0150	0,0263
0,0165	0,0286
0,0180	0,0308
0,0195	0,0330
0,0210	0,0352
0,0225	0,0372
0,0236	0,0387

w	w <sup>2</sup>	d'/d=0,05		d'/d=0,10		d'/d=0,15		d'/d=0,20	
		mi	w'	mi	w'	mi	w'	mi	w'
0,0237	0,0001	0,0389	0,0001	0,0389	0,0001	0,0389	0,0001	0,0389	0,0001
0,0245	0,0009	0,0404	0,0009	0,0403	0,0009	0,0402	0,0009	0,0401	0,0011
0,0260	0,0024	0,0432	0,0024	0,0429	0,0024	0,0427	0,0024	0,0425	0,0028
0,0275	0,0039	0,0460	0,0039	0,0456	0,0039	0,0452	0,0039	0,0448	0,0046
0,0290	0,0054	0,0487	0,0054	0,0482	0,0054	0,0477	0,0054	0,0472	0,0064
0,0305	0,0069	0,0515	0,0069	0,0508	0,0069	0,0502	0,0069	0,0495	0,0082
0,0320	0,0084	0,0543	0,0084	0,0535	0,0084	0,0527	0,0084	0,0518	0,0099
0,0335	0,0099	0,0571	0,0099	0,0561	0,0099	0,0551	0,0099	0,0542	0,0117
0,0350	0,0114	0,0599	0,0114	0,0587	0,0114	0,0576	0,0114	0,0565	0,0135
0,0365	0,0129	0,0626	0,0129	0,0614	0,0129	0,0601	0,0129	0,0589	0,0153
0,0380	0,0144	0,0654	0,0144	0,0640	0,0144	0,0626	0,0144	0,0612	0,0170
0,0395	0,0159	0,0682	0,0159	0,0667	0,0159	0,0651	0,0159	0,0636	0,0188
0,0410	0,0174	0,0710	0,0174	0,0693	0,0174	0,0676	0,0174	0,0659	0,0206
0,0425	0,0189	0,0738	0,0189	0,0719	0,0189	0,0701	0,0189	0,0682	0,0224
0,0440	0,0204	0,0765	0,0204	0,0746	0,0204	0,0726	0,0204	0,0706	0,0241
0,0455	0,0219	0,0793	0,0219	0,0772	0,0219	0,0751	0,0219	0,0729	0,0259
0,0470	0,0234	0,0821	0,0234	0,0798	0,0234	0,0775	0,0234	0,0753	0,0277
0,0485	0,0249	0,0849	0,0249	0,0825	0,0249	0,0800	0,0249	0,0776	0,0295
0,0500	0,0264	0,0877	0,0264	0,0851	0,0264	0,0825	0,0264	0,0799	0,0312
0,0515	0,0279	0,0905	0,0279	0,0877	0,0279	0,0850	0,0279	0,0823	0,0330
0,0530	0,0294	0,0932	0,0294	0,0904	0,0294	0,0875	0,0294	0,0846	0,0348
0,0545	0,0309	0,0960	0,0309	0,0930	0,0309	0,0900	0,0309	0,0870	0,0366
0,0560	0,0324	0,0988	0,0324	0,0956	0,0324	0,0925	0,0324	0,0893	0,0383

- **Texto de revisão da NBR 10837 (Combinações especiais)**

w	mi
0,0000	0,0000
0,0025	0,0024
0,0050	0,0048
0,0075	0,0072
0,0100	0,0095
0,0125	0,0118
0,0150	0,0141
0,0175	0,0164
0,0200	0,0186
0,0225	0,0208
0,0250	0,0230
0,0275	0,0251
0,0300	0,0272
0,0325	0,0293
0,0350	0,0313
0,0375	0,0334
0,0400	0,0353
0,0425	0,0373
0,0450	0,0392
0,0475	0,0411
0,0500	0,0430
0,0525	0,0449
0,0550	0,0467
0,0575	0,0485
0,0600	0,0502
0,0625	0,0520
0,0650	0,0537
0,0674	0,0553

w	w2	d'/d=0,05		d'/d=0,10		d'/d=0,15		d'/d=0,20	
		mi	w'	mi	w'	mi	w'	mi	w'
0,0675	0,0001	0,0554	0,0001	0,0554	0,0001	0,0554	0,0001	0,0554	0,0001
0,0700	0,0026	0,0577	0,0026	0,0576	0,0026	0,0575	0,0026	0,0573	0,0031
0,0725	0,0051	0,0600	0,0051	0,0598	0,0051	0,0595	0,0051	0,0593	0,0060
0,0750	0,0076	0,0624	0,0076	0,0620	0,0076	0,0616	0,0076	0,0613	0,0090
0,0775	0,0101	0,0647	0,0101	0,0642	0,0101	0,0637	0,0101	0,0632	0,0120
0,0800	0,0126	0,0670	0,0126	0,0664	0,0126	0,0658	0,0126	0,0652	0,0149
0,0825	0,0151	0,0693	0,0151	0,0686	0,0151	0,0678	0,0151	0,0671	0,0179
0,0850	0,0176	0,0716	0,0176	0,0708	0,0176	0,0699	0,0176	0,0691	0,0208
0,0875	0,0201	0,0740	0,0201	0,0730	0,0201	0,0720	0,0201	0,0710	0,0238
0,0900	0,0226	0,0763	0,0226	0,0752	0,0226	0,0741	0,0226	0,0730	0,0267
0,0925	0,0251	0,0786	0,0251	0,0774	0,0251	0,0761	0,0251	0,0749	0,0297
0,0950	0,0276	0,0809	0,0276	0,0796	0,0276	0,0782	0,0276	0,0769	0,0327
0,0975	0,0301	0,0832	0,0301	0,0818	0,0301	0,0803	0,0301	0,0788	0,0356
0,1000	0,0326	0,0856	0,0326	0,0840	0,0326	0,0824	0,0326	0,0808	0,0386
0,1025	0,0351	0,0879	0,0351	0,0862	0,0351	0,0844	0,0351	0,0827	0,0415
0,1050	0,0376	0,0902	0,0376	0,0884	0,0376	0,0865	0,0376	0,0847	0,0445
0,1075	0,0401	0,0925	0,0401	0,0906	0,0401	0,0886	0,0401	0,0866	0,0475
0,1100	0,0426	0,0948	0,0426	0,0927	0,0426	0,0907	0,0426	0,0886	0,0504
0,1125	0,0451	0,0971	0,0451	0,0949	0,0451	0,0927	0,0451	0,0905	0,0534
0,1150	0,0476	0,0995	0,0476	0,0971	0,0476	0,0948	0,0476	0,0925	0,0563

- **Texto de revisão da NBR 10837 (Combinações normais)**

w	mi
0,0000	0,0000
0,0025	0,0024
0,0050	0,0048
0,0075	0,0072
0,0100	0,0095
0,0125	0,0118
0,0150	0,0140
0,0175	0,0162
0,0200	0,0184
0,0225	0,0206
0,0250	0,0227
0,0275	0,0248
0,0300	0,0268
0,0325	0,0288
0,0350	0,0308
0,0375	0,0327
0,0400	0,0346
0,0425	0,0365
0,0450	0,0384
0,0475	0,0402
0,0500	0,0419
0,0525	0,0437
0,0550	0,0454
0,0567	0,0465

w	w2	d'/d=0,05		d'/d=0,10		d'/d=0,15		d'/d=0,20	
		mi	w'	mi	w'	mi	w'	mi	w'
0,0568	0,0001	0,0466	0,0001	0,0466	0,0001	0,0466	0,0001	0,0465	0,0001
0,0593	0,0026	0,0489	0,0026	0,0488	0,0026	0,0486	0,0026	0,0485	0,0031
0,0618	0,0051	0,0512	0,0051	0,0509	0,0051	0,0507	0,0051	0,0505	0,0060
0,0643	0,0076	0,0535	0,0076	0,0531	0,0076	0,0528	0,0076	0,0524	0,0090
0,0668	0,0101	0,0558	0,0101	0,0553	0,0101	0,0549	0,0101	0,0544	0,0120
0,0693	0,0126	0,0582	0,0126	0,0575	0,0126	0,0569	0,0126	0,0563	0,0149
0,0718	0,0151	0,0605	0,0151	0,0597	0,0151	0,0590	0,0151	0,0583	0,0179
0,0743	0,0176	0,0628	0,0176	0,0619	0,0176	0,0611	0,0176	0,0602	0,0208
0,0768	0,0201	0,0651	0,0201	0,0641	0,0201	0,0632	0,0201	0,0622	0,0238
0,0793	0,0226	0,0674	0,0226	0,0663	0,0226	0,0652	0,0226	0,0641	0,0267
0,0818	0,0251	0,0698	0,0251	0,0685	0,0251	0,0673	0,0251	0,0661	0,0297
0,0843	0,0276	0,0721	0,0276	0,0707	0,0276	0,0694	0,0276	0,0680	0,0327
0,0868	0,0301	0,0744	0,0301	0,0729	0,0301	0,0715	0,0301	0,0700	0,0356
0,0893	0,0326	0,0767	0,0326	0,0751	0,0326	0,0735	0,0326	0,0719	0,0386
0,0918	0,0351	0,0790	0,0351	0,0773	0,0351	0,0756	0,0351	0,0739	0,0415
0,0943	0,0376	0,0813	0,0376	0,0795	0,0376	0,0777	0,0376	0,0758	0,0445
0,0968	0,0401	0,0837	0,0401	0,0817	0,0401	0,0798	0,0401	0,0778	0,0475
0,0993	0,0426	0,0860	0,0426	0,0839	0,0426	0,0818	0,0426	0,0797	0,0504
0,1018	0,0451	0,0883	0,0451	0,0861	0,0451	0,0839	0,0451	0,0817	0,0534
0,1043	0,0476	0,0906	0,0476	0,0883	0,0476	0,0860	0,0476	0,0837	0,0563
0,1068	0,0501	0,0929	0,0501	0,0905	0,0501	0,0881	0,0501	0,0856	0,0593
0,1093	0,0526	0,0953	0,0526	0,0927	0,0526	0,0901	0,0526	0,0876	0,0622
0,1118	0,0551	0,0976	0,0551	0,0949	0,0551	0,0922	0,0551	0,0895	0,0652