



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
Campus de Ilha Solteira

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

"Análise numérica do comportamento não-linear de prismas de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais utilizando o elemento finito prismático regular linear"

DOMICIO MOREIRA DA SILVA JÚNIOR

Orientador: Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues

Dissertação apresentada à
Faculdade de Engenharia - UNESP
- Campus de Ilha Solteira, para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Área de Conhecimento: Estruturas

Ilha Solteira - SP
Setembro/2007

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação
Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP - Ilha Solteira.

S586a Silva Júnior, Domício Moreira da
Análise numérica do comportamento não-linear de prismas de alvenaria
estrutural
submetidos a ações verticais utilizando o elemento finito prismático regular
linear /
Domício Moreira da Silva Júnior. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2007
86 p. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de
Engenharia
de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2007

Orientador: Rogério de Oliveira Rodrigues
Bibliografia: p. 82-86

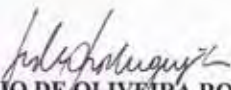
1. Alvenaria estrutural. 2. Método dos elementos finitos. 3.
Comportamento estru-
tural não-linear.


CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

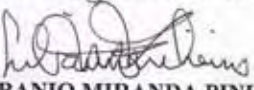
TÍTULO: Análise Numérica do Comportamento Não-Linear de Prismas de Alvenaria Estrutural Submetidos a Ações Verticais Utilizando o Elemento Finito Prismático Regular Linear

AUTOR: DOMICIO MOREIRA DA SILVA JÚNIOR
ORIENTADOR: Prof. Dr. ROGÉRIO DE OLIVEIRA RODRIGUES
DATA DA REALIZAÇÃO: 06 DE SETEMBRO DE 2007.

Aprovada com parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE em ENGENHARIA CIVIL pela Comissão Examinadora:


Prof. Dr. ROGÉRIO DE OLIVEIRA RODRIGUES (Presidente)
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira


Prof. Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira


Prof. Dr. LIBANIO MIRANDA PINHEIRO
Departamento de Estruturas / Escola de Engenharia de São Carlos

Dedico este trabalho a meus pais, avós e
irmã por todo apoio, dedicação e incentivo
durante essa caminhada...

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por sempre estar ao meu lado, ajudando-me a vencer todos os obstáculos que surgem na minha vida.

Ao Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues, pela paciência e esclarecimento, de forma clara e objetiva, de todas as dúvidas que apareceram, pela compreensão e incentivo durante todas as etapas deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Jefferson S. Camacho, pelas valiosas contribuições.

Ao Prof. Dr. Jorge Luis Akasaki, pela confiança.

Aos meus amigos e grandes incentivadores, desde os tempos da graduação, Prof. Msc. Roberto Racanicchi e Prof. Msc. Edson Florentino de Souza.

Aos meus pais, avós e irmã, que cada um de seu jeito, deu-me forças para continuar meus estudos.

A todos os amigos que fiz nesses anos de convivência no mestrado, em especial: Marcela, Bárbara, Guido, Mauro e Danilo.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil, por contribuírem direta ou indiretamente na minha formação acadêmica.

Aos meus colegas de trabalho, que sempre me apoiaram e me ajudaram quando estava ausente, em especial ao Sr. Walter José Trindade, por todo apoio que me deu desde o dia de início das minhas atividades na SAEV (Superintendência de Água e Esgotos de Votuporanga).

À Andrezza, pela revisão ortográfica, e ao meu amigo Leonei, pelas dicas a respeito da linguagem Visual Basic.

A todos os meus amigos (vocês sabem quem são de verdade) por me ajudarem nos momentos difíceis.

RESUMO

SILVA JUNIOR, D.M., **Análise numérica do comportamento não-linear de prismas de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais utilizando o elemento finito prismático regular linear**, 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2007.

Atualmente, o Engenheiro Estrutural necessita incorporar a análise numérica como uma ferramenta de trabalho usual, de modo a manter a qualidade e a competitividade de seu trabalho, principalmente quando da análise de projetos de alvenaria estrutural, em que a discretização do sistema estrutural ainda é feita de forma bastante simples.

Neste contexto, este trabalho tem como objetivo principal a simulação numérica do comportamento não-linear de prismas de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais. A discretização estrutural é feita por meio do Método dos Elementos Finitos, utilizando elementos prismáticos com oito nós, simulando as partes do bloco de concreto (14 x 19 x 29cm) e as juntas de argamassa, permitindo assim a modulação tridimensional dos prismas, bem como a introdução separada do módulo de elasticidade do concreto e da argamassa.

Para isso, foram elaboradas sub-rotinas, em Visual Basic, que fazem parte integrante do código computacional *FEISdec - Finite Element for Idealization of Structures: development and execution by computer*, software institucional em desenvolvimento na Faculdade de Engenharia, Campus de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil. Tal código foi utilizado para a simulação de dois ensaios realizados no NEPAE - Núcleo de Estudo e Pesquisa da Alvenaria Estrutural, sendo que por meio da comparação entre os dados experimentais e numéricos foram obtidos bons resultados.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural; Método dos Elementos Finitos; Comportamento estrutural não-linear.

ABSTRACT

SILVA JUNIOR, D.M., **Numerical analysis of nonlinear behavior of structural masonry prisms submitted to vertical actions using the linear regular prismatic finite element**, 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2007.

Currently, the structural engineer needs to assimilate the numerical analysis as a tool of frequent work, in this way he keeps the quality and the competitiveness in his work especially by the analysis of structural masonry projects, where the structural system discretization is still made in a simple way.

In this context, this work aims the numerical simulation of nonlinear behavior of structural masonry prisms submitted to vertical actions. The structural discretization is made through the Finite Element Method, using the prismatic elements with eight joints, simulating the concrete block parts (14 x 19 x 29 cm) and the mortar meeting, allowing the tridimensional modulation of prisms, as well as the separated introduction of concrete and mortar elasticity module.

Subroutines have been developed, in Visual Basic, and they are integrant parts of computer code FEISdec - Finite Element for Idealization of Structures: development and execution by computer, institutional software in development at Engineering College, Ilha Solteira Campus, Department of Civil Engineering. The code was used to simulate two laboratory tests realized at *NEPAE - Núcleo de Estudo e Pesquisa da Alvenaria Estrutural*, through the comparison between the experiment and numerical data were good results had been obtained.

Key words: Structural masonry; Finite Element Method; nonlinear structural behavior.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Exemplos de blocos de diferentes materiais: cerâmico, sílico-calcários e concreto	06
Figura 2.2- Mecanismos de ruptura: (a) Fissuras nas juntas; (b) Escorregamento; (c) Fissuração das unidades; (d) Fissura diagonal; (e) Fendilhamento	09
Figura 2.3- Estado de tensão na alvenaria.....	10
Figura 3.1- Exemplo de paredes de contraventamento e resistente	15
Figura 3.2- Parede enrijecida por colunas de alvenaria.....	15
Figura 3.3- Parede e coluna em alvenaria.....	16
Figura 3.4- Dimensões reais e dimensões nominais dos blocos..	19
Figura 3.5- Dimensões reais entre faces de blocos.....	20
Figura 3.6- Modulação de piso a teto - com e sem bloco "J" ...	21
Figura 3.7- Modulação de piso a piso.....	21
Figura 3.8- Modulação das paredes.....	22
Figura 3.9- Detalhe da primeira e segunda fiadas e elevação da parede	22
Figura 3.10- Formas usuais de blocos.....	23
Figura 3.11- Ensaio dos prismas.....	25
Figura 3.12- Esquema utilizado para execução de ensaios em painéis	26
Figura 4.1- Detalhe do capeador metálico e capeamento dos blocos	28
Figura 4.2- Colocação dos relógios comparadores.....	29
Figura 4.3- Posicionamento dos extensômetros elétricos.....	29
Figura 4.4- Posicionamento da célula de carga e sistema de aquisição	30
Figura 4.5- Modo de ruptura dos blocos.....	30
Figura 4.6- Etapas de confecção dos prismas.....	32
Figura 4.7- Posicionamento dos LVTD's.....	33
Figura 4.8- Posicionamento dos extensômetros.....	33

Figura 4.9- Esquema do ensaio.....	34
Figura 4.10- Modo de ruptura dos prismas vazios.....	34
Figura 5.1- Configuração dos blocos e juntas de argamassa vistas em planta	40
Figura 5.2- Vista do bloco e da junta de argamassa em perspectiva	40
Figura 5.3- Dimensões isoladas dos elementos de bloco e de argamassa do prisma	41
Figura 5.4- Esquema do prisma discretizado.....	41
Figura 5.5- Fluxograma geral de cálculo.....	44
Figura 6.1- Elemento finito prismático retangular com oito nós	58
Figura 6.2- Tetraedro de Pascal.....	59
Figura 7.1- Critério de Mohr-Coulomb.....	62
Figura 7.2- Representação gráfica da superfície de ruptura do critério no espaço das tensões principais	64
Figura 7.3- Representação gráfica da superfície de ruptura no plano desviador	65
Figura 7.4- Módulo de elasticidade instantâneo para o concreto comprimido	68
Figura 8.1- Disposição dos elementos e dos nós para discretização dos prismas	71
Figura 8.2- Discretização do ensaio dos prismas.....	72
Figura 8.3- Deslocamentos, na direção z, nó 141, força de 180kN	73
Figura 8.4- Gráfico força x deslocamento.....	74
Figura 8.5- Gráfico força x deslocamento, nó 141, na direção z	74
Figura 8.6- Número de cada elemento rompido no incremento 38	75
Figura 8.7- Deslocamentos, na direção z, nó 141, força de 262,5kN	76
Figura 8.8- Gráfico força x deslocamento.....	77
Figura 8.9- Gráfico força x deslocamento, nó 141, na	

direção z 77

Figura 8.10- Número de cada elemento rompido no incremento
36 78

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Blocos e modulações mais comuns.....	23
Tabela 4.1- Média dos resultados dos blocos B1.....	35
Tabela 4.2- Resultados individuais dos blocos B1.....	36
Tabela 4.3- Média dos resultados dos blocos B2.....	36
Tabela 4.4- Resultados individuais dos blocos B2.....	37
Tabela 4.5- Média dos resultados dos prismas - blocos B1....	37
Tabela 4.6- Resultados individuais dos prismas - blocos B1..	38
Tabela 4.7- Média dos resultados dos prismas - blocos B2....	38
Tabela 4.8- Resultados individuais dos prismas - blocos B2..	38
Tabela 4.9- Resultados das argamassas.....	39
Tabela 8.1- Força e respectivos deslocamentos do nó 141.....	73
Tabela 8.2- Força e respectivos deslocamentos do nó 141.....	76

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1- Tema, motivação e justificativa	1
1.2- Objetivos do trabalho	2
1.3- Metodologia	3
1.4- Apresentação	3
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1- Alvenaria estrutural	5
2.1.1- O projeto em alvenaria estrutural	6
2.1.2- Análise estrutural.....	7
2.1.3- Capacidade resistente dos elementos.....	7
2.1.4- Mecanismos de ruptura.....	8
2.1- Método dos elementos finitos	11
2.2.1- Origem do método.....	11
2.2.2- Elementos tridimensionais.....	11
CAPÍTULO 3 - ALVENARIA ESTRUTURAL	13
3.1- Definição	13
3.2- Considerações gerais	13
3.3- Vantagens do sistema	16
3.4- Desvantagens do sistema	17
3.5- Técnica de projeto (coordenação modular)	18
3.5.1- Modulação horizontal.....	18
3.5.2- Modulação vertical.....	20
3.5.3- Alguns detalhes sobre modulação.....	21
3.5.4- Tipo dos blocos.....	23
3.6- Ensaio de caracterização da alvenaria estrutural	23
3.6.1- Ensaio em materiais e unidades.....	24
3.6.2- Ensaio em prismas.....	24
3.6.3- Ensaio em painéis ou paredes em escala real.....	25
CAPÍTULO 4 - DADOS EXPERIMENTAIS	27
4.1- Ensaio das unidades (blocos)	27
4.1.1- Capeamento dos blocos.....	27

4.1.2-	Ensaio de resistência à compressão	28
4.2-	Ensaio dos prismas vazios	31
4.2.1-	Execução dos prismas vazios	31
4.2.2-	Instrumentação dos prismas	32
4.3-	Resultados experimentais	35
4.3.1-	Resultados obtidos por LOGULLO (2006)	35
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE NUMÉRICA E ASPECTOS COMPUTACIONAIS		40
5.1-	Análise numérica	40
5.2-	Aspectos computacionais	42
5.2.1-	Rotinas para discretização da alvenaria	42
5.2.2-	Fluxograma geral de cálculo	43
CAPÍTULO 6 - ELEMENTO FINITO PRISMÁTICO REGULAR LINEAR		48
6.1-	Tipos de elementos existentes	48
6.2-	Formulação variacional	49
6.3-	Princípio da Energia Potencial Estacionária	51
6.4-	Formulação do Método dos Elementos Finitos	52
6.5-	Vetor de forças nodais equivalentes	57
6.6-	Elemento finito prismático regular linear	57
CAPÍTULO 7 - MODELOS FÍSICOS NÃO-LINEARES		61
7.1-	Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb	61
7.2-	Determinação do módulo de elasticidade instantâneo ...	66
7.2.1-	Módulo de elasticidade do concreto na compressão	67
7.2.2-	Módulo de elasticidade do prisma	68
CAPÍTULO 8 - ANÁLISE COMPARATIVA		70
8.1-	Exemplo 1	72
8.2-	Exemplo 2	75
CAPÍTULO 9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS		79
9.1-	Discussão dos resultados	79
9.2-	Conclusão	80
9.3-	Proposta para desenvolvimento futuro	81
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA		82
REFERÊNCIAS		83

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1- Tema, motivação e justificativa

Segundo Faglioni (2006), a análise estrutural estática objetiva a determinação da intensidade e da forma de distribuição dos esforços em um determinado sistema estrutural, quando ele é submetido a carregamentos quaisquer, sem que estes variem ao longo do tempo. Assim, o campo de tensões calculado deve apresentar um equilíbrio entre as forças internas e externas, bem como deslocamentos contínuos.

De acordo com o tipo de comportamento estrutural que se deseja estudar, a análise pode ser linear ou não-linear. No caso de análise linear, deve-se levar em consideração a manutenção da geometria inicial (linearidade geométrica) e das propriedades físicas (linearidade física) específicas do material como referência no equilíbrio do sistema; já no caso da análise não-linear, considera-se a alteração da geometria (não-linearidade geométrica) ou das propriedades físicas do material (não-linearidade física) ou, ainda, a alteração geométrica e física (dupla não-linearidade).

Uma vez que os sistemas estruturais são, geralmente, admitidos como meios contínuos, a maior dificuldade encontrada na análise estrutural está no fato de que as equações consistentes de equilíbrio que governam esses sistemas são equações diferenciais parciais e devem satisfazer suas condições de contorno. Cabe ressaltar que os sistemas estruturais contínuos possuem um número infinito de graus de liberdade, em função dessa continuidade, fato esse que dificulta a resolução do problema.

Para transposição de tal dificuldade, com o advento dos computadores, foram desenvolvidos métodos numéricos, capazes de transformar o sistema estrutural contínuo em um sistema estrutural discreto, com um número finito de graus de liberdade, dando uma boa resposta no que diz respeito ao comportamento real da estrutura. Dentre esses métodos, pode-se citar o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método das Diferenças Finitas e o Método dos Elementos de Contorno, entre outros.

O MEF tem por premissa a discretização dos sistemas estruturais por meio da divisão de seus componentes em pequenas regiões, chamadas elementos finitos, que conectados entre si formam o conjunto estrutural discreto.

Para problemas estáticos, a discretização utilizando o MEF resulta num sistema de equações algébricas que são facilmente resolvidas, aplicando-se técnicas computacionais adequadas. De posse do sistema de equações citado, é possível resolver o problema estrutural desejado, uma vez que, para tais sistemas, é fácil a imposição das condições de contorno da estrutura. No entanto, a solução obtida por esse método é uma aproximação da resposta do problema real, e para que essa aproximação seja mais refinada, é necessária a escolha ideal das quantidades de elementos finitos e dispô-los de maneira adequada, de forma a simular o mais próximo possível o caso real.

1.2- Objetivos do trabalho

Este trabalho tem por objetivo:

- discretizar prismas de alvenaria estrutural compostos por blocos de concreto (14x19x29cm), utilizando o elemento finito prismático regular linear de oitos nós;
- elaborar sub-rotinas que farão parte do programa

computacional **FEISdec** - *Finite Element for Idealization of Structures: development and execution by computer*, de modo a simular o comportamento não-linear da alvenaria estrutural;

- validar o modelo discreto, por meio de análise comparativa com resultados obtidos por ensaios realizados em laboratório.

1.3- Metodologia

Pretende-se fazer uma análise tridimensional não-linear do comportamento estático de prismas de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais.

Para isso, a discretização estrutural será feita empregando o Método dos Elementos Finitos, utilizando o elemento prismático com oito nós, desenvolvido por Faglioni (2006), simulando as partes do bloco de concreto (14x19x29cm) e as juntas de argamassa, permitindo assim a modulação tridimensional dos prismas, bem como a introdução dos módulos de elasticidade do concreto e da argamassa.

Assim, serão elaboradas sub-rotinas, em Visual Basic, que farão parte integrante do programa computacional **FEISdec**, iniciado por Rodrigues (1997), tratando-se de um software institucional para análise estática e dinâmica de estruturas. Inicialmente, tais sub-rotinas servirão para simulação do ensaio de prismas, por meio de um gerador de malhas para modulação de blocos, permitindo a visualização e quantificação das forças e deslocamentos nodais, bem como as forças de ruptura.

1.4- Apresentação

Neste primeiro capítulo, procurou-se mostrar uma visão geral do trabalho a ser desenvolvido, descrevendo-se, para

tanto, tema e motivação, objetivos do trabalho, a metodologia a ser utilizada e, finalizando, uma apresentação sucinta dos capítulos subseqüentes.

No segundo capítulo, será realizada uma revisão bibliográfica sobre os principais temas abordados neste trabalho.

No terceiro capítulo, serão definidos alguns conceitos referentes à alvenaria estrutural e seus componentes.

No quarto capítulo, serão apresentados os procedimentos laboratoriais relativos aos ensaios de prismas, realizados por Logullo (2006), bem como apresentar os resultados obtidos.

No quinto capítulo, serão apresentadas as formas de discretização dos blocos para modelagem dos prismas, e os aspectos computacionais para funcionamento do programa.

No sexto capítulo, serão mostradas algumas definições e formulações básicas do MEF, bem como os procedimentos adotados por Faglioni (2006) para obtenção da matriz de rigidez do elemento prismático com oito nós.

No sétimo capítulo, será exposto de forma sucinta o Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb, já implantado no programa.

No oitavo capítulo, serão apresentados os exemplos experimentais e numéricos utilizados para validação do modelo discreto.

No nono capítulo, serão apresentadas as conclusões do trabalho e algumas propostas para melhoria do programa.

Por fim, a bibliografia consultada e as referências serão listadas.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- Alvenaria estrutural

Segundo Camacho (1995), até o final do século XIX, a alvenaria era um dos principais materiais utilizados na construção e as obras eram executadas segundo regras "puramente empíricas", seguindo apenas conhecimentos adquiridos ao longo dos anos. Com o advento de novos materiais, como o aço e o concreto, a alvenaria ficou "esquecida" como elemento estrutural, servindo apenas como elemento de fechamento.

Em meados do século XX, a indústria da construção civil sentiu a necessidade de buscar novas técnicas de construção, e as obras de alvenaria voltaram, mas desta feita, sendo acompanhadas por pesquisas realizadas em vários países, possibilitando o surgimento de vários critérios de dimensionamento, utilizando-se métodos racionais. A partir de então, esse processo construtivo passou a chamar-se alvenaria estrutural.

Conforme Camacho (2001), nos Estados Unidos e na Europa, as pesquisas em relação à alvenaria estão bastante avançadas, possibilitando a elaboração de normas modernas, que permitem que a alvenaria concorra com os outros sistemas construtivos existentes. Porém, essa realidade não se verifica no Brasil, em que a técnica ainda é pouco difundida, sendo aplicada em larga escala somente nos grandes centros.

No Brasil, segundo Capuzzo Neto (2000), a alvenaria estrutural possui apenas uma norma de dimensionamento, a NBR-10837:1989, que trata apenas de blocos vazados de concreto,

sendo que, para as outras unidades empregadas na alvenaria estrutural, blocos cerâmicos, blocos sílico-calcáricos e blocos de concreto celular autoclavado, não existem normatizações. Cabe ressaltar que a norma para dimensionamento de alvenaria estrutural utilizando blocos cerâmicos está em fase de aprovação.



Figura 2.1- Exemplos de blocos de diferentes materiais: cerâmico, sílico-calcárico e concreto

2.1.1- O projeto em alvenaria estrutural

De acordo com Racanicchi (2001), em projetos de alvenaria estrutural deve existir uma forte ligação entre os vários projetos que compõem a obra, pois agora a parede, além de ser o elemento de vedação, também exerce função estrutural, e ainda deve permitir a passagem dos elementos hidráulicos e elétricos.

O fato de a unidade básica possuir dimensões conhecidas e pouco variáveis, ela viabiliza a aplicação da técnica da coordenação modular, que, resumidamente, conforme Razente (2004), consiste em aplicar as dimensões da unidade para se chegar às dimensões dos ambientes, fazendo assim com que todas as paredes tenham medidas múltiplas, tanto em planta quanto em pé-direito, das dimensões da unidade.

2.1.2- Análise estrutural

Segundo Corrêa et al (1998), citado por Racanicchi (2001), para a verificação das resistências de cálculo dos elementos estruturais, a distribuição das ações verticais entre as paredes constitui um dos problemas mais importantes a ser enfrentado durante o desenvolvimento de um projeto em alvenaria estrutural. Um fato importante é a tendência de uniformização das ações verticais ao longo da altura do edifício, uma vez que existe a interação das diferentes paredes que compõem a estrutura do edifício, reduzindo assim as tensões máximas do projeto. Entretanto, esse fato nem sempre é considerado pelos projetistas.

2.1.3- Capacidade resistente dos elementos

O termo "paredes resistentes", segundo Racanicchi (2001), refere-se às paredes de um edifício de alvenaria estrutural, que, além das funções de definição de espaços geométricos e de vedação, desempenham também a função estrutural, ou seja, tais paredes têm a função de resistir aos diversos esforços a que está sujeita uma estrutura.

Para determinação da resistência dos elementos, são realizados alguns ensaios de caracterização dos materiais que compõem a estrutura.

Segundo Camacho (2001), são três os ensaios básicos para caracterizar a resistência da alvenaria: ensaio de unidade, ensaio de prisma e ensaio de painéis, sendo o primeiro o mais rápido e mais barato, com o inconveniente de conduzir a coeficientes de segurança maiores, uma vez que a resistência das unidades (blocos ou tijolos) varia muito, mesmo sendo todas do mesmo lote. Já o último ensaio é o que simularia melhor a realidade, mas os custos e tempo relativos a esse ensaio são muito altos, não sendo viável para acompanhamento

de obras, utilizado apenas em laboratórios, para comprovação de teorias. Portanto, a resistência de projeto da alvenaria estrutural provém da resistência média dos prismas, que são pequenos corpos-de-prova de alvenaria utilizados para estudar o comportamento da alvenaria quando submetida à tensão de compressão.

Vale lembrar que, conforme Camacho (1987), citado por Maurício (2005), carregamentos excêntricos influenciam na resistência final da alvenaria.

2.1.4- Mecanismos de ruptura

Conforme Peleteiro (2002), a fissuração é a causa mais freqüente da ruptura no comportamento da alvenaria; impedi-la torna-se, então, uma preocupação constante. Ela é produzida por deformações excessivas induzidas por esforços à tração muito elevados. A deformação pode ser causada por forças aplicadas ou por restrição à variação volumétrica do material. A aplicação do método dos elementos finitos para a análise de estruturas em alvenaria requer um modelo numérico apropriado para o material, lembrando que o objetivo principal deste trabalho é desenvolver um modelo discreto para simular prismas de alvenaria.

De acordo com Lourenço e Rots (1997a), citado por Peleteiro (2002), um modelo preciso para análise de estruturas em alvenaria deve contemplar os mecanismos básicos de ruptura que caracterizam o material, conforme ilustra a Figura 2.2.

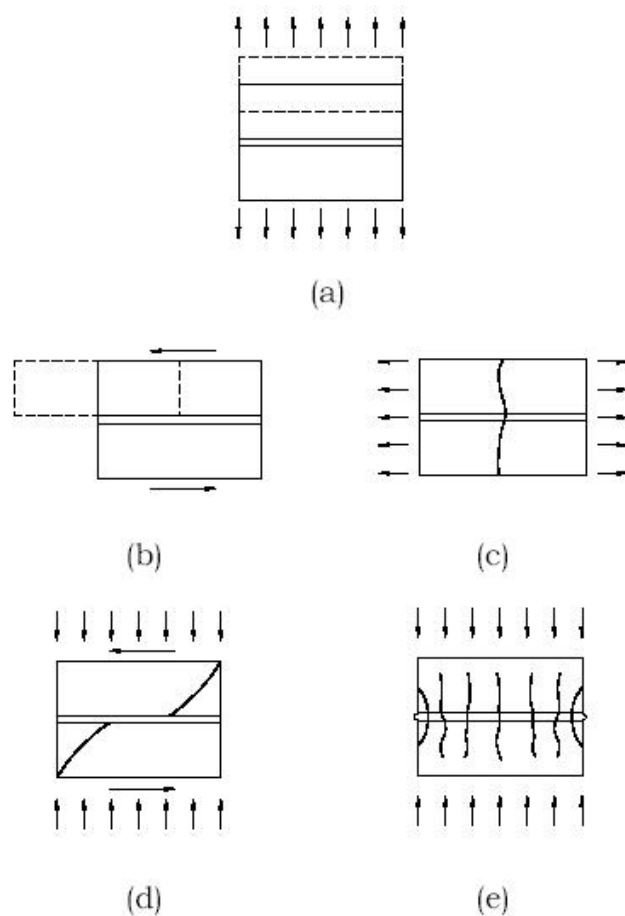


Figura 2.2- Mecanismos de ruptura: (a) Fissuras nas juntas; (b) Escorregamento; (c) Fissuração das unidades; (d) Fissura diagonal; (e) Fendilhamento (fonte: PELETEIRO (2002))

Com relação aos mecanismos de ruptura mostrados na Figura 2.2, pode-se, ainda, destacar:

- a) ocorrência de fissuração nas juntas;
- b) escorregamento ao longo de uma junta horizontal ou vertical, com valores baixos de tensão normal;
- c) fissuração das unidades de alvenaria na direção da tração;
- d) fissura diagonal à tração nas unidades de alvenaria, com valores de tensão normal suficientes para desenvolver atrito nas juntas;
- e) fendilhamento das unidades à tração, como resultado da dilatação da argamassa, com valores altos de tensão normal de compressão.

Pela descrição dos fenômenos, pode-se observar que [a,b] são mecanismos das juntas, [c] é um mecanismo da unidade, e [d,e] são mecanismos dos dois materiais combinados.

O mecanismo de ruptura dos componentes (unidade e argamassa) submetidos a esforços de tração e compressão é essencialmente o mesmo, ou seja, crescimento das fissuras a nível micro do material, até sua ruptura por completo.

Camacho (1995) faz uma suposição que, quando a alvenaria é submetida a tensões de compressão, a argamassa, que possui um módulo de deformação menor, apresenta uma deformação transversal maior. Como ela encontra-se confinada entre as unidades, essa deformação transversal fica restrita, introduzindo assim um estado triaxial tensão, conforme ilustra a Figura 2.3.

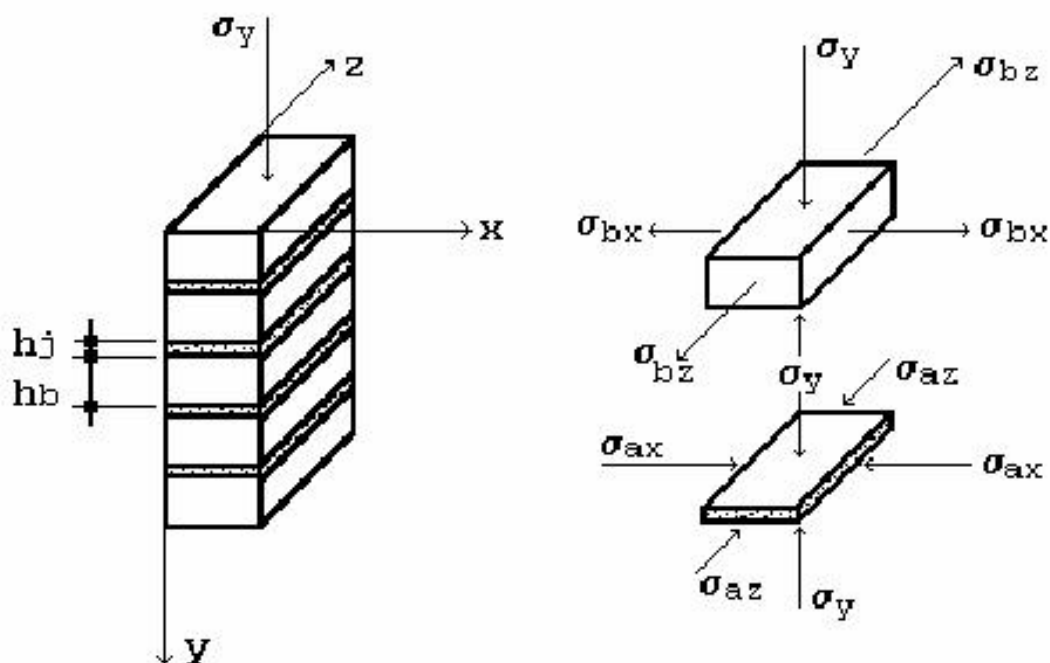


Figura 2.3- Estado de tensão na alvenaria

Assim, Hilsdorf (1969), citado por Camacho (1995), desenvolveu um equacionamento para a resistência da alvenaria à compressão e, para isso, levou em consideração alguns fatores:

- as unidades são maciças e existe uma perfeita aderência entre suas faces e a argamassa;
- a distribuição de tensões verticais e transversais é uniforme;
- a alvenaria se comporta segundo um critério de ruptura semelhante ao de Mohr-Coulomb.

Sendo assim, é possível a validação do critério de ruptura escolhido como base deste trabalho.

2.1- Método dos elementos finitos

2.2.1- Origem do método

Segundo Soriano e Lima (2003), o Método dos Elementos Finitos surgiu em 1955, com a evolução da Análise Matricial de modelos reticulados (concebida no início da década de 30 na indústria aeronáutica britânica), com a disponibilidade de computadores digitais. Os primeiros elementos foram concebidos por engenheiros aeronáuticos, para análise da distribuição de tensões em asas dos aviões. Sua formulação foi tratada primeiramente por Argyris e Kelsey (1955) e por Turner, Glough, Martin e Topp (1956). Assim, o computador digital e a engenharia aeronáutica são os responsáveis pelo surgimento do MEF.

2.2.2- Elementos tridimensionais

Conforme Savassi (1996), à primeira vista poderia ser afirmado que esse tipo de elemento finito deveria ser o mais utilizado em qualquer tipo de estrutura, uma vez que todas as estruturas são tridimensionais. Mas uma grande quantidade de estruturas pode ter seu comportamento muito bem descrito apenas com o que ocorre ao longo de seu eixo (caso de

estruturas reticulares - utilizando-se elementos finitos unidimensionais), ou em sua superfície (no caso de placas e chapas - utilizando-se elementos finitos bidimensionais). Isso se deve ao fato de que, para formulação matemática e posterior implementação computacional, a dispensa de elementos tridimensionais facilita a tarefa.

Mas quando se trata do estudo do comportamento de estruturas em que nenhuma das dimensões seja pequena em relação às demais, ou nas quais não sejam respeitadas as teorias simplificadas, deve-se utilizar o tratamento tridimensional.

CAPÍTULO 3 - ALVENARIA ESTRUTURAL

3.1- Definição

Alvenaria estrutural é o sistema construtivo cujos elementos que desempenham a função estrutural são os mesmos que fazem a vedação, ou seja, a alvenaria. Assim, esse sistema transforma duas etapas da construção (estrutura e fechamento) em apenas uma, reduzindo o tempo de execução da obra.

Sua maior vantagem é a integração dos conceitos de racionalização, produtividade e qualidade, produzindo edificações com bom desempenho tecnológico, aliado ainda a baixos custos.

3.2- Considerações gerais

Em função das exigências estruturais, a alvenaria estrutural pode ser classificada, de acordo com a NBR-10837:1989, em:

- **Alvenaria estrutural armada:** quando toda parede é armada, respeitando-se as taxas mínimas de armaduras, as quais servem para resistir às tensões de tração e, parcialmente, de compressão. As armaduras são dispostas nas aberturas dos blocos e, posteriormente, preenchidas com graute (micro-concreto);
- **Alvenaria estrutural não armada:** quando não se utiliza armadura com função estrutural, apenas construtiva, para prevenir e corrigir problemas patológicos como fissuras,

concentração de tensões em pontos localizados, dentre outros;

- **Alvenaria estrutural parcialmente armada:** quando alguns elementos resistentes são projetados como armados e outros como não armados;
- **Alvenaria estrutural protendida:** quando é inserida armadura ativa (segundo Parsekian e Franco (2000?), são formadas por barras de aço com rosca em uma das pontas e um fixador na outra extremidade, sendo a protensão aplicada por meio de um torquímetro) aumentando as tensões de compressão nas paredes, e também a resistência dos elementos à tração.

Já em relação aos elementos componentes da estrutura, conforme ilustram as Figuras de 3.1 a 3.3, a alvenaria estrutural divide-se em:

- **Parede resistente:** dimensionada "criteriosamente" para resistir, além do seu peso próprio, às cargas verticais, funcionando também como elemento de vedação;
- **Parede de fechamento:** tem a função de resistir apenas ao seu próprio peso, fazendo papel de vedação e de divisão de ambientes;
- **Parede de contraventamento:** projetada para resistir, além das ações verticais, às ações horizontais que possam estar atuando na estrutura. São elas que garantem a estabilidade lateral da obra, transmitindo para a fundação as forças provocadas pela ação dos ventos ao longo da estrutura. As paredes que formarem ângulos de 90° com o vetor de ação do vento só poderão ser

consideradas de contraventamento se estiverem unidas a outra(s) parede(s), formando seções compostas: T, L, I, U, etc.;

- **Parede enrijecedora:** tem como função básica enrijecer as paredes resistentes contra flambagem. Podem trabalhar, também, como elementos resistentes ou de contraventamento;
- **Colunas ou pilares:** usadas para resistirem às ações verticais (de compressão), desde que sua largura não ultrapasse cinco vezes sua espessura.

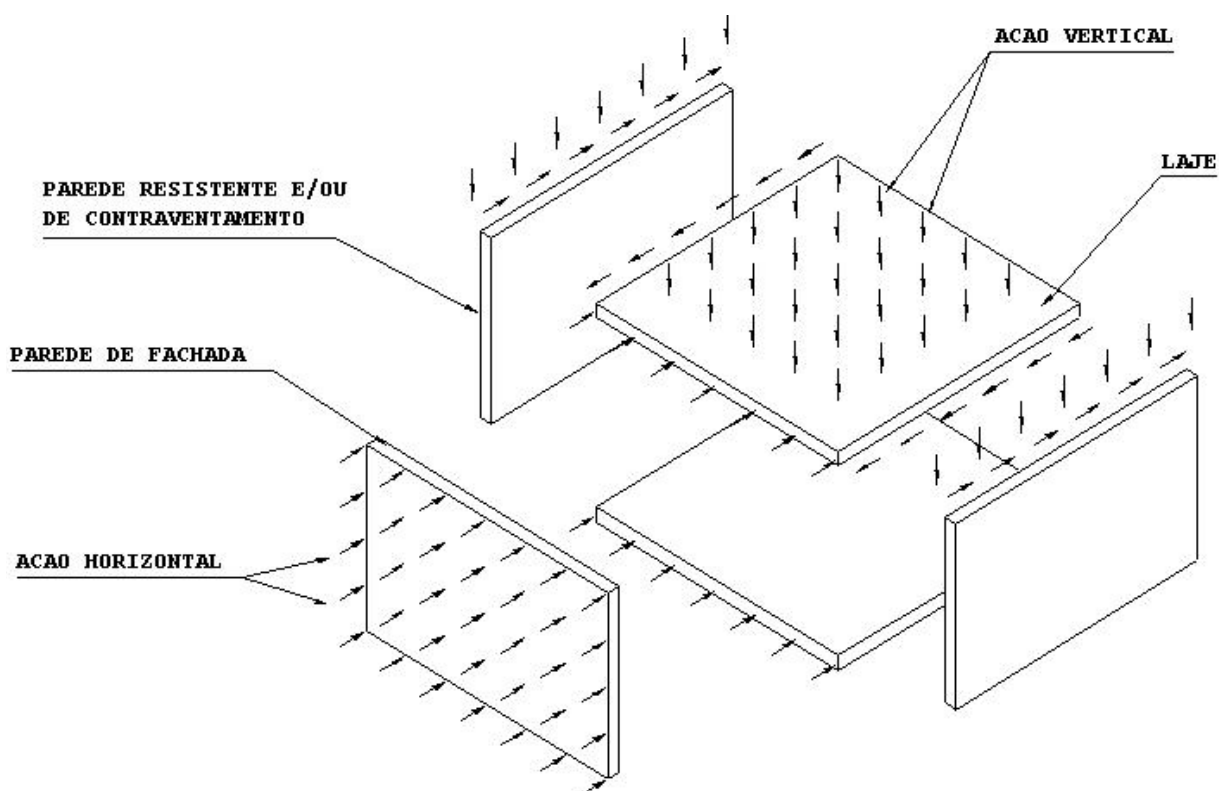


Figura 3.1- Exemplo de paredes de contraventamento e resistente

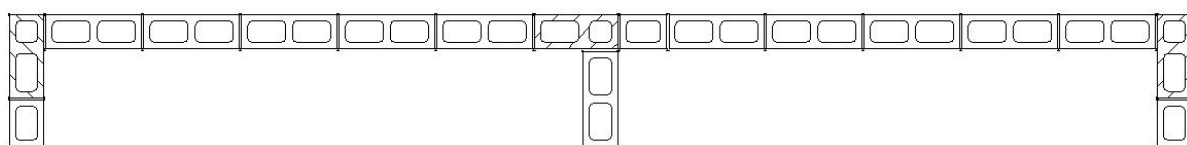


Figura 3.2- Parede enrijecida por colunas de alvenaria

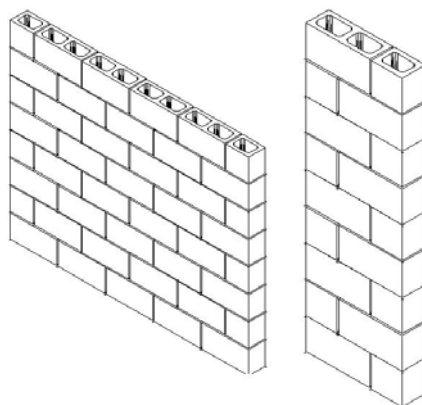


Figura 3.3- Parede e coluna em alvenaria

3.3- Vantagens do sistema

Baseado nos trabalhos de Camacho (2001), Parsekian e Furlan Junior (2003) e Ramalho e Corrêa (2003), as principais vantagens desse sistema construtivo são:

- **Economia:** redução de 20 a 30% do custo da obra, devido à menor diversidade de materiais e mão-de-obra empregados durante a execução;
- **Rapidez:** por ser de simples execução e por transformar duas etapas construtivas em apenas uma, o tempo total da obra é menor;
- **Racionalização:** como todos os projetos estão interligados, durante as instalações complementares todos os pontos de passagem já estão devidamente instalados, evitando-se improvisos e cortes nas paredes, apresentando também um canteiro de obras bem limpo;
- **Flexibilidade no ritmo de execução da obra:** se as lajes forem pré-moldadas, o ritmo da obra estará desvinculado do tempo de cura, que deve ser respeitado no caso de peças em concreto armado.

3.4- Desvantagens do sistema

Baseado nos trabalhos de Camacho (2001), Parsekian e Furlan Junior (2003) e Ramalho e Corrêa (2003), observou-se alguns cuidados necessários durante a execução de qualquer obra em alvenaria estrutural e, dentre eles, podem ser citados:

- **Mão-de-obra:** precisa-se de um bom treinamento, tendo em vista que a fase de assentamento dos blocos é uma das mais importantes da obra, pois serão eles que resistirão às ações da estrutura, além de desempenharem também as funções de vedação;
- **Acompanhamento técnico:** maior rigor na fiscalização (já que a fase de levantamento das paredes deve ser mais cuidadosa);
- **Interação dos projetistas:** os projetos devem ser executados concomitantemente, uma vez que qualquer alteração em algum deles, seja ele arquitetônico, estrutural, elétrico ou hidráulico, pode influenciar diretamente no outro.

Entretanto, tais cuidados só podem ser considerados como desvantagem se olhados com descaso, porque quanto mais qualificada for a mão-de-obra, mais rigorosa for a fiscalização e melhor a comunicação entre os projetistas, maior será a economia e a confiabilidade da obra, seja ela em alvenaria estrutural ou em qualquer outro tipo de sistema construtivo.

O grande ponto realmente negativo da alvenaria é que ela não permite projeto arquitetônico muito arrojado, e dificulta adaptação do projeto depois de pronto, uma vez que a parede

faz parte da estrutura.

3.5- Técnica de projeto (coordenação modular)

Como a unidade básica, neste caso enfatizando o bloco vazado de concreto, possui dimensões conhecidas e pouco variáveis, permitindo estabilidade dimensional, segundo Racanicchi (2001), é de suma importância que seja aplicada a técnica de coordenação modular que consiste no uso de uma base de volume ou comprimento como referência dimensional, em que se pode determinar várias relações proporcionais a ela. No caso da alvenaria estrutural, serão definidas, em função do tamanho do bloco, as dimensões em planta e do pé-direito da edificação, com a finalidade de reduzir ao máximo os cortes ou os ajustes na hora da execução da parede. A modulação é de fundamental importância para que a obra se torne econômica e racional.

As principais vantagens da modulação são: estabilidade e precisão dimensional, racionalização de projeto e execução, incentivo à interação dos projetistas, padronização e contribuição para melhoria do desempenho e qualidade da obra.

Para se chegar à modulação adequada, é importante considerar a medida dos blocos para a concepção dos espaços. As dimensões do projeto arquitetônico devem seguir o estudo prévio de concepção espacial e, posteriormente, considerar os aspectos estruturais, definindo onde serão posicionadas as paredes estruturais e as de vedação (em função de apoios para laje, existência de pilotis, etc.), para assim chegar à modulação definitiva.

3.5.1- Modulação horizontal

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), quando se adota um módulo, aqui chamado de M, esse módulo refere-se ao

comprimento real do meio bloco mais a espessura de uma junta de argamassa, chamada de J .

Assim, o comprimento real de um bloco inteiro será $2M - J$ e o comprimento real de meio bloco será $M - J$, conforme ilustra a Figura 3.4. Sabendo-se que as juntas mais comuns possuem 1cm de espessura, tem-se que os comprimentos reais dos blocos serão seus comprimentos nominais (ou modulares) diminuídos de 1cm. Por exemplo: para um bloco de comprimento nominal de 30cm, seu comprimento real será de 29cm.

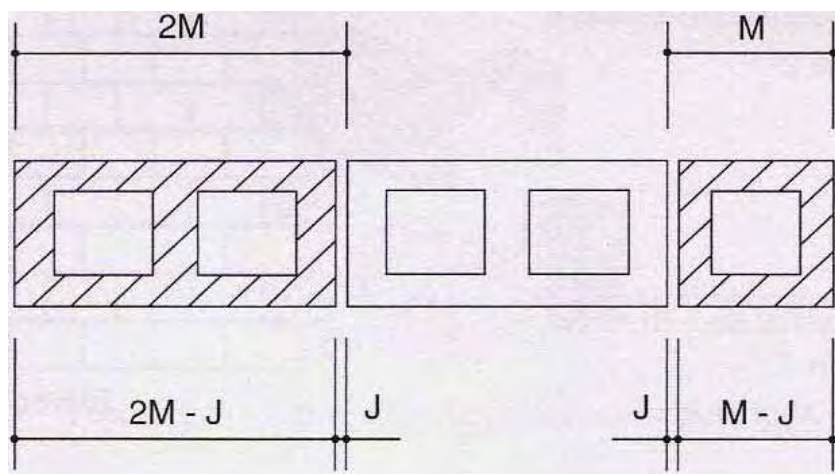


Figura 3.4- Dimensões reais e dimensões nominais dos blocos (Fonte: RAMALHO e CORRÊA (2003))

Então, as dimensões reais de uma edificação entre faces dos blocos, ou seja, sem considerar o revestimento, serão sempre determinadas pelo número de módulos e juntas que se fizerem presentes no intervalo. Dependendo do caso, pode-se ter $(n \times M)$, $(n \times M - J)$ ou $(n \times M + J)$, conforme mostra a Figura 3.5.

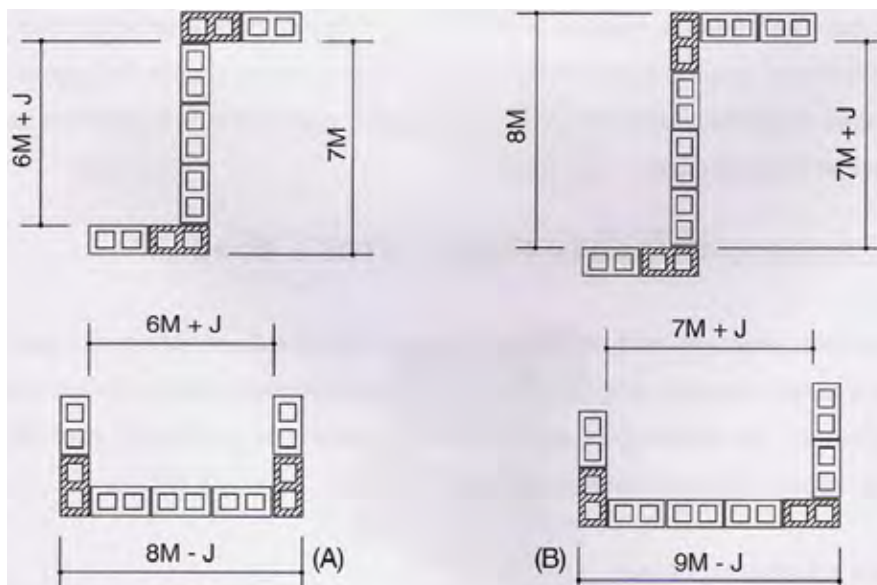


Figura 3.5- Dimensões reais entre faces de blocos (Fonte: RAMALHO e CORRÊA (2003))

3.5.2- Modulação vertical

Ainda segundo Ramalho e Corrêa (2003), a modulação vertical não influencia significativamente no arranjo arquitetônico. Assim, existem duas formas básicas para se fazer a modulação vertical; uma delas, conforme ilustra a Figura 3.6, consiste na aplicação da dimensão modular de piso a teto, sendo que a última fiada pode terminar em blocos no formato de "J" ou em blocos canaletas simples, lembrando que, nesta segunda opção, seria necessária a utilização de fôrmas auxiliares para concretagem das lajes.

A segunda forma de modulação vertical seria aplicar a dimensão modular de piso a piso. Dessa maneira as paredes externas terminariam com bloco "J" (tendo uma de suas laterais com altura menor que a convencional para acomodar a espessura da laje) e as paredes internas terminariam com um bloco compensador para permitir o ajuste da distância entre o piso e o teto, que não estará modulado. A Figura 3.7 ilustra esta modulação.

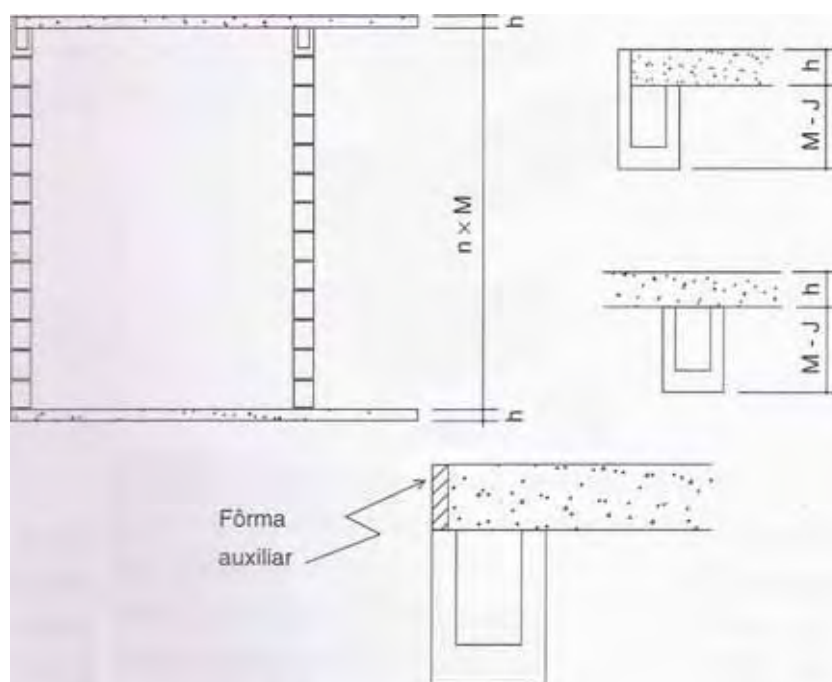


Figura 3.6- Modulação de piso a teto - com e sem bloco "J" (Fonte: RAMALHO e CORRÊA (2003))

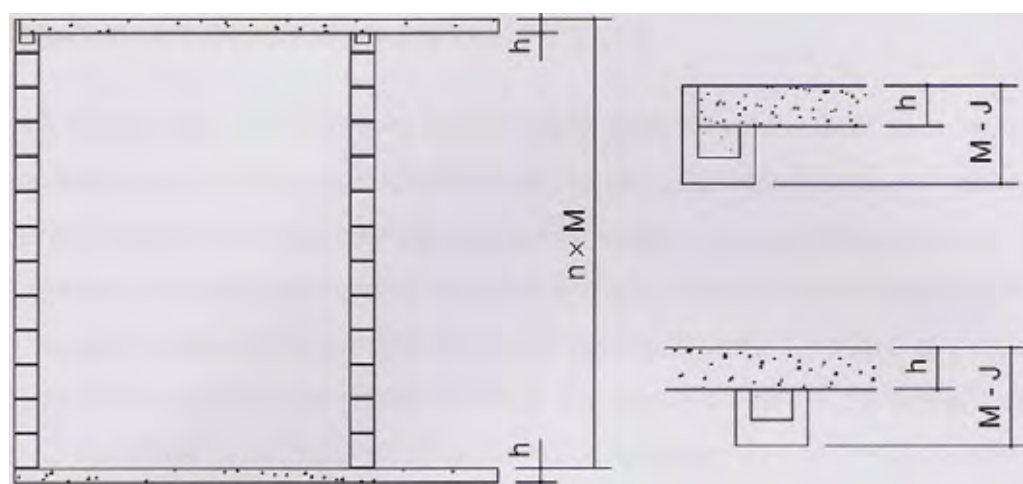


Figura 3.7- Modulação de piso a piso (Fonte: RAMALHO e CORRÊA (2003))

3.5.3- Alguns detalhes sobre modulação

A Figura 3.8 mostra a execução da primeira fiada de um edifício em alvenaria estrutural e a Figura 3.9 mostra os detalhes da primeira e da segunda fiada, bem como a elevação das paredes. Assim, pode-se entender na prática como funciona a modulação dos blocos.



Figura 3.8- Modulação das paredes (fonte: www.nepae.feis.unesp.br)

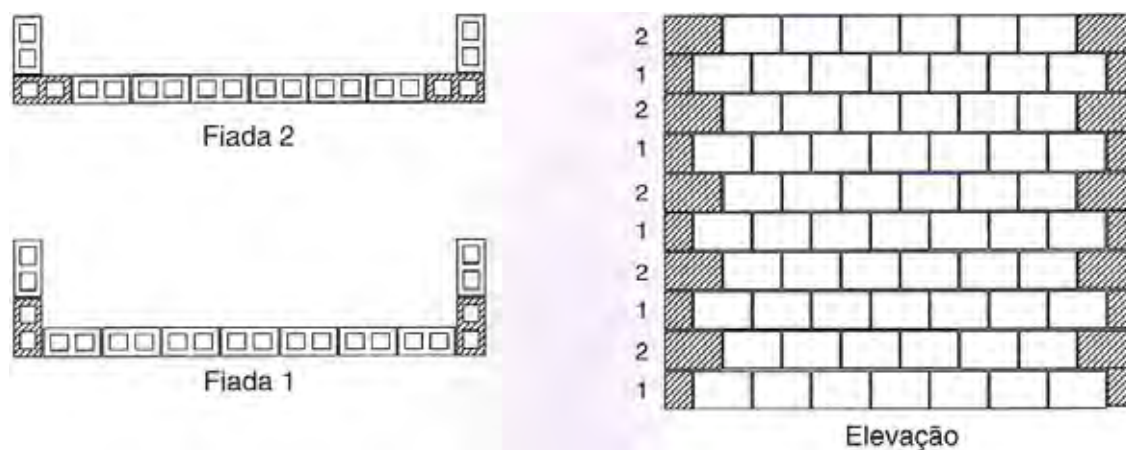


Figura 3.9- Detalhe da primeira e segunda fiadas e elevação da parede
(Fonte: RAMALHO e CORRÊA (2003))

A Tabela 3.1 apresenta as dimensões e os materiais dos blocos mais utilizados no Brasil. O comprimento e a espessura do bloco definem seu módulo horizontal (em planta), e sua altura, o módulo vertical (elevação).

Tabela 3.1- Blocos e modulações mais comuns (fonte: PARSEKIAN e FURLAN JUNIOR (2003))

Dimensão modular	Dimensão nominal	Material
15 x 30	14 x 29	Cerâmica e concreto
12,5 x 25	11,5 x 24	Cerâmica/sílico-calcário
20 x 40	19 x 39	Concreto
15 x 40	14 x 39	Concreto

3.5.4- Tipo dos blocos

As formas mais comuns de blocos estruturais encontradas no mercado são as mostradas na Figura 3.10.

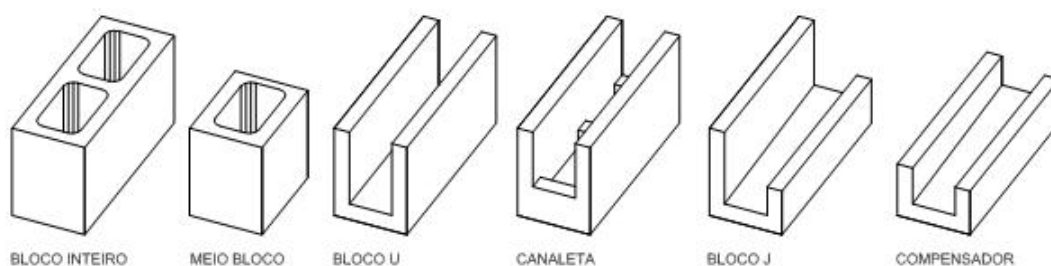


Figura 3.10- Formas usuais de blocos (fonte: RACANICCHI (2001))

3.6- Ensaio de caracterização da alvenaria estrutural

Conforme Camacho (2001), os ensaios são utilizados para determinar a resistência unitária dos blocos e das argamassas, podendo assim estimar a resistência final da parede. Para escolha do tipo de ensaio, dentre os três normalizados, deve-se levar em consideração qual a finalidade da sua realização, a precisão exigida, os equipamentos disponíveis, o tempo para execução e o custo/benefício.

Os tipos de ensaios padronizados são os seguintes:

- ensaio em materiais e unidades (blocos ou tijolos);
- ensaio em prismas;
- ensaio em painéis ou paredes em escala real.

A seguir, baseado no trabalho de Camacho (2001), serão descritos os tipos de ensaios.

3.6.1- Ensaios em materiais e unidades

São os ensaios realizados nos blocos para a obtenção da resistência característica do bloco (f_b) e da argamassa (f_a), proporcionando um resultado aceitável, comparado com a resistência final da alvenaria, acrescidos da vantagem de serem de fácil execução e de utilizarem equipamentos mais simples, levando assim a maior rapidez na obtenção de resultados com baixo custo.

Em contrapartida, esse tipo de ensaio é o que conduz a uma menor resistência da alvenaria, pois os blocos analisados isoladamente apresentam grande índice de variação de resistência, quando comparados com a alvenaria pronta. Por isso, em seus resultados, devem ser utilizados coeficientes de segurança maiores.

3.6.2- Ensaios em prismas

Os prismas de alvenaria são corpos-de-prova usados para prever as propriedades básicas dos elementos a serem empregados efetivamente na obra, como resistência à compressão, ao cisalhamento, à tração, etc., sendo que as dimensões do prisma variam em função da norma utilizada para o ensaio.

O valor básico especificado pelas normas para a resistência do prisma é um valor médio obtido por meio de uma série de ensaios. Portanto, ao contrário dos blocos, quando se trata de resistência do prisma (f_p), não se fala em resistência característica e, sim, em resistência média.

Nesse ensaio, pode-se estudar também o comportamento do graute, uma vez que o ensaio pode ser realizado com prisma

cheio ou vazio. Ele também fornece resultado mais preciso do que o ensaio com bloco isolado, fornecendo um valor maior para a resistência final da alvenaria (f'_m), quando comparado com aquele.

A norma brasileira, NBR-10837:1989, recomenda que devam ser rompidos 12 prismas, aos 28 dias, segundo as recomendações da NBR-8215:1983, para assim prever a resistência média da parede. Essa norma prevê dois métodos de ensaios, denominados **Método A** e **Método B**, para laboratório e obras, respectivamente, sendo que para controle da obra, o Método B prevê a utilização dos mesmos blocos, argamassa, condições e mão-de-obra que serão efetivamente utilizadas na obra.

A Figura 3.11 mostra como é feito o ensaio nos prismas.

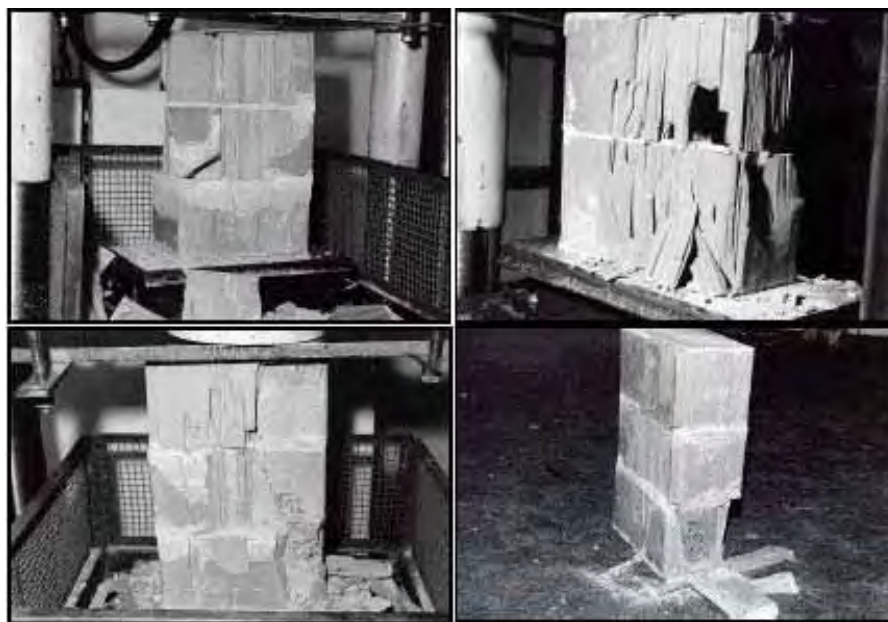


Figura 3.11- Ensaio dos prismas (fonte: CAMACHO e RODRIGUES (1999))

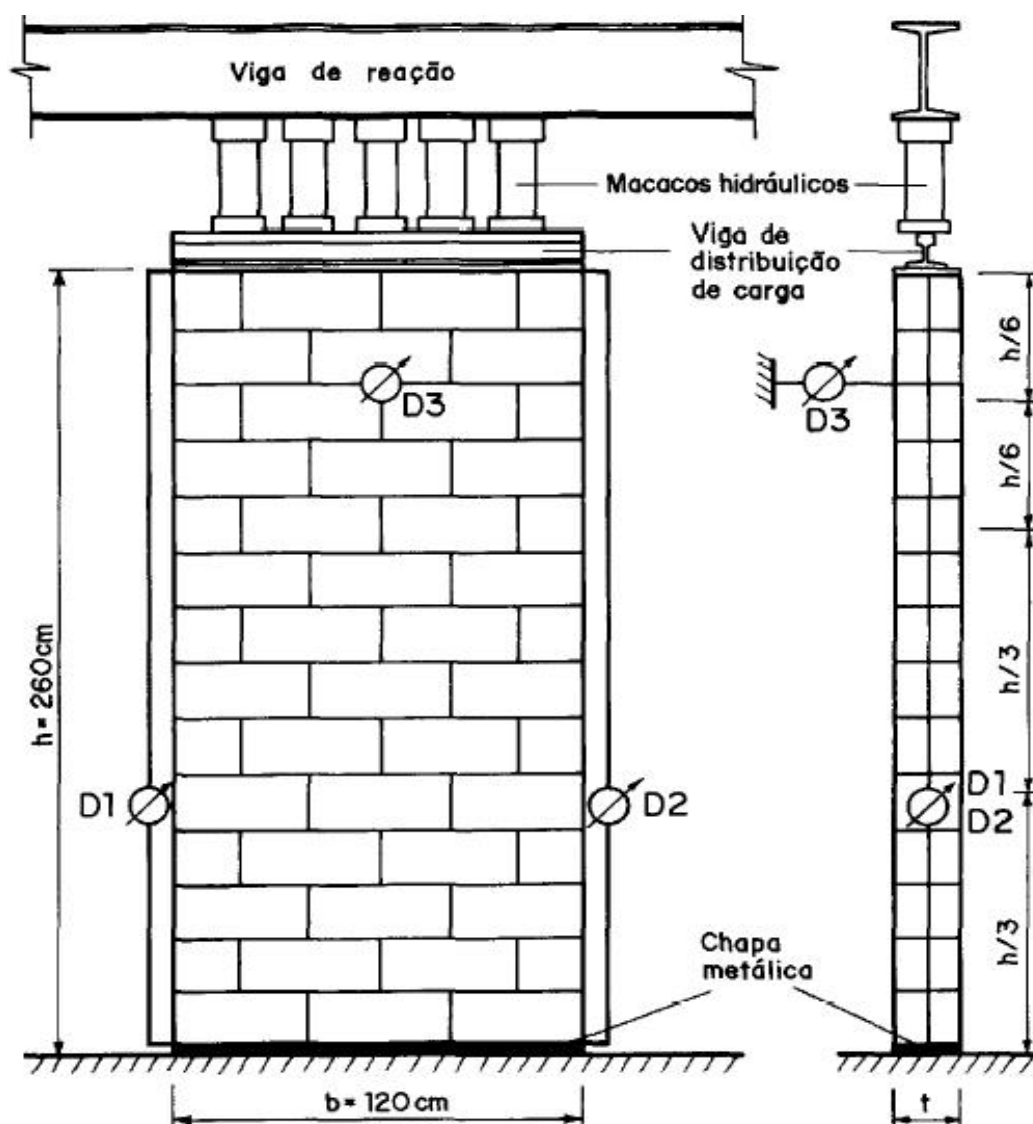
3.6.3- Ensaio em painéis ou paredes em escala real

O ensaio em grandes painéis de alvenaria, em escala real, tem um custo mais elevado. Assim, não é muito utilizado na determinação da resistência para fins de projeto, a não ser em casos especiais.

Por se tratar de um ensaio bastante caro, limita-se a

utilização em centros de pesquisa, para a verificação de métodos analíticos e para a obtenção de uma relação entre as unidades (blocos) e os prismas.

Esse tipo de ensaio é padronizado pela norma inglesa BS-5628 e pela NBR-8949:1985, conforme ilustra a Figura 3.12.



Onde:

D = Defletômetro

t = Espessura das paredes

Figura 3.12- Esquema utilizado para execução de ensaios em painéis (fonte: NBR-8949:1985)

CAPÍTULO 4 - DADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão descritos todos os procedimentos adotados por Logullo (2006), para realização dos ensaios de caracterização dos componentes da alvenaria estrutural, contemplando os ensaios de unidades e prismas.

Também serão apresentados os resultados de resistência à compressão, deformações e tensão de ruptura de prismas, para posterior comparação desses dados com os obtidos pela análise numérica.

4.1- Ensaio das unidades (blocos)

Segundo Franco (1987) citado por Maurício (2005), os blocos representam a maior parte do volume total da alvenaria, na ordem de 80% a 95%, sendo esse o elemento determinante de suas características. Portanto, é de grande importância o conhecimento de suas características físicas, para que se possa entender o comportamento da alvenaria estrutural como um todo.

Após a aquisição, a classificação e a pesagem, as etapas para caracterização das unidades são:

- capeamento;
- ensaio à compressão axial.

4.1.1- Capeamento dos blocos

Segundo Logullo (2006), o capeamento dos blocos é necessário para garantir o paralelismo entre as faces. A NBR-

7184:1992 indica que o capeamento deve ser feito com argamassas à base de gesso, enxofre, cimento, pozolana ou outro material, não podendo exceder a espessura média de 3mm.

Para a realização dos ensaios, Logullo adotou gesso como material para executar o capeamento e, para a regularização dos blocos capeados, utilizou um capeador metálico, visando garantir horizontalidade e verticalidade para camada de regularização, proporcionando assim faces paralelas. A Figura 4.1 ilustra a execução do capeamento dos blocos. O procedimento básico de execução é primeiramente untar com óleo o capeador, para facilitar o desprendimento após o capeamento, e molhar as faces do bloco, para não absorverem água da argamassa de gesso, o que aceleraria o processo de secagem do gesso, atrapalhando o capeamento.



Figura 4.1- Detalhe do capeador metálico e capeamento dos blocos (fonte: LOGULLO (2006))

4.1.2- Ensaio de resistência à compressão

Para determinação da resistência à compressão, segundo Logullo (2006), foram utilizados os procedimentos descritos pela NBR-7184:1992. Foram fixados relógios comparadores nos blocos, por meio de gabaritos colados nestes. Esses gabaritos são formados por cantoneiras metálicas coladas a uma distância de 9cm, sendo localizadas em faces diagonalmente opostas e entre o septo lateral e o septo central dos blocos. Para tal

posicionamento, foram utilizados gabaritos para colagem dessas cantoneiras, como mostrado na Figura 4.2.

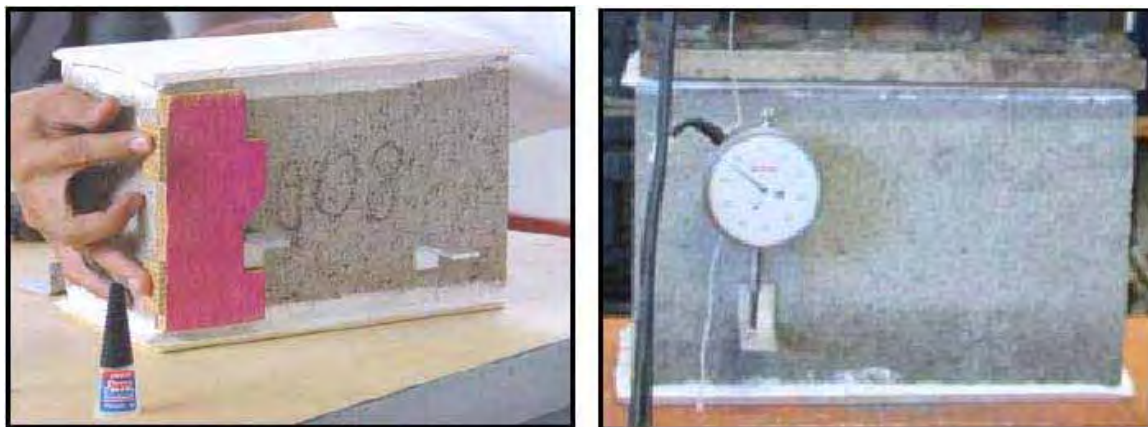


Figura 4.2- Colocação dos relógios comparadores (fonte: LOGULLO (2006))

Em alguns ensaios, Logullo utilizou extensômetros elétricos à meia altura e no centro dos blocos, sendo que nesses blocos também foram instalados relógios comparadores, conforme ilustra a Figura 4.3.

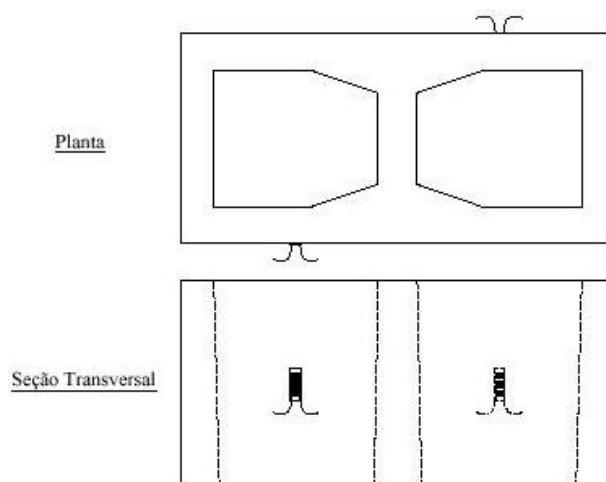


Figura 4.3- Posicionamento dos extensômetros elétricos (fonte: ANDOLFATO (2002))

Para a realização dos ensaios, conforme Logullo (2006), foi instalada uma célula de carga de 1000 kN, posicionada entre a prensa universal e o perfil metálico. Todos os ensaios foram realizados com auxílio de um sistema de aquisição de

dados (DASY LAB 6.0), em que todos os equipamentos foram ligados para aquisição instantânea da leitura dos relógios comparadores, extensômetros e célula de carga. A Figura 4.4 ilustra esse sistema.



Figura 4.4 - Posicionamento da célula de carga e sistema de aquisição de dado (fonte: LOGULLO (2006))

Após a realização dos ensaios, a forma de ruptura dos blocos é mostrada na Figura 4.5.



Figura 4.5- Modo de ruptura dos blocos (fonte: LOGULLO (2006))

4.2- Ensaio dos prismas vazios

Conforme Maurício (2005), esse tipo de ensaio é adotado por alguns códigos e normas, incluindo a norma brasileira, como base para o cálculo da resistência da alvenaria estrutural à compressão.

A NBR-8215:1983, no seu item 3.1, define prisma oco (ou prisma vazio) como *"conjunto composto pela justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa, destinado ao ensaio de compressão axial"*, porém, no trabalho de Logullo (2006), foi adotada a confecção de prismas formados por três blocos. Essa decisão foi tomada porque, conforme o autor, em recentes estudos, pesquisadores têm demonstrado melhores resultados nos elementos desse tipo e, também, pelas especificações da norma americana ASTM C 1314 - 03b (2004), citada por Logullo (2006), recomendando que a razão altura/espessura deve estar entre 1,3 e 5,0, sendo que nos prismas com três blocos, essa razão é de 4,21.

Essa relação é importante para minimizar os efeitos do prato da prensa, possibilitando apresentar valores mais precisos de resistência da alvenaria à compressão.

4.2.1- Execução dos prismas vazios

Segundo Logullo (2006), os prismas foram executados conforme a norma recomenda, apenas com a alteração da altura, e assentados à temperatura ambiente.

A argamassa deve ser colocada em toda superfície superior do bloco, em quantidade suficiente, de modo a resultar em superfícies convexas e sem falhas. Essas juntas não devem ultrapassar a espessura de 10 ± 3 mm. As faces dos blocos foram molhadas antes do assentamento. Após a montagem dos prismas, eles foram cobertos com sacos plásticos, em que foram colocadas estopas molhadas para garantir ambiente úmido para

sua cura. Aos 14 dias foram retirados, e ensaiados aos 28 dias.

Foi utilizado capeamento de gesso, assim como, no ensaio das unidades, foram utilizados gabaritos laterais e nível de bolha, para garantir verticalidade e paralelismo entre as faces, respectivamente. A Figura 4.6 ilustra a montagem dos prismas.



Figura 4.6- Etapas de confecção dos prismas (fonte: MAURICIO (2005) e LOGULLO (2006))

Para assentamento, Logullo utilizou uma argamassa preparada no laboratório, com traço 1:0,5:4,5 (cimento, cal e areia) e relação água/cimento 1,27. Esse traço foi escolhido porque é utilizado comumente em obras de alvenaria, além de possuir boa resistência à compressão, garantindo assim que a argamassa não influencie nos resultados dos prismas. Os resultados obtidos nos ensaios da argamassa serão mostrados a seguir.

4.2.2- Instrumentação dos prismas

Para execução dos ensaios, os prismas foram instrumentados com medidores de deslocamentos (LVTD), para determinar o encurtamento da alvenaria, conforme os acréscimos de carga.

Foram utilizados também extensômetros elétricos instalados no segundo bloco, entre os septos e em faces diagonalmente opostas. Também foi utilizada uma célula de

carga, com capacidade de 1000 kN, instalada entre a prensa e a viga metálica, do mesmo modo feito nos ensaios dos blocos. E para aquisição dos dados, novamente foi utilizado o sistema DASY LAB 6.0, que recebia automaticamente os dados dos LVTD's, dos extensômetros e da célula de carga. As figuras seguintes mostram os procedimentos desses ensaios.

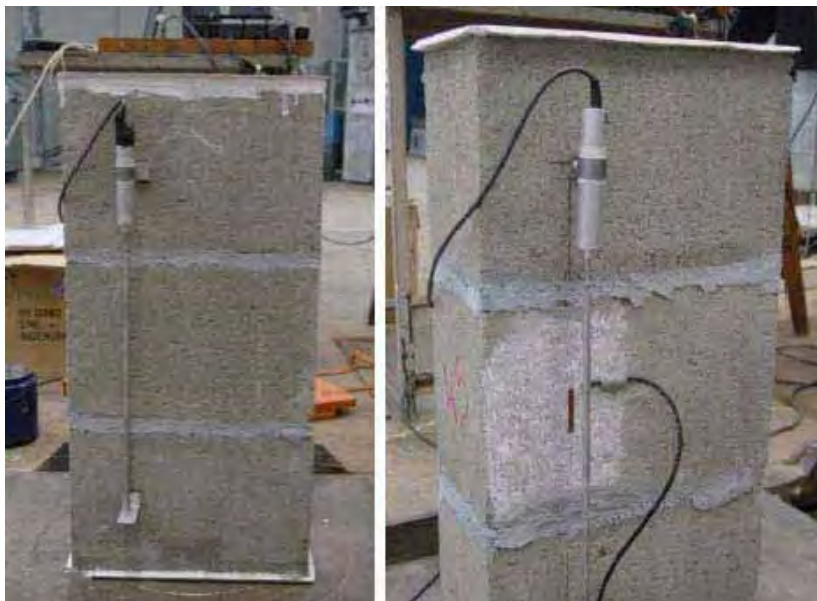


Figura 4.7- Posicionamento dos LVTD's (fonte: LOGULLO (2006))



Figura 4.8- Posicionamento dos extensômetros (fonte: LOGULLO (2006))



Figura 4.9- Esquema do ensaio (fonte: LOGULLO (2006))

Após a realização dos ensaios, a forma de ruptura dos prismas é mostrada na Figura 4.10.



Figura 4.10- Modo de ruptura dos prismas vazios (fonte: LOGULLO (2006))

4.3- Resultados experimentais

Serão apresentados, agora, os resultados obtidos por Logullo (2006), sendo tais dados utilizados para se fazer a análise comparativa com os resultados numéricos a serem apresentados futuramente.

4.3.1- Resultados obtidos por LOGULLO (2006)

a) Unidades (blocos)

Em seu trabalho, Logullo (2006) dispunha de dois tipos de blocos diferentes, designados B1 e B2.

Para realização dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas, foram ensaiadas sete amostras do bloco tipo B1 e nove amostras do bloco tipo B2.

Os resultados de resistência média dos blocos tipo B1, na tensão de ruptura, estão organizados na Tabela 4.1, e os valores individuais estão apresentados na Tabela 4.2.

E conforme análise de seus resultados, o valor do módulo da deformação na ruptura dos blocos tipo B1, feita pela leitura dos extensômetros, é de 3,3%.

Tabela 4.1- Média dos resultados dos blocos B1

<i>CP</i>	<i>Carga (kN)</i>	<i>Resistência (A. Bruta) (MPa)</i>	<i>Resistência (A.Líquida) (MPa)</i>
<i>Média</i>	357,86	8,64	15,39
<i>Desv. Pad.</i>	26,44	0,64	1,14
<i>Coef. Var.</i>	7,39%	7,39%	7,39%

Tabela 4.2- Resultados individuais dos blocos B1

CP	Carga (kN)	Resistência (MPa)
1	335,00	8,09
2	360,00	8,69
3	375,00	9,06
4	365,00	8,81
5	385,00	9,30
6	310,00	7,49
7	375,00	9,06
<i>Média</i>	357,86	8,64
<i>Desv. Pad.</i>	26,44	0,64
<i>Coef. Var.</i>	7,39%	7,39%

Os resultados de resistência média dos blocos tipo B2, na tensão de ruptura, estão organizados na Tabela 4.3, e os valores individuais estão apresentados na Tabela 4.4.

E conforme análise de seus resultados, o valor do módulo da deformação na ruptura dos blocos tipo B2, feita pela leitura dos extensômetros, é de 1,6‰.

Tabela 4.3- Média dos resultados dos blocos B2

CP	Carga (kN)	Resistência (A. Bruta) (MPa)	Resistência (A. Líquida) (MPa)
<i>Média</i>	652,78	15,76	22,09
<i>Desv. Pad.</i>	57,95	1,40	1,96
<i>Coef. Var</i>	8,88%	8,88%	8,88%

Tabela 4.4- Resultados individuais dos blocos B2

CP	Carga (kN)	Resistência (MPa)
1	620,00	14,97
2	630,00	15,21
3	615,00	14,85
4	655,00	15,82
5	600,00	14,49
6	590,00	14,25
7	687,50	16,60
8	715,00	17,27
9	762,50	18,41
<i>Média</i>	652,78	15,76
<i>Desv. Pad.</i>	57,95	1,40
<i>Coef. Var</i>	8,88%	8,88%

b) Prismas vazios

Também foram utilizadas duas classes diferentes de blocos (B1 e B2), dos quais foram confeccionados três prismas com cada tipo de bloco.

Para os prismas feitos com os blocos B1, suas características estão relacionadas nas Tabelas 4.5 e 4.6, e o módulo da deformação, correspondente à tensão de ruptura, foi de aproximadamente 1,97‰.

Já para prismas feitos com os blocos B2, estão relacionadas nas Tabelas 4.7 e 4.8, e o módulo da deformação, correspondente à tensão de ruptura, foi de aproximadamente 1,9‰.

Tabela 4.5- Média dos resultados dos prismas - blocos B1

CP	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência (MPa) (A. Líquida)	Resistência (MPa) (A. Bruta)
<i>Média</i>	223,33	233,33	10,04	5,63
<i>Desv. Pad.</i>	5,77	14,43	0,62	0,35
<i>Coef. Var.</i>	2,59%	6,19%	6,19%	6,19%

Tabela 4.6- Resultados individuais dos prismas - blocos B1

CP	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência (A. Líquida) (MPa)	Resistência (A. Bruta) (MPa)
B1-Vazio	220	225,00	9,68	5,43
B1-Vazio	230	250,00	10,75	6,04
B1-Vazio	220	225,00	9,68	5,43
<i>Média</i>	<i>223,33</i>	<i>233,33</i>	<i>10,04</i>	<i>5,63</i>
<i>Desv. Pad.</i>	<i>5,77</i>	<i>14,43</i>	<i>0,62</i>	<i>0,35</i>
<i>Coef. Var.</i>	<i>2,59%</i>	<i>6,19%</i>	<i>6,19%</i>	<i>6,19%</i>

Tabela 4.7- Média dos resultados dos prismas - blocos B2

CP	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência (MPa) A. bruta	Resistência (MPa) A. Líquida
<i>Média</i>	<i>296,67</i>	<i>321,67</i>	<i>7,77</i>	<i>10,89</i>
<i>Desv. Pad.</i>	<i>28,87</i>	<i>12,58</i>	<i>0,30</i>	<i>0,43</i>
<i>Coef. Var.</i>	<i>9,73%</i>	<i>3,91%</i>	<i>3,91%</i>	<i>3,91%</i>

Tabela 4.8- Resultados individuais dos prismas - blocos B2

CP	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência (A. Bruta) (MPa)	Resistência (A. Líquida) (MPa)
B2-Vazio	280	320,00	7,73	10,83
B2-Vazio	280	310,00	7,49	10,49
B2-Vazio	330	335,00	8,09	11,34
<i>Média</i>	<i>296,67</i>	<i>321,67</i>	<i>7,77</i>	<i>10,89</i>
<i>Desv. Pad.</i>	<i>28,87</i>	<i>12,58</i>	<i>0,30</i>	<i>0,43</i>
<i>Coef. Var.</i>	<i>9,73%</i>	<i>3,91%</i>	<i>3,91%</i>	<i>3,91%</i>

c) Argamassa

Como já foi dito anteriormente, a argamassa utilizada por Logullo (2006) para assentamento dos prismas foi amassada no próprio laboratório, com o traço 1 : 0,5 : 4,5 (cimento : cal : areia), e relação água/cimento igual a 1,27. Durante a moldagem dos prismas e das paredes, foram moldados corpos-de-

prova cilíndricos 5x10cm (diâmetro x altura) e, aos 28 dias, foram ensaiados conforme especifica a NBR-7215:1991. A Tabela 4.9 mostra todos os ensaios e seus respectivos resultados.

Tabela 4.9- Resultados das argamassas

Mistura	CP	Carga (kN)	Resistência (MPa)
A1	1	14,50	7,24
	2	12,40	6,19
A2	3	15,80	7,89
	4	13,30	6,64
A3	5	10,80	5,39
	6	12,00	5,99
A4	7	14,60	7,29
	8	15,00	7,49
	<i>Média</i>	13,55	6,77
	<i>Desv. Pad.</i>	1,71	0,85
	<i>Coef. Var.</i>	12,64%	12,64%

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE NUMÉRICA E ASPECTOS COMPUTACIONAIS

5.1- Análise numérica

Para realizar a análise numérica estática do comportamento não-linear de prismas de alvenaria estrutural, primeiramente, foi desenvolvido um gerador de malhas, por meio de sub-rotinas, que discretizarão o bloco e a argamassa, deixando os elementos com as configurações ilustradas pelas figuras de 5.1 a 5.4.

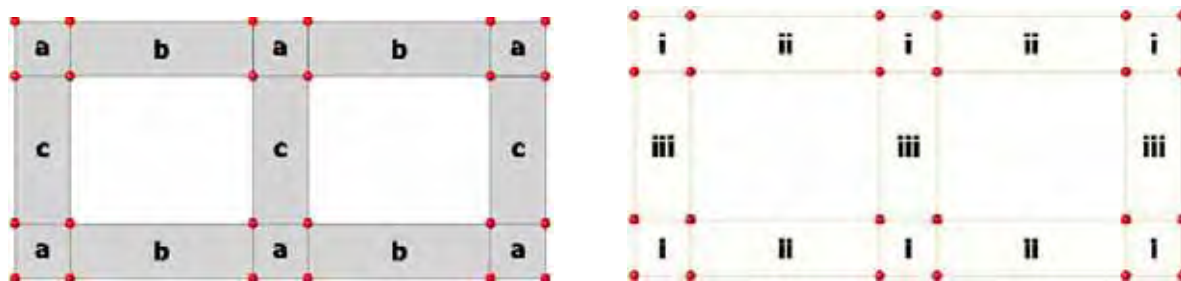


Figura 5.1- Configuração dos blocos e juntas de argamassa vistas em planta

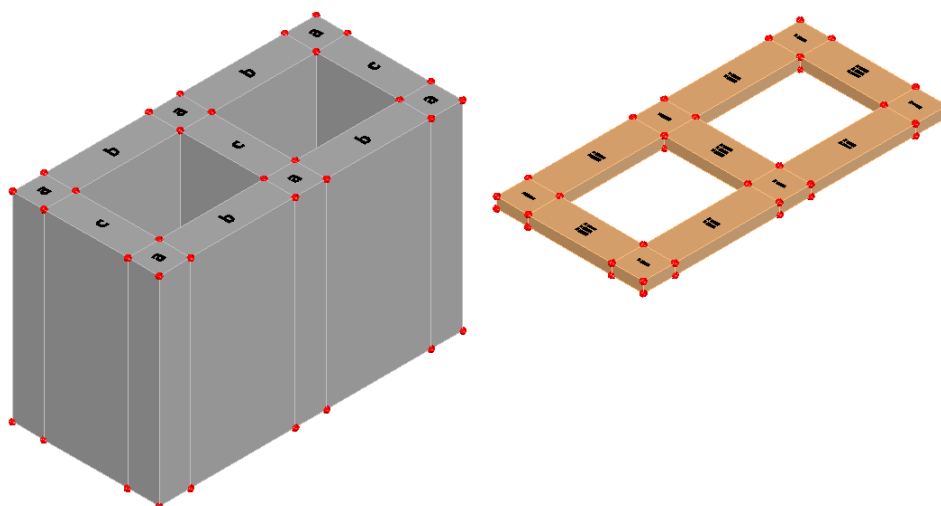


Figura 5.2- Vista do bloco e da junta de argamassa em perspectiva

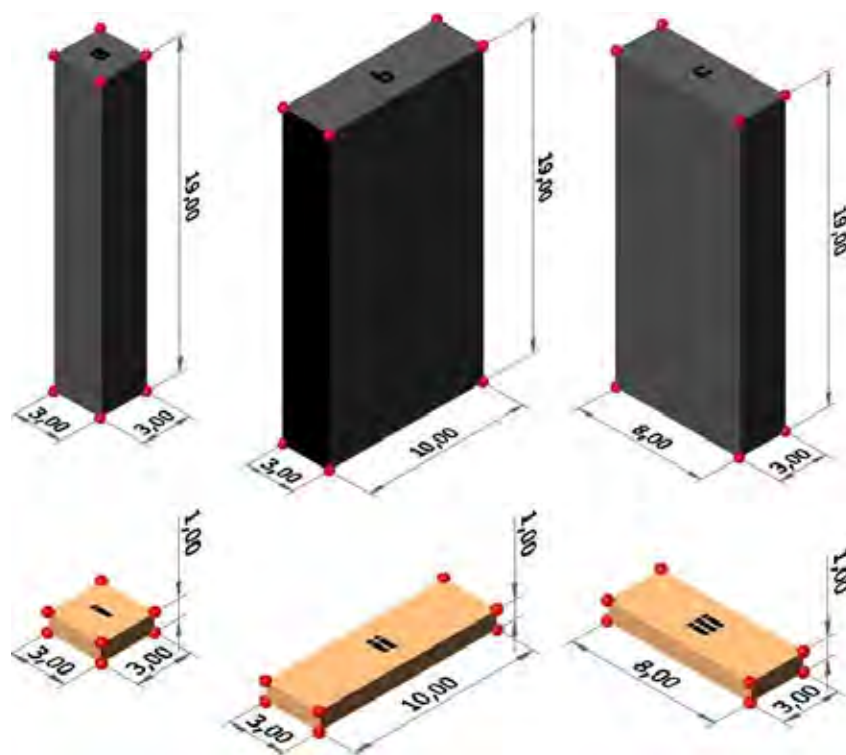


Figura 5.3- Dimensões isoladas dos elementos de bloco e de argamassa do prisma



Figura 5.4- Esquema do prisma discretizado

O gerador de malhas fará a discretização dos prismas que foram ensaiados por Logullo (2006), no NEPAE/FEIS/UNESP - Núcleo de Estudo e Pesquisa da Alvenaria Estrutural, da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, da Universidade Estadual Paulista.

Após a discretização dos prismas, a análise numérica foi realizada por meio do Método dos Elementos Finitos, utilizando o elemento prismático regular linear, desenvolvido por Faglioni (2006), e já implementado no programa *FEISdec*, juntamente com o modelo de ruptura do concreto.

Assim, o programa terá condição de verificar o comportamento do prisma, tendo como resposta as forças atuantes e os deslocamentos em cada nó dos elementos, bem como a determinação do ponto de ruptura dos blocos, utilizando os critérios descritos no Capítulo 7 deste trabalho.

5.2- Aspectos computacionais

Agora, será abordada de forma sucinta a documentação básica para implementação dos códigos de cálculo utilizados pelo programa, em que será dada maior atenção às rotinas relativas à discretização da alvenaria e à análise do seu comportamento.

As rotinas de entrada e de saída de dados não serão descritas aqui.

5.2.1- Rotinas para discretização da alvenaria

a) Sub-rotina GERA PRISMA

Foi desenvolvida com o objetivo de gerar as coordenadas nodais para simulação numérica dos ensaios de prismas, levando em consideração o tamanho dos elementos, conforme ilustrado nas Figuras de 5.1 a 5.4, para possibilitar a modulação

tridimensional dos prismas, e, também, para permitir que se utilizem os módulos de elasticidade do concreto e da argamassa.

b) Sub-rotina GERA ELEMENTO

Essa sub-rotina organiza as coordenadas nodais de cada elemento, seguindo a ordenação imposta pelo desenvolvimento matemático do elemento prismático de oito nós, associando, a cada elemento, oito coordenadas nodais.

5.2.2- Fluxograma geral de cálculo

O fluxograma referente ao esquema geral de cálculo é ilustrado na Figura 5.5, sendo que cada bloco contém o nome de uma sub-rotina específica, cuja função é descrita nos itens subseqüentes. O procedimento incremental aqui adotado consiste na subdivisão do carregamento em um número conhecido de incrementos, aplicados de forma acumulativa. À medida que a força vai sendo incrementada, efetua-se o cálculo dos deslocamentos, com conseqüente cálculo das deformações e das tensões em cada elemento, para posterior aplicação do critério de ruptura e correção do módulo de elasticidade instantâneo do material. Caso seja verificada a ruptura do elemento, é feita uma redução total do módulo de elasticidade, de forma individual, para posterior armazenamento dos deslocamentos nodais.

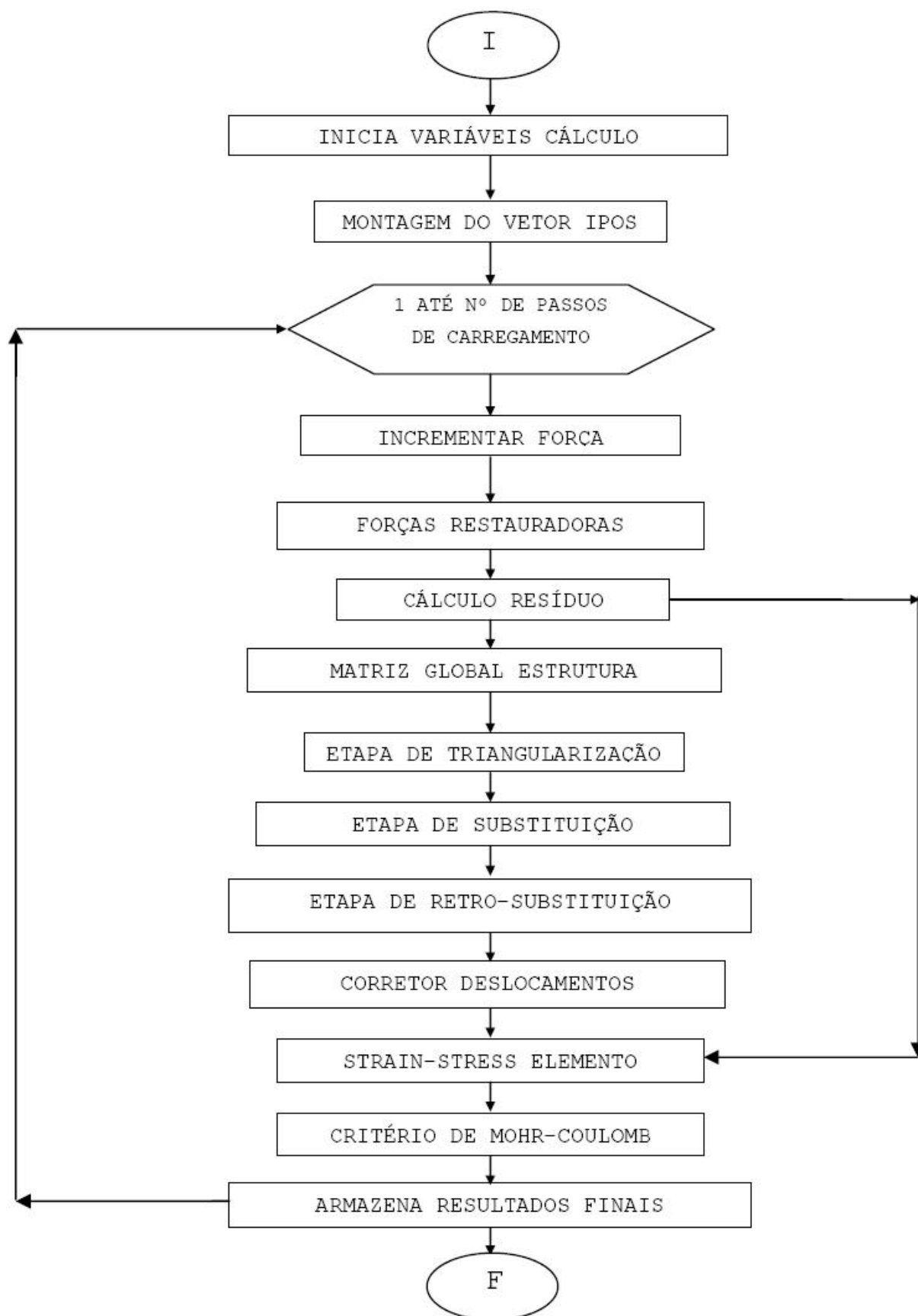


Figura 5.5- Fluxograma geral de cálculo

a) Sub-rotina INICIA VARIÁVEIS CÁLCULO

Essa sub-rotina tem a função de atribuir valores iniciais às variáveis utilizadas no cálculo.

b) Sub-rotina MONTAGEM DO VETOR IPOS

A técnica de armazenamento da matriz de rigidez utilizada no programa *FEISdec* é denominada de altura efetiva de coluna ou *skyline*. Essa técnica corresponde ao armazenamento, dentro de um vetor de trabalho principal, das colunas da parte triangular superior da matriz e dos elementos da diagonal principal, a partir do primeiro elemento não nulo de cada coluna. Esse armazenamento é realizado em forma seqüencial por coluna, de cima para baixo.

Para esse tipo de armazenamento, é necessária ainda a construção de um vetor auxiliar que indique, dentro do vetor de trabalho principal, as posições dos elementos da diagonal principal da matriz de rigidez, sendo tal vetor auxiliar denominado de vetor (IPOS).

c) Sub-rotina INCREMENTAR FORÇA

Essa sub-rotina tem a função de atualizar o valor das forças externas (F_E) para cada incremento de carregamento.

d) Sub-rotina FORÇAS RESTAURADORAS

Calcula o valor das forças restauradoras por meio do produto matricial (K.D), após montagem da matriz de rigidez secante da estrutura. Cabe ressaltar que, por se tratar de análise linear geométrica, a matriz secante é igual à matriz de rigidez tangente.

e) Sub-rotina CÁLCULO DO RESÍDUO

Calcula o valor do resíduo das forças estáticas não equilibradas. Caso o resíduo seja maior que a tolerância imposta pelo usuário, dá-se continuidade ao processo de cálculo, caso contrário, incrementa-se novamente a força aplicada.

f) Sub-rotina MATRIZ GLOBAL DA ESTRUTURA

Monta a matriz global da estrutura, a partir da matriz tangente de cada elemento, conforme será visto no Capítulo 6, utilizando-se a técnica de expansão e acumulação.

g) RESOLUÇÃO DO SISTEMA

A resolução do sistema é feita utilizando-se o Método de Cholesky, que decompõe o sistema em duas matrizes triangulares, uma superior e outra inferior, possibilitando a substituição e a retro-substituição do sistema para obtenção dos acréscimos dos deslocamentos requeridos para cada incremento de carregamento.

h) Sub-rotina CORRETOR DESLOCAMENTOS

Realiza a correção dos deslocamentos (D), por meio da soma acumulativa de todos os deslocamentos obtidos para cada incremento de carregamento.

i) Sub-rotina STRAIN-STRESS ELEMENTO

Calcula os valores das deformações e das tensões de cada elemento.

j) Sub-rotina CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

Depois de calculadas as tensões de cada elemento de concreto, são calculadas as tensões principais, para aplicação do Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb, conforme será descrito no Capítulo 7 deste trabalho. Caso seja verificada a ruptura do elemento, é feita uma redução total do módulo de elasticidade, de forma individual, para posterior armazenamento dos deslocamentos nodais. Caso isso não ocorra, efetua-se uma redução parcial do módulo de elasticidade, em função da deformação principal de compressão de cada elemento.

k) Sub-rotina ARMAZENA RESULTADOS FINAIS

Essa sub-rotina tem a função de armazenar os resultados obtidos ao final da aplicação de cada incremento de carregamento.

CAPÍTULO 6 - ELEMENTO FINITO PRISMÁTICO REGULAR LINEAR

6.1- Tipos de elementos existentes

Segundo Rodrigues (1999), a definição do tipo apropriado de elemento finito é dada em função do sistema estrutural que se deseja analisar. Para isso, os elementos finitos são classificados em: elementos lineares, elementos laminares e elementos sólidos.

- ⇒ **elementos lineares:** também conhecidos como elementos de barras, são elementos em que uma dimensão é muito maior do que as outras duas. Esses são subdivididos em elementos de pórticos planos e espaciais, de treliças planas e espaciais, de vigas e de grelhas;
- ⇒ **elementos laminares:** são elementos em que uma dimensão é muito menor do que as outras duas, e são subdivididos em elementos de placa, de chapa e de casca;
- ⇒ **elementos sólidos:** são elementos em que as três dimensões têm a mesma ordem de grandeza, e permitem obter uma distribuição qualquer de tensões na estrutura.

Conforme Rodrigues (1999), para que esses elementos possam se relacionar uns com os outros, é necessário que sejam interconectados por meio de pontos inseridos no contorno, chamados de pontos nodais, ou simplesmente nós. Assim, o

comportamento estrutural de cada elemento pode ser dado em função apenas das variáveis nodais, tais como: coordenadas, deslocamentos e carregamentos, permitindo a montagem do sistema de equações governantes do sistema estrutural em estudo.

Para a formulação do Método dos Elementos Finitos, segundo Faglioni (2006), torna-se necessário, primeiramente, a formulação da equação de equilíbrio do sistema estrutural. Para tanto, pode-se utilizar o Princípio da Energia Potencial Estacionária.

6.2- Formulação variacional

De acordo com Faglioni (2006), um sistema estrutural é dito ser conservativo quando "o trabalho dos esforços internos e dos esforços externos independem do caminho percorrido pela estrutura", quando da passagem de sua configuração de equilíbrio inicial para outra qualquer.

Para sistemas estruturais conservativos, em que a sua configuração final satisfaça a compatibilidade interna e as condições essenciais de contorno do sistema, a energia potencial total (Π_p) pode ser expressa como:

$$\Pi_p = U + \Omega \quad (6.1)$$

em que (U) é a energia de deformação, também chamada de energia potencial interna, e (Ω), a energia potencial dos esforços externos atuantes.

Para um sistema estrutural discretizado em um número finito de elementos, a energia potencial total do sistema é a soma da energia potencial de cada elemento, sendo:

$$\Pi_p = \sum_{e=1}^{n_e} \Pi_{pe} \quad (6.2)$$

sendo (n_e) o número de elementos finitos que compõem o sistema estrutural.

A energia potencial de cada elemento (Π_{pe}) é dada por:

$$\Pi_{pe} = U_e + \Omega_e \quad (6.3)$$

em que (U_e) é a energia de deformação acumulada pelo elemento e (Ω_e) é a energia potencial dos esforços externos na configuração deformada do elemento.

Admitindo-se que o carregamento do sistema seja aplicado nos nós estruturais, a energia potencial dos esforços externos de cada elemento é dada por:

$$\Omega_e = -\underline{f}_E^T \underline{d} \quad (6.4)$$

em que (\underline{f}_E) é o vetor das forças nodais equivalentes do elemento e (\underline{d}) é o vetor das componentes dos deslocamentos genéricos, para cada nó do elemento.

A energia de deformação de cada elemento é definida por:

$$U_e = \int_{V_e} \mu_0 \, dV_e \quad (6.5)$$

sendo (μ_0) a energia de deformação específica, dada pela equação (6.6), e, na forma matricial, pela equação (6.7).

$$\mu_0 = \frac{1}{2} \left\{ \varepsilon_x \sigma_x + \varepsilon_y \sigma_y + \varepsilon_z \sigma_z + \gamma_{xy} \tau_{xy} + \gamma_{xz} \tau_{xz} + \gamma_{yz} \tau_{yz} \right\} \quad (6.6)$$

$$\underline{\mu}_0 = \frac{1}{2} \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} \quad (6.7)$$

6.3- Princípio da Energia Potencial Estacionária

Ainda segundo Faglioni (2006), para o equilíbrio de um sistema estrutural, a função da energia potencial total (Π_p) deve ser estacionária, ou seja, a sua variação deve ser zero, como mostra a equação (6.8).

$$\delta\Pi_p = 0 \quad (6.8)$$

Em termos de funções ordinárias, existe uma condição em que a derivada de uma função em relação a uma variável independente é nula, e a função em si tem um máximo, um mínimo ou um valor constante. Se a condição de estacionaridade fornece um valor mínimo, então, de acordo com o Teorema de Lagrange, o estado de equilíbrio é estável.

Aplicando-se tal conceito para o funcional de cada elemento, e admitindo-se que a energia de deformação seja obtida em termos de deslocamentos nodais, com o auxílio de funções interpoladoras conhecidas, então o funcional (Π_{pe}) passa a ser uma função, tendo como variáveis independentes os deslocamentos d , e a sua variação torna-se igual ao seu diferencial, ou seja, ($\delta\Pi_{pe} = d\Pi_{pe}$). Desse modo, como o funcional está escrito em função das variáveis independentes, tem-se:

$$\delta\Pi_{pe} = \frac{\partial\Pi_{pe}}{\partial d_1} \delta d_1 + \frac{\partial\Pi_{pe}}{\partial d_2} \delta d_2 + \dots + \frac{\partial\Pi_{pe}}{\partial d_n} \delta d_n \quad (6.9)$$

mas como $\delta d_1 = dd_1$; $\delta d_2 = dd_2$; \dots ; $\delta d_n = dd_n$ e $\delta\Pi_{pe} = d\Pi_{pe}$, obtém-se a relação dada pela equação (6.10).

$$d\Pi_{pe} = \frac{\partial\Pi_{pe}}{\partial d_1} dd_1 + \frac{\partial\Pi_{pe}}{\partial d_2} dd_2 + \dots + \frac{\partial\Pi_{pe}}{\partial d_n} dd_n \quad (6.10)$$

Como os deslocamentos são simultaneamente não nulos, pode-se aplicar o Princípio da Energia Potencial Estacionária, resultando na equação (6.11).

$$\frac{\partial \Pi_{pe}}{\partial d_j} = 0 \quad \text{para } j = 1, 2, 3, \dots, n \quad (6.11)$$

6.4- Formulação do Método dos Elementos Finitos

O primeiro passo na aplicação do MEF, segundo Faglioni (2006), é dividir a estrutura em um número adequado de elementos com tamanho apropriado. Os deslocamentos dos pontos nodais dos elementos são, então, generalizados em função das coordenadas da estrutura. Desse modo, os deslocamentos (\underline{u}) do elemento finito podem ser expressos em função dos deslocamentos nodais (\underline{d}), por meio da utilização de funções de forma apropriadas. Essa relação é definida pela equação (6.12):

$$\underline{u} = \underline{\phi} \underline{d} \quad (6.12)$$

sendo ($\underline{\phi}$) é a matriz que contém as funções de forma e relaciona os deslocamentos que ocorrem ao longo do eixo longitudinal com os deslocamentos nodais do elemento.

A energia de deformação de um elemento, de acordo com a definição da energia de deformação específica dada pela equação (6.7), pode ser escrita como mostra a equação (6.13).

$$U_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} \, dV_e \quad (6.13)$$

As relações constitutivas, que são as equações que interligam as tensões com as deformações, são formuladas com

base na observação do comportamento na experimentação dos materiais submetidos às ações externas. Admitindo-se que o material possua um comportamento elástico-linear, as relações constitutivas demonstradas por Rodrigues (1999) e Faglioni (2006), organizadas nas equações de (6.14) a (6.19), originárias da Lei de Hooke generalizada, podem ser reorganizadas na forma matricial e definidas pela equação (6.20), em que (E) e (ν) são o Módulo de Elasticidade e o Coeficiente de Poisson, respectivamente.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)] \quad (6.14)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)] \quad (6.15)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (6.16)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{xy} \quad (6.17)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{xz} \quad (6.18)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{yz} \quad (6.19)$$

$$\underline{\sigma} = \underline{E} \underline{\varepsilon} \quad (6.20)$$

sendo (\underline{E}) a matriz que contém os coeficientes elásticos do material estrutural, representada pela equação (6.21).

$$\tilde{E} = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (6.21)$$

Reorganizando-se as equações (6.4), (6.13) e (6.20) na equação (6.3), a energia de deformação total do elemento pode ser reescrita de acordo com a equação (6.22).

$$\Pi_{pe} = \frac{1}{2} \int_{V_e} \tilde{\varepsilon}^T \tilde{E} \tilde{\varepsilon} \, dV_e - \tilde{f}_e^T \tilde{d} \quad (6.22)$$

As relações diferenciais entre deformações e deslocamentos, dadas pelas equações (6.23) a (6.28),

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (6.23)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (6.24)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (6.25)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (6.26)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad (6.27)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (6.28)$$

que organizadas na forma matricial, ficam definidas pela equação (6.29),

$$\underline{\xi} = \underline{L} \underline{u} \quad (6.29)$$

na qual a matriz (\underline{L}) contém os operadores de derivação, dada pela equação (6.30).

$$\underline{L} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (6.30)$$

Substituindo-se a equação (6.12) em (6.30), obtém-se:

$$\underline{\xi} = \underline{L} \underline{\phi} \underline{d} \quad (6.31)$$

ou

$$\underline{\xi} = \underline{B} \underline{d} \quad (6.32)$$

em que

$$\underline{B} = \underline{L} \underline{\phi} \quad (6.33)$$

Substituindo-se agora a equação (6.32) na equação (6.22), e sabendo-se que $(\underline{\varepsilon}^T = \underline{d}^T \underline{B}^T)$, obtém-se:

$$\Pi_{pe} = \frac{1}{2} \int_{V_e} (\underline{d}^T \underline{B}^T \underline{E} \underline{B} \underline{d}) dV_e - \underline{f}_E^T \underline{d} \quad (6.34)$$

ou, simplesmente,

$$\Pi_{pe} = U_e(\underline{d}) - \underline{f}_E^T \underline{d} \quad (6.35)$$

Aplicando-se, finalmente a equação (6.11) na equação (6.35), encontra-se:

$$\frac{\partial U_e(\underline{d})}{\partial d_j} - \underline{f}_E = 0 \quad (6.36)$$

Cada uma das expressões do tipo (6.36) fornecerá uma equação algébrica, que organizada na forma matricial resultará:

$$\underline{k}_s \underline{d} = \underline{f}_E \quad (6.37)$$

em que (\underline{k}_s) é a matriz de rigidez secante do elemento.

Para todo o sistema estrutural, a partir das contribuições de todos os elementos, pode-se utilizar o processo de expansão e acumulação, encontrando-se o sistema de equações fornecido pela relação (6.38).

$$\underline{K}_s \underline{D} = \underline{F}_E \quad (6.38)$$

Com a obtenção dos deslocamentos nodais do sistema estrutural, as funções deslocamento ficam determinadas,

podendo-se, então, calcular o valor da deformação do elemento utilizando-se a equação (6.32) ou (6.33) e, com isso, calcular o valor da tensão do elemento, utilizando-se a equação (6.20), finalizando o processo de cálculo.

6.5- Vetor de forças nodais equivalentes

De acordo com Rodrigues (1999), como todos os parâmetros referentes às características da estrutura estão sempre em função dos pontos nodais, todos os esforços têm que ser transformados em esforços equivalentes, para que eles sejam aplicados apenas nos nós do elemento. Dessa forma, os esforços volumétricos, superficiais e concentrados são formados pelo vetor de forças nodais equivalentes, conforme indicam às expressões (6.39) a (6.41) mostradas na seqüência.

⇒ Para esforços distribuídos no volume do elemento.

$$\underline{f}_E = \int_{V_e} \underline{\phi}^T \underline{\phi}_p dV_e \underline{p}_{V_e}^n \quad (6.39)$$

⇒ Para esforços distribuídos na superfície do elemento.

$$\underline{f}_E = \int_{S_e} \underline{\phi}^T \underline{\phi}_p dS_e \underline{p}_{S_e}^n \quad (6.40)$$

⇒ Para esforços concentrados em qualquer ponto da estrutura.

$$\underline{f}_E = \underline{\phi}^T \underline{p}_c \quad (6.41)$$

6.6- Elemento finito prismático regular linear

O elemento finito prismático regular linear, desenvolvido por Faglioni (2006), possui oito nós, de lados $2a$, $2b$ e $2c$, e

origem do sistema de coordenadas no centróide do elemento, conforme mostrado na Figura 6.1.

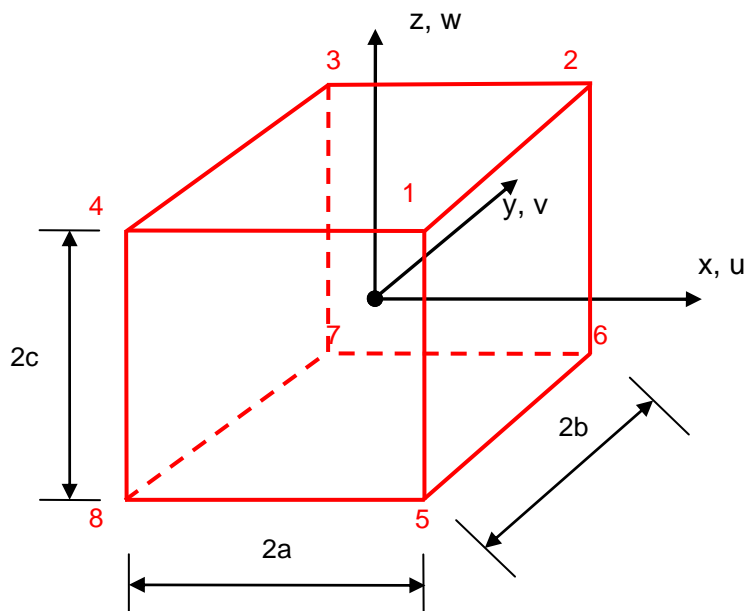


Figura 6.1- Elemento finito prismático retangular com oito nós

As funções aproximadoras desse elemento contêm oito monômios obtidos a partir do tetraedro de Pascal.

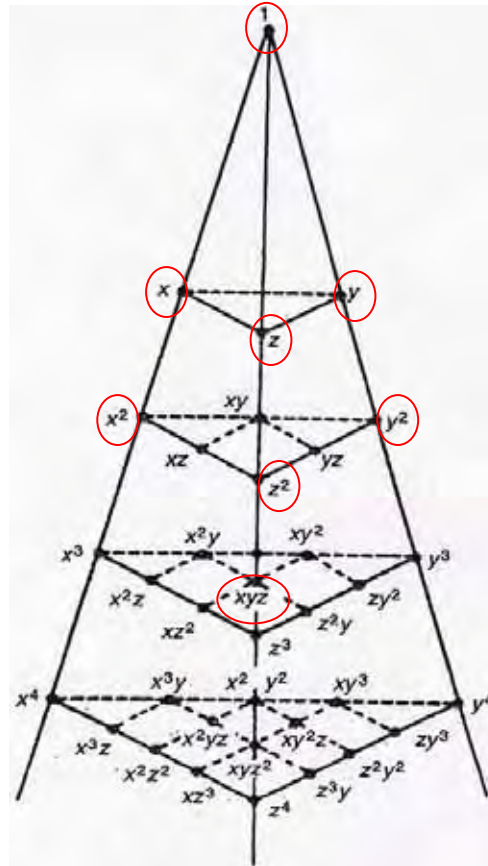


Figura 6.2- Tetraedro de Pascal (Fonte: RAO (1999))

Para garantir a continuidade com os deslocamentos dos elementos adjacentes, como neste caso, a função deslocamento deve variar linearmente ao longo dos lados (ZIENKIEWICZ e CHEUNG, 1967). Sendo assim, para um sistema de coordenadas adimensionais com origem no centróide do elemento, têm-se:

$$\xi = \frac{x}{a} ; \quad \eta = \frac{y}{b} \quad e \quad \zeta = \frac{z}{c} \quad (6.42)$$

As funções interpoladoras para os deslocamentos u , v e w são dadas pelas equações (6.43), (6.44) e (6.45), respectivamente.

$$u(\xi, \eta, \zeta) = \alpha_0 + \alpha_1 \xi + \alpha_2 \eta + \alpha_3 \zeta + \alpha_4 \xi \eta + \alpha_5 \xi \zeta + \alpha_6 \eta \zeta + \alpha_7 \xi \eta \zeta \quad (6.43)$$

$$v(\xi, \eta, \zeta) = \beta_0 + \beta_1 \xi + \beta_2 \eta + \beta_3 \zeta + \beta_4 \xi \eta + \beta_5 \xi \zeta + \beta_6 \eta \zeta + \beta_7 \xi \eta \zeta \quad (6.44)$$

$$w(\xi, \eta, \zeta) = \gamma_0 + \gamma_1 \xi + \gamma_2 \eta + \gamma_3 \zeta + \gamma_4 \xi \eta + \gamma_5 \xi \zeta + \gamma_6 \eta \zeta + \gamma_7 \xi \eta \zeta \quad (6.45)$$

A partir do polinômio interpolador é possível encontrar as funções de forma dos deslocamentos, conforme ilustra a equação a seguir:

$$\tilde{\phi} = \frac{1}{8} \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 & N_5 & 0 & 0 & N_6 & 0 & 0 & N_7 & 0 & 0 & N_8 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 & N_5 & 0 & 0 & N_6 & 0 & 0 & N_7 & 0 & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 & N_5 & 0 & 0 & N_6 & 0 & 0 & N_7 & 0 & 0 & N_8 \end{bmatrix} \quad (6.46)$$

com:

$$N_1 = 1 + \xi + \eta + \zeta + \xi \eta + \xi \zeta + \eta \zeta + \xi \eta \zeta = (1 + \xi)(1 + \eta)(1 + \zeta) ;$$

$$N_2 = 1 + \xi - \eta + \zeta - \xi \eta + \xi \zeta - \eta \zeta - \xi \eta \zeta = (1 + \xi)(1 - \eta)(1 + \zeta) ;$$

$$N_3 = 1 - \xi - \eta + \zeta + \xi \eta - \xi \zeta - \eta \zeta + \xi \eta \zeta = (1 - \xi)(1 - \eta)(1 + \zeta) ;$$

$$N_4 = 1 - \xi + \eta + \zeta - \xi \eta - \xi \zeta + \eta \zeta - \xi \eta \zeta = (1 - \xi)(1 + \eta)(1 + \zeta) ;$$

$$N_5 = 1 + \xi + \eta - \zeta + \xi \eta - \xi \zeta - \eta \zeta - \xi \eta \zeta = (1 + \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta) ;$$

$$N_6 = 1 + \xi - \eta - \zeta - \xi \eta - \xi \zeta + \eta \zeta + \xi \eta \zeta = (1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta) ;$$

$$N_7 = 1 - \xi - \eta - \zeta + \xi \eta + \xi \zeta + \eta \zeta - \xi \eta \zeta = (1 - \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta) ;$$

$$N_8 = 1 - \xi + \eta - \zeta - \xi \eta + \xi \zeta - \eta \zeta + \xi \eta \zeta = (1 - \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta) .$$

Assim, para o elemento finito prismático retangular regular linear, em termos das coordenadas adimensionais, a matriz de rigidez pode ser escrita da seguinte forma:

$$\underline{k}_s = abc \left[\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 (\underline{B}^T \underline{E} \underline{B}) d\xi d\eta d\zeta \right] \quad (6.47)$$

sendo que a matriz (\underline{B}) é obtida conforme equação 6.33.

CAPÍTULO 7 – MODELOS FÍSICOS NÃO-LINEARES

Neste capítulo serão apresentados os modelos físicos não-lineares, para o concreto e a argamassa.

7.1- Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb

O Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb, adotado e implementado no programa *FEISdec* por Faglioni (2006), é uma generalização da equação de ruptura proposta por Coulomb, e definida por:

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \quad (7.1)$$

sendo:

τ → tensão de cisalhamento;

σ → tensão normal;

c → coesão;

ϕ → ângulo de atrito interno do material.

Graficamente, o critério é representado por uma reta tangente ao maior círculo formado pelas tensões principais, conforme ilustra a Figura 7.1.

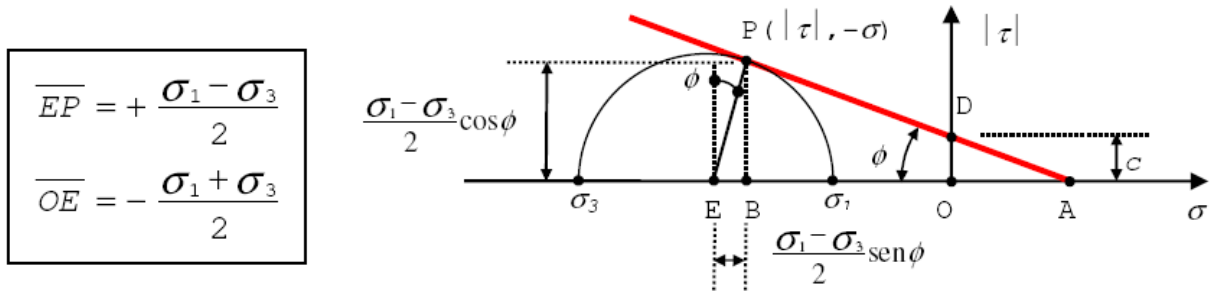


Figura 7.1- Critério de Mohr-Coulomb

Pela Figura 7.1, quando o par de tensões $(-\sigma, |\tau|)$ atuantes em um ponto qualquer do material situarem-se sobre tal reta, ocorrerá a ruptura do material.

Ainda utilizando-se da Figura 7.1 e considerando-se $(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$, a equação (7.1) pode ser escrita em função das tensões principais, em que a distância entre os pontos (O) e (B) é dada por:

$$\overline{OB} = \overline{OE} - \overline{EB} = - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi \quad (7.2)$$

Substituindo-se (7.2) em (7.1), obtém-se:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi = c - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi \right) \tan \phi \quad (7.3)$$

Simplificando-se a equação (7.3), chega-se a:

$$\frac{\sigma_1 (1 + \operatorname{sen} \phi)}{2c \cos \phi} - \frac{\sigma_3 (1 - \operatorname{sen} \phi)}{2c \cos \phi} = 1 \quad (7.4)$$

O critério também pode ser escrito em função dos invariantes (I_1, J_2, θ) ou (ξ, ρ, θ) , conforme descrito por Faglioni (2006). Assim, utilizando-se das relações de σ_1 e σ_3 apresentadas na equação (7.5), e substituindo-se na equação

(7.4), tem-se o critério escrito em função dos parâmetros (I_1, J_2, θ) , como mostra a equação (7.6).

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{Bmatrix} = \frac{I_1}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} + \frac{2\sqrt{3}}{3} \sqrt{J_2} \begin{Bmatrix} \cos \theta \\ \cos (\theta - 120^\circ) \\ \cos (\theta + 120^\circ) \end{Bmatrix} \quad (7.5)$$

$$\frac{I_1}{3} \sin \phi + \sqrt{J_2} \sin (\theta + 60^\circ) + \frac{\sqrt{3}}{3} \sqrt{J_2} \sin \phi \cos (\theta + 60^\circ) - c \cos \phi = 0 \quad (7.6)$$

$$f(I_1, J_2, \theta) = 0$$

Com o auxílio das relações descritas por Faglioni (2006), dadas pelas equações (7.7), (7.8) e (7.9), a equação (7.6) pode ser reescrita em função de (ξ, ρ, θ) , conforme a mostra a equação (7.10).

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3} I_1 \quad (7.7)$$

$$|\mathbf{ON}| = \xi |\mathbf{n}| = \xi = \sqrt{p^2 + p^2 + p^2} = p\sqrt{3} = \sigma_{oct} \sqrt{3} \quad (7.8)$$

$$|\mathbf{NP}| = |\mathbf{s}| = \rho = \sqrt{2J_2} = \tau_{oct} \sqrt{3} \quad (7.9)$$

$$\sqrt{2}\xi \sin \phi + \sqrt{3}\rho \sin (\theta + 60^\circ) + \rho \sin \phi \cos (\theta + 60^\circ) - \sqrt{6}c \cos \phi = 0 \quad (7.10)$$

$$f(\xi, \rho, \theta) = 0$$

De acordo com Faglioni (2006), no espaço das tensões principais, o critério é representado por uma pirâmide hexagonal irregular, em que seu contorno define a superfície de ruptura do material, conforme mostra a Figura 7.2.

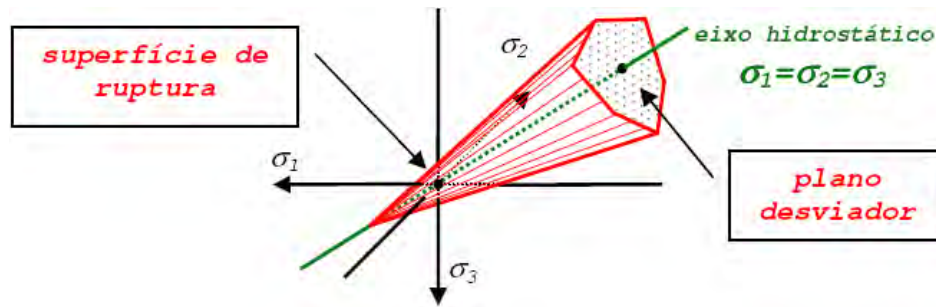


Figura 7.2- Representação gráfica da superfície de ruptura do critério no espaço das tensões principais

Os comprimentos característicos da superfície de ruptura, relativos aos meridianos de tração e de compressão, podem ser obtidos com auxílio da equação (7.10). Assim, substituindo-se os seguintes valores ($\theta=0^\circ, \xi=0, \rho=\rho_{t0}$) e ($\theta=60^\circ, \xi=0, \rho=\rho_{c0}$), na equação (7.10), têm-se os comprimentos definidos pelas equações (7.11) e (7.12), para tração e compressão, respectivamente.

$$\rho_{t0} = \frac{2\sqrt{6}c \cos \phi}{3 + \operatorname{sen} \phi} \quad (7.11)$$

$$\rho_{c0} = \frac{2\sqrt{6}c \cos \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} \quad (7.12)$$

Ainda utilizando-se da equação (7.10), conforme Faglioni (2006), pode-se encontrar o módulo do vetor hidrostático (ξ), fazendo-se a consideração de que o módulo do vetor desviador seja nulo ($\rho=0$), resultando assim na equação (7.13).

$$\xi = \sqrt{3}c \cot \phi \quad (7.13)$$

Assim, se for considerado o plano desviador, a superfície de ruptura fica representada por um hexágono irregular, mostrado na Figura 7.3.

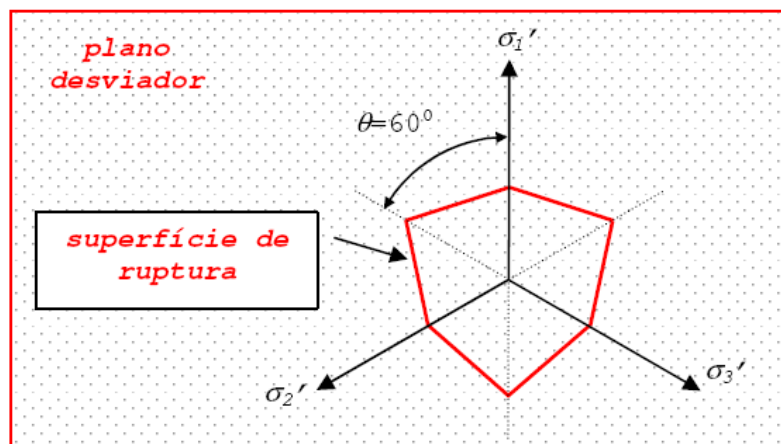


Figura 7.3- Representação gráfica da superfície de ruptura no plano desviador

De acordo com Faglioni (2006), quando da aplicação do critério para o concreto, os parâmetros (c) e (ϕ) podem ser definidos a partir das resistências do material à tração (f_t) e compressão (f_c), obtidas por meio de ensaios de laboratório.

Assim, no caso de compressão simples, os valores das tensões principais são dados por ($\sigma_1 = \sigma_2 = 0$) e ($\sigma_3 = f_c$), e na tração simples tem-se: ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) e ($\sigma_1 = f_t$). Substituindo-se essas relações na equação (7.4), chega-se nas equações (7.14) e (7.15).

$$f_c = - \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (7.14)$$

$$f_t = + \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (7.15)$$

Resolvendo-se o sistema de equações formado por (7.14) e (7.15), é possível definir, em função das resistências à tração e à compressão, os parâmetros (ϕ) e (c), que

representam o ângulo de atrito interno e a coesão do material, respectivamente, conforme descrito pelas equações (7.16) e (7.17).

$$\phi = \text{sen}^{-1} \left(\frac{f_c + f_t}{f_c - f_t} \right) \quad (7.16)$$

$$c = - \frac{f_c (1 - \text{sen} \phi)}{2 \cos \phi} = + \frac{f_t (1 + \text{sen} \phi)}{2 \cos \phi} \quad (7.17)$$

Desta maneira, de posse dos valores das resistências à tração e à compressão, bem como das tensões atuantes no elemento, é possível verificar se a equação (7.6) ou a (7.10) é satisfeita. Caso qualquer uma das duas seja satisfeita, ocorrerá a ruptura do material.

7.2- Determinação do módulo de elasticidade instantâneo

Como é sabido, o concreto é um material considerado isotrópico, mas, para determinados níveis de tensão, apresenta um comportamento não-linear, por isso deve ser levado em consideração a alteração do módulo de elasticidade em função da variação das tensões, porém considerado instantaneamente linear.

Na formulação do MEF, a equação básica de equilíbrio estático ($K \cdot D = F$) tem por hipótese o fato de o sistema ser considerado linear. Assim, para o equacionamento da matriz de rigidez do elemento prismático, tomou-se por premissa esse fato ser verdadeiro, considerando-se o comportamento linear do material. Para contornar esse problema, na simulação numérica será utilizado o processo incremental de forças, sendo que, após cada incremento, o módulo de elasticidade será corrigido em função da menor deformação principal de cada elemento, conforme a equação (7.18), função dos respectivos

deslocamentos nodais.

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (7.18)$$

7.2.1- Módulo de elasticidade do concreto na compressão

De acordo com a NBR-6118:2003, a relação tensão x deformação para o concreto é dada pela equação (7.19), para uma deformação de até 2‰. A partir dessa deformação, considera-se que a tensão seja constante e igual ao valor do f_{ck} .

$$\sigma_c = f_{ck} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\text{‰}} \right)^2 \right] \quad (7.19)$$

Reescrevendo-se a equação (7.19), tem-se (7.20):

$$\sigma_c = (-250.000 \cdot \varepsilon^2 + 1000 \cdot \varepsilon) \cdot f_{ck} \quad (7.20)$$

Dividindo-se (7.20) por (ε) , obtém-se a equação (7.21), que relaciona o módulo de elasticidade secante (E_{inst}) com a deformação de cada elemento, sendo que a Figura 7.4 ilustra tal relação.

$$E_{inst} = -250.000 \cdot f_{ck} \cdot \varepsilon + 1000 \cdot f_{ck} \quad (7.21)$$

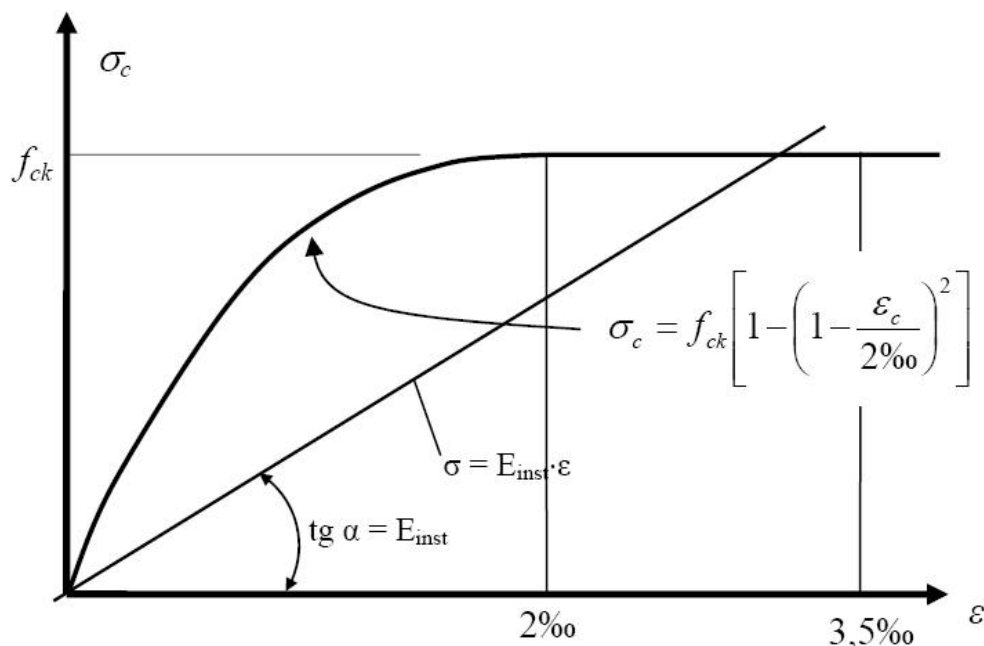


Figura 7.4- Módulo de elasticidade instantâneo para o concreto comprimido
(Fonte: NBR-6118:2003)

7.2.2- Módulo de elasticidade do prisma

Com a modulação tridimensional dos prismas, pode-se introduzir separadamente o módulo de elasticidade do concreto utilizado no bloco e da argamassa.

Analisando-se a equação (7.21) que define o valor do módulo de elasticidade do concreto, percebe-se que ela contempla o valor do módulo de elasticidade inicial, dado pela segunda parcela, e um redutor, dado pela primeira.

Conforme Capuzzo Neto (2000), uma relação estabelecida por Hilsdorf (1969) apresenta o módulo de deformação da argamassa definido pela equação (7.22), função da resistência da argamassa à compressão. Dessa forma, percebe-se que a segunda parcela pode ser considerada como uma constante válida para os materiais em estudo.

$$E_a = 1000 \cdot f_{ca} \quad (7.22)$$

Em função do exposto, e como o concreto utilizado na

confeção do bloco difere de modo significativo do concreto convencional, optou-se pela adoção de redutores diferenciados para os valores dos módulos de elasticidade dos materiais que compõem o prisma, apresentados nas equações (7.23) e (7.24), respectivamente para o concreto do bloco e para a argamassa.

$$E_{inst,b} = -5.10^{12} \cdot 0,85 \cdot f_{cb} \cdot \varepsilon^3 + 1000 \cdot f_{cb} \quad (7.23)$$

$$E_{inst,a} = -2.10^{11} \cdot 0,85 \cdot f_{ca} \cdot \varepsilon^3 + 1000 \cdot f_{ca} \quad (7.24)$$

Cabe ressaltar que tais redutores foram obtidos ajustando-se os resultados numéricos calculados com os resultados experimentais já mencionados, com o intuito de sua validação.

CAPÍTULO 8 - ANÁLISE COMPARATIVA

Neste capítulo, serão apresentados dois exemplos que contemplam a análise estática de prismas de alvenaria estrutural, considerando o comportamento não-linear dos materiais, utilizando o elemento finito prismático de oito nós, desenvolvido por Faglioni (2006).

Tais exemplos apresentam os resultados dos ensaios de prismas realizados por Logullo (2006), conforme descrito no Capítulo 4, bem como os resultados das simulações numéricas, na tentativa de validar por comparação o modelo de ruptura de Mohr-Coulomb e os redutores dos módulos de elasticidade dos materiais, descritos no Capítulo anterior.

Para resolução numérica, foi utilizado o programa computacional *FEISdec*, sendo que a resistência à compressão dos elementos foi extraída do trabalho de Logullo (2006). Tanto para a argamassa, quanto para o concreto dos blocos, por falta de dados experimentais, considerou-se a resistência à tração com sendo 10% da resistência à compressão. Os módulos iniciais de elasticidade do concreto e da argamassa foram calculados conforme as relações apresentadas no Capítulo 7.

Vale a pena também destacar a numeração dos nós e dos elementos dos prismas modelados discretamente, conforme a Figura 8.1, sendo que os elementos 5, 11, 20, 26, 35, 41, 50, 56, 65 e 71 representam vazios (septo dos blocos). Dessa forma, a força total aplicada em cada prisma, por meio do perfil metálico mostrado pela Figura 4.9, foi aplicada de forma concentrada nos nós superiores dos últimos elementos, com intensidade diretamente proporcional a área de influência de cada nó, conforme ilustrado pela Figura 8.2.

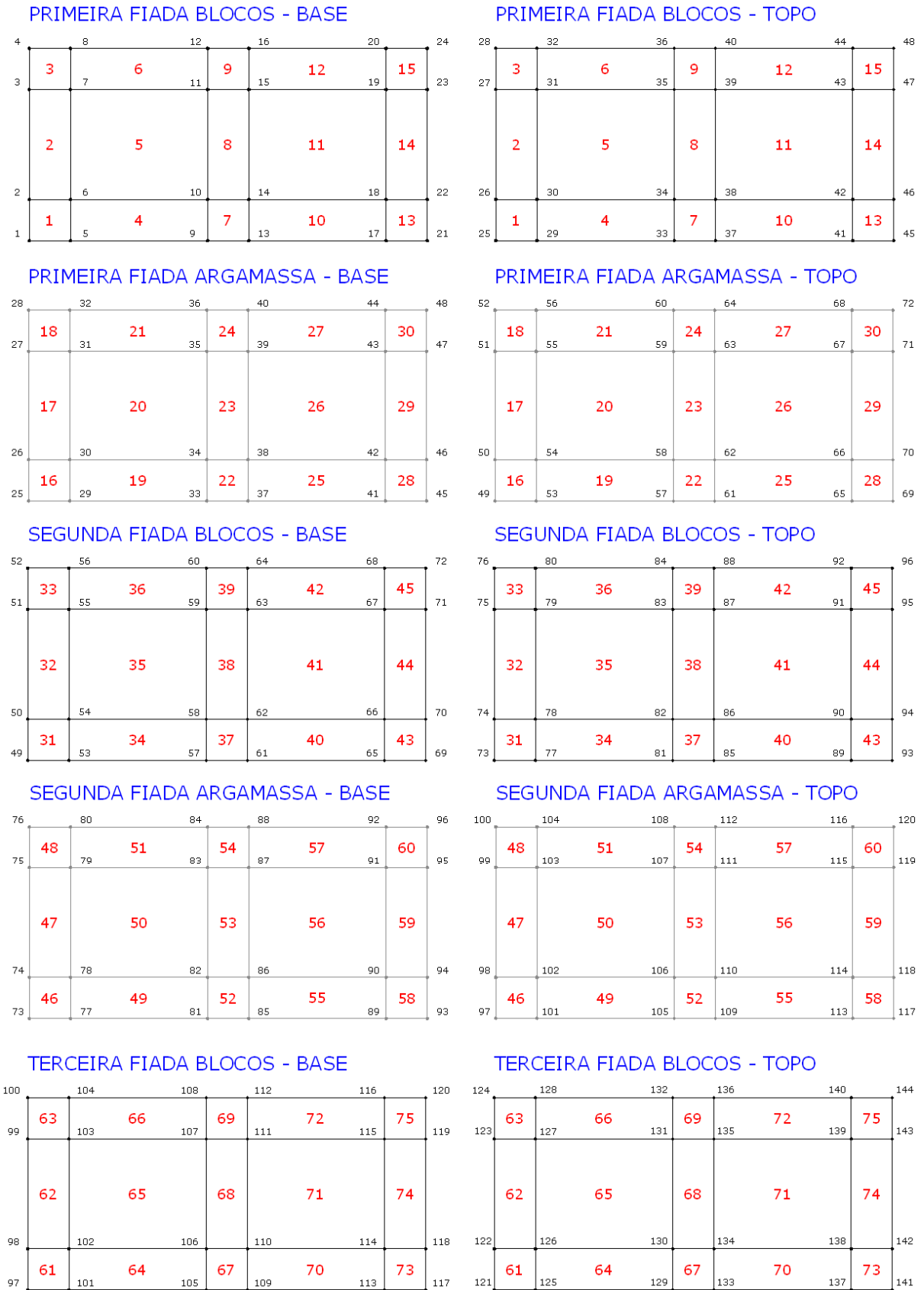


Figura 8.1- Disposição dos elementos e dos nós para discretização dos prismas

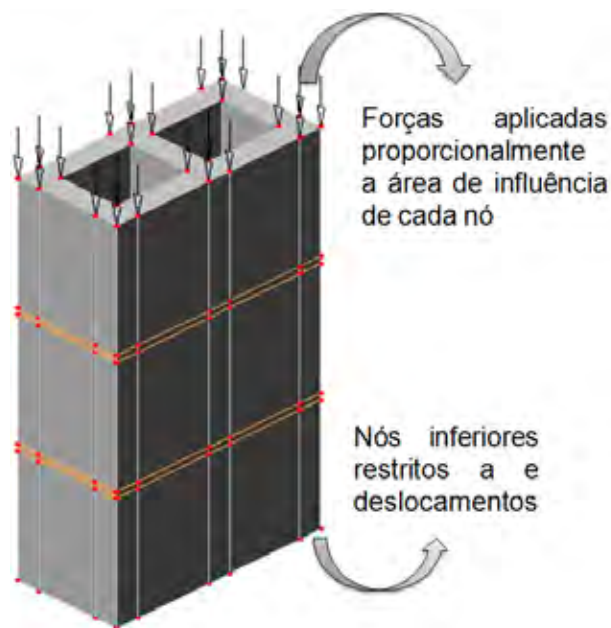


Figura 8.2- Discretização do ensaio dos prismas

8.1- Exemplo 1

Neste exemplo será feita a comparação entre os resultados dos ensaios de prismas, utilizando o bloco B1, com os resultados numéricos.

As características físicas dos materiais utilizados são:

⇒ Concreto dos blocos:

- $f_{cb} = 15,39$ MPa
- $f_{tb} = 1,54$ MPa
- $E_{inic,b} = 1000 \cdot f_{cb}$

⇒ Argamassa:

- $f_{ca} = 6,77$ MPa
- $f_{ta} = 0,677$ MPa
- $E_{inic,a} = 1000 \cdot f_{ca}$

A Figura 8.3 mostra os resultados finais dos deslocamentos, na direção z, do nó 141, obtidos pelo programa após a execução do exemplo, correspondente ao incremento 36, equivalente a uma força total de 180 kN. Já a Tabela 8.1

mostra a relação entre forças e deslocamentos para o nó 141, na direção z.

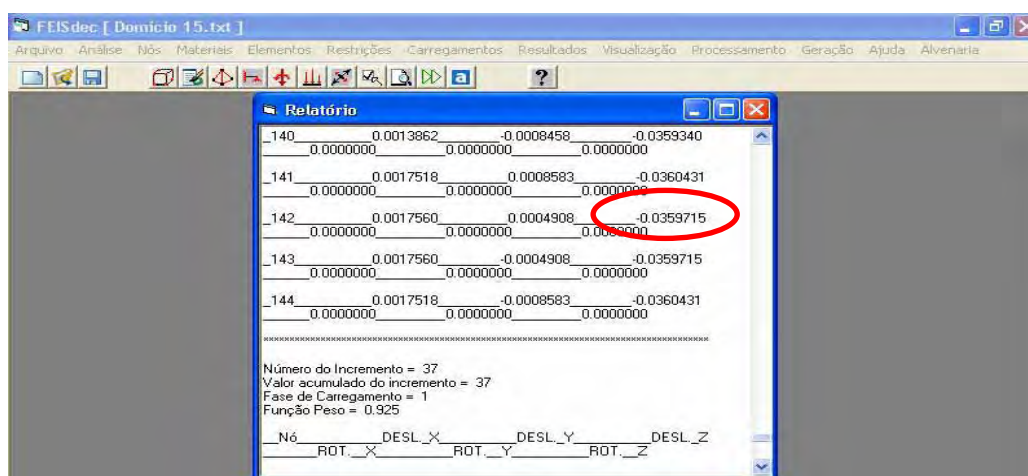


Figura 8.3- Deslocamentos, na direção z, nó 141, força de 180 kN

Tabela 8.1- Forças e respectivos deslocamentos do nó 141

INCREMENTO	FORÇA (kN)	DESLOCAMENTO Z (mm)	INCREMENTO	FORÇA (kN)	DESLOCAMENTO Z (mm)
1	5	0,0080530	20	100	0,1639290
2	10	0,0161060	21	105	0,1726610
3	15	0,0241600	22	110	0,1815190
4	20	0,0322150	23	115	0,1905250
5	25	0,0402730	24	120	0,1997010
6	30	0,0483360	25	125	0,2090760
7	35	0,0564050	26	130	0,2186870
8	40	0,0644840	27	135	0,2285770
9	45	0,0725750	28	140	0,2388030
10	50	0,0806830	29	145	0,2494380
11	55	0,0888110	30	150	0,2605820
12	60	0,0969650	31	155	0,2723760
13	65	0,1051490	32	160	0,2850320
14	70	0,1133710	33	165	0,2988930
15	75	0,1216360	34	170	0,3145840
16	80	0,1299530	35	175	0,3335030
17	85	0,1383300	36	180	0,3604310
18	90	0,1467770	37	185	0,4621070
19	95	0,1553060	38	190	0,5780310

O gráfico ilustrado pela Figura 8.4 mostra a relação entre forças e deslocamentos obtidos nos três ensaios, realizados por Logullo (2006), e os resultados numéricos apresentados na

Tabela 8.1. Já a Figura 8.5 apresenta os mesmos resultados numéricos, agora fornecidos pelo programa computacional *FEISdec*.

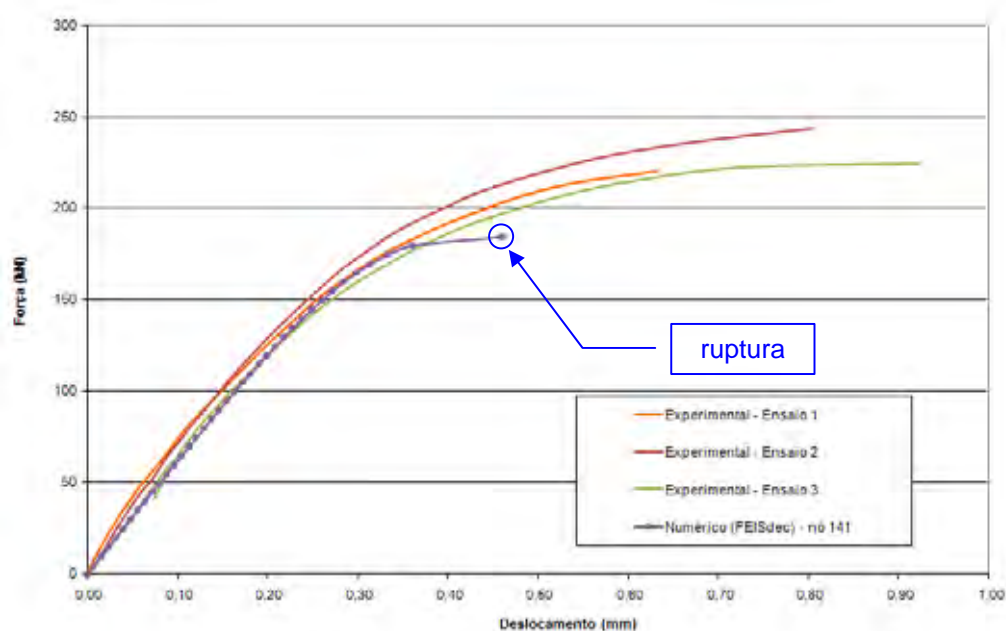


Figura 8.4- Gráfico força x deslocamento.

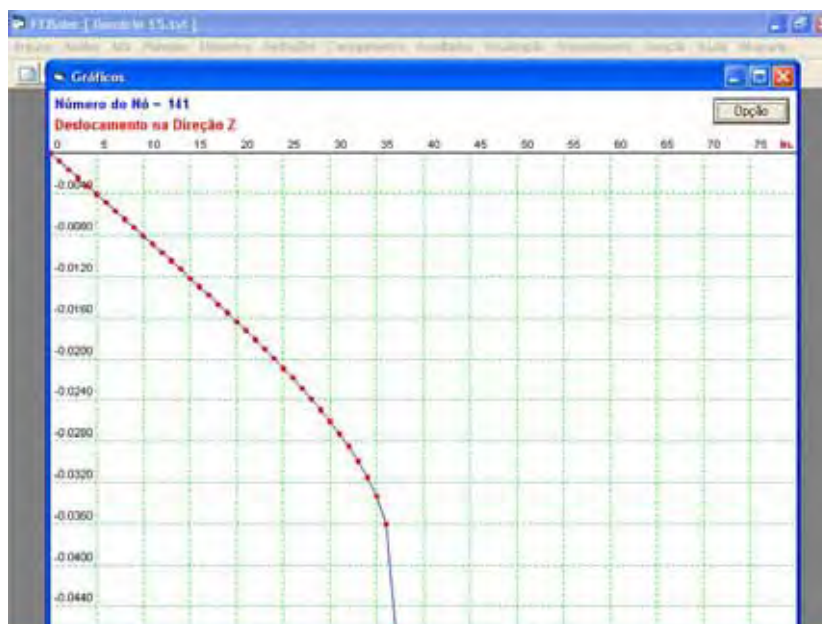


Figura 8.5- Gráfico força x deslocamento, nó 141, direção z.

A Figura 8.6 mostra a numeração dos elementos que sofreram ruptura, com uma força total aplicada de 190 kN, destacando-se que tais elementos constituem o bloco superior do prisma.



Figura 8.6- Número de cada elemento rompido no incremento 38

8.2- Exemplo 2

Neste exemplo será feita a comparação entre os resultados dos ensaios de prismas, utilizando o bloco B2, com os resultados numéricos.

As características físicas dos materiais utilizados são:

⇒ Concreto dos blocos:

- $f_{cb} = 22,09$ MPa
- $f_{tb} = 2,21$ MPa
- $E_{inic,b} = 1000 \cdot f_{cb}$

⇒ Argamassa:

- $f_{ca} = 6,77$ MPa
- $f_{ta} = 0,677$ MPa
- $E_{inic,a} = 1000 \cdot f_{ca}$

A Figura 8.7 mostra os resultados finais dos deslocamentos, na direção z, do nó 141, obtidos pelo programa após a execução do exemplo, correspondente ao incremento 35, equivalente a uma força total de 262,5 kN. Já a Tabela 8.2 mostra a relação entre forças e deslocamentos para o nó 141, na direção z.

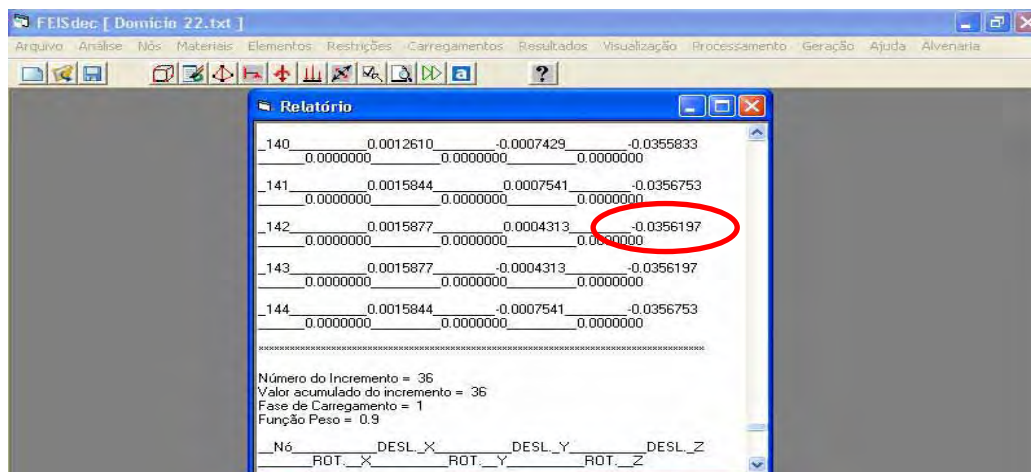


Figura 8.7- Deslocamentos, na direção z, nó 141, força de 262,5 kN

Tabela 8.2- Força x Deslocamento do nó 141

INCREMENTO	FORÇA (kN)	DESLOCAMENTO Z (mm)	INCREMENTO	FORÇA (kN)	DESLOCAMENTO Z (mm)
1	7,5	0,008666	19	142,5	0,16682
2	15,0	0,017332	20	150,0	0,17602
3	22,5	0,025999	21	157,5	0,185321
4	30,0	0,034667	22	165,0	0,194739
5	37,5	0,043337	23	172,5	0,20429
6	45,0	0,052012	24	180,0	0,213996
7	52,5	0,060693	25	187,5	0,223882
8	60,0	0,069383	26	195,0	0,233978
9	67,5	0,078085	27	202,5	0,244322
10	75,0	0,086803	28	210,0	0,254961
11	82,5	0,09554	29	217,5	0,265959
12	90,0	0,104302	30	225,0	0,277402
13	97,5	0,113092	31	232,5	0,289424
14	105,0	0,121917	32	240,0	0,302264
15	112,5	0,130784	33	247,5	0,316563
16	120,0	0,139699	34	255,0	0,336143
17	127,5	0,14867	35	262,5	0,356753
18	135,0	0,157707	36	270,0	0,378826

O gráfico ilustrado pela Figura 8.8 mostra a relação entre forças e deslocamentos obtidos nos três ensaios, realizados por Logullo (2006), e os resultados numéricos apresentados na Tabela 8.2. Já a Figura 8.9 apresenta os mesmos resultados numéricos, agora fornecidos pelo programa computacional FEISdec.

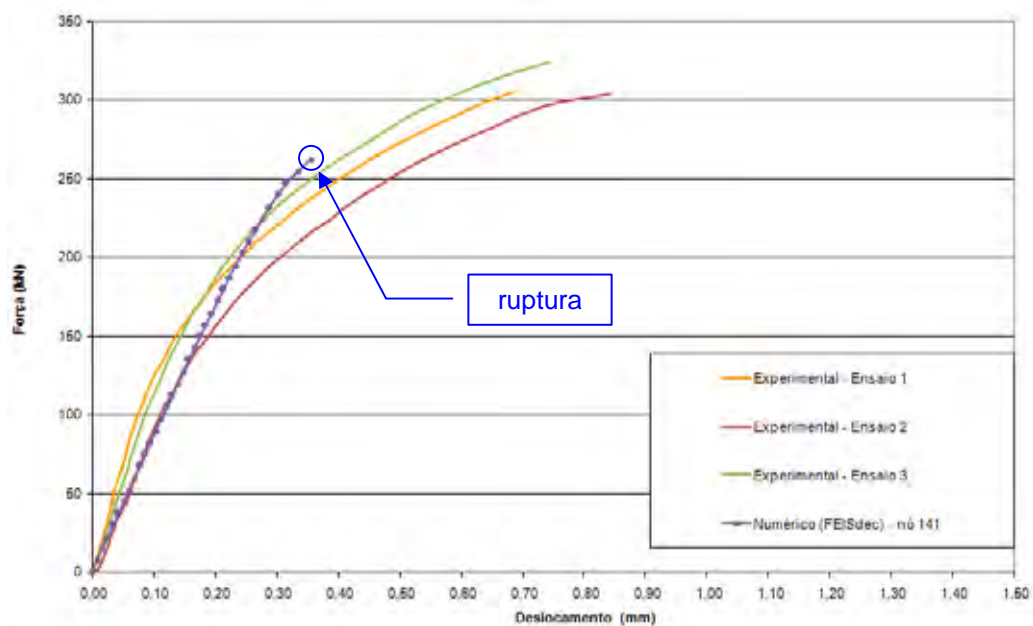


Figura 8.8- Gráfico força x deslocamento.

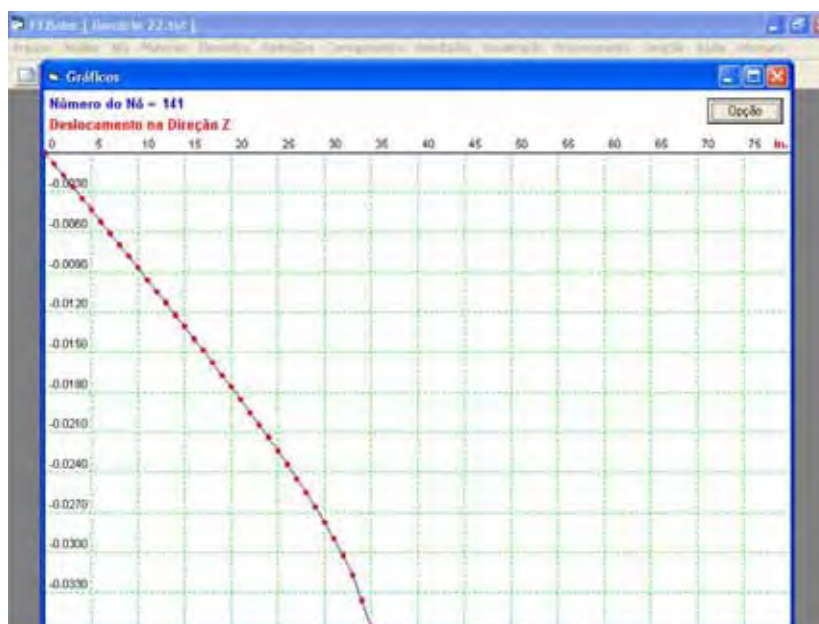


Figura 8.9- Gráfico força x deslocamento, nó 141, direção z.

A Figura 8.10 mostra a numeração dos elementos que sofreram ruptura, com uma força total aplicada de 270 kN, destacando-se que tal elemento constitui a parede central do bloco intermediário do prisma.

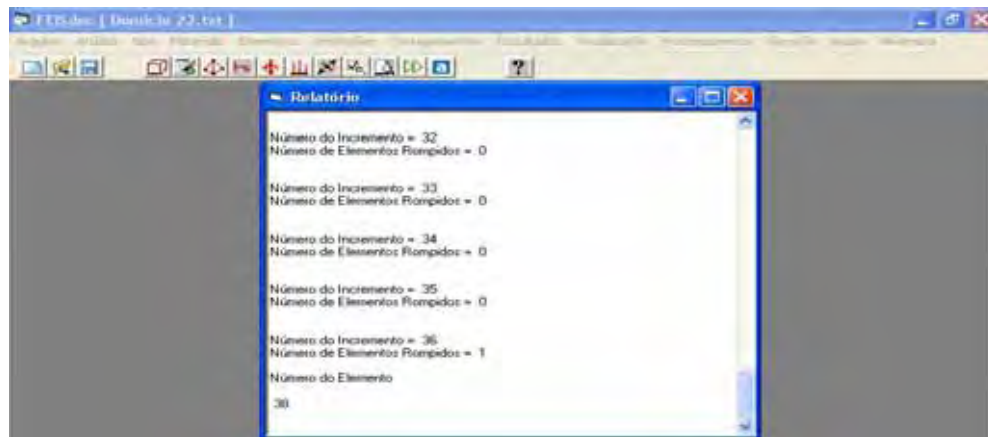


Figura 8.10- Número de cada elemento rompido no incremento 36

CAPÍTULO 9 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1- Discussão dos resultados

O presente trabalho teve como objetivo principal a análise numérica do comportamento não-linear físico dos materiais que compõem prismas de alvenaria estrutural, por meio da discretização de todas as partes do conjunto. Para tanto, foi utilizado o Critério de Mohr-Coulomb para prever a ruptura dos elementos, e também foi proposto um equacionamento para prever a redução do módulo de elasticidade do concreto utilizado no bloco e da argamassa. Posteriormente, buscou-se a validação do modelo discreto, por meio da comparação com resultados obtidos experimentalmente.

Neste contexto, em uma primeira etapa, procurou-se abordar todos os procedimentos para realização dos ensaios feitos por Logullo (2006) e a discretização dos prismas de alvenaria estrutural, indicando as dimensões e a disposição dos elementos finitos prismáticos regulares lineares utilizados. Posteriormente, foi feita uma breve descrição a respeito do Método dos Elementos Finitos, enfatizando o desenvolvimento matemático adotado por Faglioni (2006) para elaboração da matriz de rigidez do elemento finito em questão. Por fim, foi apresentado o Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb e o equacionamento proposto para descrever o comportamento do módulo de elasticidade dos materiais do prisma, conforme o aumento de suas deformações.

Posteriormente, foram elaborados dois exemplos que simularam numericamente os dois ensaios realizados em laboratório, para validação por comparação do procedimento

numérico adotado.

Analisando-se os resultados das curvas força x deslocamento do modelo numérico, pode-se dizer que elas são compatíveis com as curvas obtidas por meio dos ensaios realizados por Logullo (2006). Nesse caso, o equacionamento proposto para redução dos módulos de elasticidade dos materiais componentes (concreto do bloco e argamassa) mostrou-se ser satisfatório. Cabe ressaltar que os valores iniciais dos módulos de elasticidade dos materiais não foram obtidos experimentalmente, bem como da resistência à tração, sendo eles essenciais para uma análise mais refinada.

Com relação à ruptura dos prismas, a adoção do Critério de Mohr-Coulomb foi capaz de prever a localização dos elementos que romperam inicialmente, sendo basicamente a mesma em relação à ruptura experimental encontrada. No primeiro exemplo, a ruptura ocorreu em todos os elementos do bloco superior, enquanto que, no segundo exemplo, ocorreu inicialmente a ruptura da parede central do bloco intermediário.

Com relação à força numérica de ruptura dos prismas, foi observado que os valores ficaram inferiores aos resultados encontrados experimentalmente, uma vez que o Critério de Mohr-Coulomb não contempla o principal mecanismo de ruptura da alvenaria, conforme descrito por Peleteiro (2002), dado pela fissuração em nível micro dos materiais componentes.

9.2- Conclusão

A partir do exposto no item anterior, pode-se concluir que o procedimento numérico adotado, composto pela discretização dos prismas e introdução incremental do carregamento associado ao Critério de Mohr-Coulomb com redutor de rigidez, foi implementado com êxito, mostrando-se ser aplicável para análise da alvenaria estrutural.

9.3- Proposta para desenvolvimento futuro

Como o comportamento estrutural dos prismas de alvenaria, utilizando o elemento finito prismático regular linear, mostrou-se ser bastante eficaz, sugere-se, para trabalhos futuros, a discretização de paredes, inclusive simulando os encontros dessas paredes, para um estudo mais aprofundado da transferência de tensões internas.

Com relação ao modelo de ruptura adotado, sugere-se um estudo mais abrangente, para que se consiga desenvolver um equacionamento matemático capaz de verificar todos os mecanismos de ruptura apresentados no Capítulo 2 deste trabalho, enfatizando o surgimento de fissuras, em nível micro dos materiais antes, que ocorra a ruptura total do material.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ASSAN, A.E. **Método dos elementos finitos: primeiros passos.** 2.ed. Campinas: UNICAMP, 2003. 298p.

AZEVEDO, A.F.M. **Método dos elementos finitos.** Porto: Faculdade de Engenharia- Universidade do Porto, 2003. 248p.

BREBBIA, C.A.; CONNOR, J.J. **Metodo de los elementos finitos en la ingenieria civil.** London: Butterworth & Co, 1975. p.147 - p.171

RADI NETO, J. **Simulação numérica do comportamento pós-fissuração de vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos.** Uberlândia. 2007. 88f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2007.

RIBEIRO, F.L.B. **Introdução ao método dos elementos finitos.** Rio de Janeiro: Programa de Engenharia Civil-Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004. 92p. (Notas de aula).

NÚCLEO DE ESTUDO E PESQUISA DA ALVENARIA ESTRUTURAL - NEPAE. Ilha Solteira: UNESP/FE. Disponível em: <www.nepae.feis.unesp.br>. Acessado em: 08 Ag.2007

REFERÊNCIAS

ANDOLFATO, Rodrigo P. **Desenvolvimento das técnicas de produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural na escala (1:4)**. 2002. 171f. Dissertação (Mestrado)-Departamento de Engenharia Civil-Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 225p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-10837**: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989. 20p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-8949**: paredes de alvenaria estrutural - ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1985. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-8215**: prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - preparo e ensaio à compressão. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7184**: blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1992. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7215:** determinação da resistência à compressão - Cimento Portland. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnica, 1991.

CAMACHO, J.S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica.** 1995.174f. Tese (Doutorado) - Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CAMACHO, J.S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** Ilha Solteira: Departamento de Engenharia Civil-UNESP/FE, 2001. 53p. (Notas de aula).

CAMACHO, J.S.; RODRIGUES, R.O. Utilização do graute na alvenaria estrutural. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41, 1999, Salvador. **Anais...** Salvador: IBRACON, 1999. p. 142.

CAPUZZO NETO, V. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais.**2000. 160f. Dissertação (Mestrado)- Departamento de Engenharia de Estruturas- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

FAGLIONI, A. F. **Análise não-linear física de vigas de concreto armado utilizando elemento finito prismático regular linear associado ao de barra unidimensional.** 2006. 122f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil- Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.

LOGULLO, B.G. **Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto.** 2006. 192f. Dissertação (Mestrado)- Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira, 2006.

MAURÍCIO, R. M. **Estudo teórico e experimental das ligações diretas contra-fiadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4.** 2005.210f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil- Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2005.

PARSEKIAN, G.A., FRANCO, L.S., **Recomendações para projeto e execução de alvenaria estrutural protendida.** [S.l.: s.n., 2000?].

PARSEKIAN, G.A.; FURLAN JUNIOR, S. **Introdução à alvenaria estrutural.** São Carlos: Programa de Pós-graduação em engenharia civil-Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2003. 69p. (Notas de aula)

PELETEIRO, S. C. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural.** 2002. 159f. Tese (Doutorado)- Departamento de Engenharia de Estruturas-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

RACANICCHI, R. **Automatização gráfica e de procedimentos para projetos de edifícios de alvenaria estrutural de blocos.** 2001. 174f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil-Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2001.

RAMALHO, M.A.; CORRÊA, M.R.S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2003. 174p.

RAO, S.S. **The finite element method in engineering**. 3ed. Woburn: Butterworth-Heinemann, 1999. p.69 - p.94

RAZENTE, J. A. **Aplicação de recursos computacionais em projetos de edifícios em alvenaria estrutural**. 2004. 190f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

RODRIGUES, R.O. **Análise dinâmica bidimensional não linear física e geométrica de treliças de aço e pórticos de concreto armado**. 1997. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

RODRIGUES, R.O. **Introdução ao método dos elementos finitos**. Ilha Solteira: UNESP/FE - Departamento de Engenharia Civil, 1999. 42p. (Notas de aula).

SAVASSI, W. **Introdução ao método dos elementos finitos em análise linear de estruturas**. São Carlos: USP/EESC, 1996. 260p.

SORIANO, H.L.; LIMA, S.S. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. São Paulo: EDUSP, 2003. p.1-21

ZIENKIEWICZ, O. C.; CHEUNG, Y. K. **The finite element method in structural and continuum mechanics**. New York: McGraw-Hill, 1967. p.74 - p.88