

Régis Signor

**DESENVOLVIMENTO DE UMA FERRAMENTA  
PARA AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE  
PRÉDIOS ESTRUTURADOS EM ALVENARIA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia de Produção da Universidade Federal de Santa  
Catarina como requisito parcial para a obtenção do grau de  
Doutor em Engenharia de Produção

Orientador: Prof. Humberto Ramos Roman, Ph.D.

Florianópolis  
2005

### Ficha Catalográfica

Signor, Régis

Desenvolvimento de uma Ferramenta para Avaliação da Confiabilidade de Prédios Estruturados em Alvenaria.

Régis Signor. Florianópolis, 2005.

viii - 97f.

Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção.

Título em inglês: Development of a tool for evaluation of the reliability of building in structural masonry.

1. Alvenaria estrutural. 2. Confiabilidade. 3. Ruína. 4. Desabamento.

# DESENVOLVIMENTO DE UMA FERRAMENTA PARA AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE PRÉDIOS ESTRUTURADOS EM ALVENARIA

RÉGIS SIGNOR

Esta tese foi julgada para obtenção do título de  
Doutor em Engenharia

Especialidade **Engenharia de Produção** e aprovada na sua forma final pelo  
**Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção**

---

Prof. Humberto Ramos Roman, Ph.D. - Orientador

---

Prof. Edson P. Paladini, Ph.D. – Coordenador do PPGEP

Banca Examinadora:

---

Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D. - Moderador  
Engenharia Civil/UFSC

---

Prof. Itamar Ribeiro Gomes, Dr. - Membro  
Engenharia Civil/UFSC

---

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D. - Membro  
Engenharia Civil/UFSC

---

Prof. Romilde Almeida de Oliveira, Dr. - Membro  
Engenharia Civil/UNICAP

A toda a minha família, rogando a Deus para que continue sempre unida,  
e à memória de Aristides Signor, querido tio que há pouco nos deixou.

## **Agradecimentos:**

---

A Deus, que nos dá tanto e tão pouco nos pede.

A minha esposa Rita e ao ainda pequeno Artur, que me motivaram e auxiliaram durante todo o tempo, compreendendo os momentos de ausência durante o desenvolvimento do trabalho.

Ao meu orientador, Dr. Humberto, pela amizade e cumplicidade cultivadas nos últimos doze anos, e pelo providencial encorajamento quando a situação exigiu.

Aos meus pais, Pedro e Cerlei, pelo amor que sempre tiveram por mim e minhas irmãs, pela educação que nos deram, pelo sacrifício que fazem por nós, enfim, por tudo. Amo-os muito.

Aos meus demais familiares, minhas irmãs Aline e Bibiane, meus avós Dorval e Evangelina, minha *nonna* Joanna, meu padrinho Geraldo, à Antonieta, meus sogros João e Maria, meus muitos tios e primos.

Ao Dr. Luis Alberto Gómez, pela amizade e preocupação que sempre demonstrou.

Ao Dr. Roberto Lamberts, pela amizade e orientação no começo da vida acadêmica e no mestrado, fazendo despertar em mim o interesse pela pesquisa.

Aos Drs. Geraldo Bertolo, Octávio Brandão Caldas Netto e Rubem Paulo de Carvalho Patury Filho e à Dra. Mariam Ibrahim, do Departamento de Polícia Federal, por entenderem a importância do tema e apoiarem as medidas necessárias para a conclusão do trabalho.

Aos Drs. Itamar R. Gomes, Luis A. Gómez, Luiz F. M. Heineck e Roberto C. A. Pinto que gentilmente aceitaram compor a banca de qualificação e, demonstrando acreditar no projeto, deram valiosas sugestões para o seu desenvolvimento.

Ao grupo de discussão de assuntos técnicos e afins, Alberto, André, Averbek, Edmundo, Márcio e Rafael, pela grande cumplicidade.

Aos amigos da RK&S, empresa em que iniciei minha vida profissional e onde aprendi a lidar e gostar de estruturas.

Aos meus ex-colegas e amigos da CAIXA e a todos os amigos que fiz na UFSC, dos quais as encruzilhadas da vida me distanciaram.

Aos meus novos colegas do DPF, especialmente os do TO, DF e SC, pela amizade já demonstrada.

Aos Drs. Itamar R. Gomes, Ivo J. Padaratz, Roberto C. A. Pinto e Romilde A. de Oliveira, que gentilmente aceitaram compor a banca examinadora.

A todos, meu muito obrigado.

## **Resumo:**

---

SIGNOR, Régis. **Desenvolvimento de uma Ferramenta para Avaliação da Confiabilidade de Prédios Estruturados em Alvenaria**. 2005. 97 fl. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, UFSC, Florianópolis.

O trabalho trata da proposta de uma ferramenta de avaliação da confiabilidade estrutural de prédios construídos em alvenaria estrutural, mesmo que em desacordo com as normas, contemplando o cálculo da probabilidade de ruína que pode ser visto como um indicador universal de adequação. Aborda a questão social envolvida na definição do valor admissível para o risco de desabamento de edifícios, apontando a necessidade de discussão entre os vários segmentos da sociedade para a fixação de limites do risco admissível a serem respeitados no Brasil. Apresenta a teoria matemática necessária à compreensão e ao desenvolvimento da ferramenta proposta, tornando-a transparente a potenciais usuários. Formula testes de sensibilidade e de correção da ferramenta apresentada, comparando os resultados obtidos por três métodos diferentes que apresentam resultados convergentes, demonstrando que o objetivo principal foi atendido. Aplica a ferramenta proposta a dois edifícios tomados como exemplos, sendo o primeiro um edifício projetado e teoricamente construído integralmente de acordo com as normas pertinentes, e o segundo em flagrante desrespeito às normas. Apresenta e comenta os resultados obtidos, discorrendo sobre as diferenças entre os exemplos, e testa modificações nos diversos parâmetros para observar o comportamento das estruturas. As principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, confiabilidade, ruína, desabamento.

## **Abstract:**

---

SIGNOR, Régis. **Desenvolvimento de uma Ferramenta para Avaliação da Confiabilidade de Prédios Estruturados em Alvenaria**. 2005. 97 fl. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, UFSC, Florianópolis.

The work deals with the development of a computational tool to evaluate the structural reliability of buildings of structural masonry. The main concern is about the 3 or 4 storey-buildings built with structural walls using horizontal-hollow cladding blocks. This construction method is very common in the North East region of Brazil. The social problem is discussed regarding the definition of an acceptable failure risk value and the need of a discussion among the society members is appointed. The mathematical theory used is described. Sensitive and adjusts tests are formulated. The results of three different methods are compared, showing that there are convergence of results. Two different buildings were used to apply the tool. The first one was design and, theoretically, built in accordance with the standard codes. The second one was similar to those built with cladding blocks. The results and comments show the difference between the buildings. The parameters are changed to evaluate their sensibility to the structures behavior. The main conclusions are presented as well as suggestions for further research work.

Key-words: structural masonry, reliability, ruin, collapse.

## Sumário geral:

---

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1. O PROBLEMA EXISTENTE	1
1.2. OBJETIVO GERAL DO TRABALHO	2
1.3. OBJETIVO ESPECÍFICO	3
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO	4
<b>CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>5</b>
2.1. O DESENVOLVIMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL	5
2.2. O RISCO E AS SOCIEDADES	10
2.3. A CONSIDERAÇÃO DO RISCO NO PROJETO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS	16
2.4. OS CÁLCULOS DE CONFIABILIDADE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS	20
2.4.1. MÉTODO DA INTERFERÊNCIA ENTRE SOLICITAÇÃO E RESISTÊNCIA - SOLUÇÃO ANALÍTICA	22
2.4.2. MÉTODO DA INTERFERÊNCIA ENTRE SOLICITAÇÃO E RESISTÊNCIA - SOLUÇÃO NUMÉRICA	25
2.4.3. SIMULAÇÃO PELO MÉTODO MONTE CARLO	26
2.4.4. OUTROS MÉTODOS	28
2.5. OS CÁLCULOS DE CONFIABILIDADE DE PRÉDIOS	28
2.6. OS PASSOS NECESSÁRIOS PARA OS CÁLCULOS DE CONFIABILIDADE	30
2.6.1. DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	31
2.6.2. DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E DO DETALHAMENTO DA ESTRUTURA	33
2.6.3. DEFINIÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DA ESTRUTURA	33
2.6.4. DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES BÁSICAS DAS SOLICITAÇÕES	33
2.6.5. DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES DAS SOLICITAÇÕES A SEREM CONSIDERADAS	35
2.6.6. CÁLCULO DA CONFIABILIDADE	36
<b>CAPÍTULO 3. METODOLOGIA</b>	<b>43</b>
3.1. A PROPOSTA GERAL	43
3.2. ESTUDO DE CASO PARA OS PRÉDIOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE RECIFE	49
<b>CAPÍTULO 4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO</b>	<b>54</b>
4.1. EDIFÍCIO CONSTRUÍDO DE ACORDO COM AS PREMISSAS NORMATIVAS	63
4.2. EDIFÍCIO CONSTRUÍDO EM DESACORDO COM AS PREMISSAS NORMATIVAS	75
<b>CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES</b>	<b>85</b>
5.1. SOBRE OS RESULTADOS ALCANÇADOS	85
5.2. SOBRE TRABALHOS QUE POSSAM SER DESENVOLVIDOS FUTURAMENTE	86
<b>APÊNDICE</b>	<b>88</b>
A. EXEMPLOS DAS PLANILHAS DE CÁLCULO DESENVOLVIDAS	88



## Lista de figuras:

---

Figura 1: edifício testado em escala natural por Sinha e Hendry [12]	8
Figura 2: ilustração didática da região de ruptura do elemento	22
Figura 3: representação gráfica da probabilidade de ruína para um elemento	25
Figura 4: método dos trapézios	26
Figura 5: esquema de simulação pelo método Monte Carlo [43]	27
Figura 6: exemplo de saída do programa Anthill (método Monte Carlo)	28
Figura 7: representação do sistema em série [41]	29
Figura 8: esquema do sistema em paralelo [41]	29
Figura 9: comparação entre materiais com Coeficientes de Variação diferentes	31
Figura 10: distribuição normal	32
Figura 11: distribuição log-normal	32
Figura 12: distribuição gama	32
Figura 13: distribuição Weibull	32
Figura 14: representação das três solicitações consideradas (G, Q e W)	36
Figura 15: probabilidades acumuladas de superação das tensões por cada tipo de solicitação e da combinação de G, Q e W	36
Figura 16: comportamento da probabilidade de ruína frente à variação da média da solicitação	37
Figura 17: evolução da probabilidade de ruína com o aumento do Coeficiente de Variação da solicitação	38
Figura 18: decréscimo da probabilidade de ruína com o aumento da média da resistência	39
Figura 19: comportamento da probabilidade de ruína frente ao aumento do Coeficiente de Variação da resistência	40
Figura 20: decréscimo da probabilidade de ruína frente ao aumento de $\beta$	40
Figura 21: excentricidades causadas por erro de locação e por rasgo horizontal na alvenaria	46
Figura 22: redução na capacidade portante da parede frente ao aumento da excentricidade	46
Figura 23: esquema de cálculo do Coeficiente de Esbeltez	47
Figura 24: considerações da altura efetiva para o caso de parede solidarizada à laje	47
Figura 25: considerações da altura efetiva para o caso de parede dessolidarizada da laje	48
Figura 26: esquema de migração de tensões no efeito arco	49
Figura 27: exemplo de elevação de parede estrutural	50
Figura 28: fluxograma da metodologia proposta	53
Figura 29: planta baixa do pavimento tipo do prédio modelo (s/esc)	55
Figura 30: corte AA do modelo (s/esc)	56
Figura 31: corte BB do modelo (s/esc)	57
Figura 32: paredes estruturais do edifício modelo	59
Figura 33: croqui estrutural do pavimento tipo do modelo	60
Figura 34: linhas de ruptura das lajes acima do tipo e esquema estrutural da escada do prédio modelo	61
Figura 35: linhas de ruptura das lajes do tipo do modelo	62
Figura 36: disposição do graute em cada pavimento do prédio que segue as normas	64
Figura 37: croqui da fundação do prédio modelo	66
Figura 38: esquema do espraio de cargas na fundação	66
Figura 39: solicitação e resistência para uma parede do térreo do prédio que segue as normas	68
Figura 40: interferência ampliada entre solicitação e resistência da parede da figura 39	69
Figura 41: comparação entre as distribuições normal e log-normal para uma das paredes do prédio que obedece as normas	74
Figura 42: interação entre solicitação e resistência para uma das paredes do térreo do prédio que não segue as normas	77
Figura 43: interferência ampliada entre solicitação e resistência para uma parede do prédio que não segue as normas	77
Figura 44: comparação entre as distribuições normal e log-normal para uma parede do prédio que desobedece as normas	81

## Lista de tabelas:

---

Tabela 1: resultados obtidos durante a variação da solicitação média	37
Tabela 2: resultados obtidos frente ao aumento do Coeficiente de Variação da solicitação	38
Tabela 3: resultados obtidos durante a variação da resistência média	38
Tabela 4: resultados obtidos pela alteração do Coeficiente de Variação da resistência	39
Tabela 5: resultados obtidos durante a variação de $\beta$	40
Tabela 6: resultados da $P_f$ para a distribuição normal	41
Tabela 7: resultados da $P_f$ para a distribuição log-normal	42
Tabela 8: solicitações características atuantes nas paredes do prédio que segue as normas	64
Tabela 9: resistências características de prismas utilizados no dimensionamento	65
Tabela 10: resultados para o 3º pavimento do prédio que segue as normas	70
Tabela 11: resultados para o 2º pavimento do prédio que segue as normas	70
Tabela 12: resultados para o 1º pavimento do prédio que segue as normas	71
Tabela 13: resultados para o térreo do prédio que segue as normas	71
Tabela 14: resultados para a fundação do prédio que segue as normas	72
Tabela 15: comparação dos valores alcançados em cada método para o prédio que segue as normas	74
Tabela 16: solicitações características das paredes do prédio em desacordo com as normas	76
Tabela 17: resultados para o 3º pavimento do prédio que não segue as normas	78
Tabela 18: resultados para o 2º pavimento dos prédios que não segue as normas	79
Tabela 19: resultados para o 1º pavimento do prédio em desacordo com as normas	79
Tabela 20: resultados para o pavimento térreo do prédio em desacordo com as normas	80
Tabela 21: resultados para a fundação do prédio que não segue as normas	80
Tabela 22: resultados apresentados por cada método para o edifício que não observa as normas	81
Tabela 23: testes de variação da média e CV da resistência para o prédio que não respeita as normas	83

## Capítulo 1. INTRODUÇÃO

---

### 1.1. O problema existente

A engenharia nacional convive, há muito tempo, com o problema da desconsideração de normas técnicas por profissionais e empresários ligados à construção civil. Assim como na área legal se observa que algumas leis costumam não ser cumpridas, também na área técnica diversas são as normas que não são seguidas por apontarem soluções diferentes daquelas ditadas pela prática comum, resultado das experiências particulares de construtores e mestres-de-obras. Como exemplos de desobediências às quais a sociedade demonstra uma espécie de tolerância, pode-se citar, na esfera legal, a questão da pirataria, e na área técnica a exigência de projetos de escoramento para estruturas de concreto armado.

No âmbito da alvenaria estrutural, diversos são os exemplos de prédios construídos sem que o projetista utilize modelos de cálculo validados cientificamente. A definição dos materiais, como blocos e argamassas, é feita de forma empírica, sem qualquer respaldo normativo ou com graves inadequações técnicas. Os casos mais impressionantes são os da Região Metropolitana de Recife, em que muitos edifícios foram construídos com tijolos cerâmicos inadequados à função estrutural [1, 2]. As conseqüências, amplamente noticiadas pela imprensa, são casos de desabamentos que ocasionaram muitas mortes, possivelmente causadas pela imperícia, imprudência e/ou negligência dos intervenientes.

Talvez na notícia mais alarmante que trata do assunto, veiculada no sítio do Ministério Público de Pernambuco [3], lê-se que existem “seis mil edifícios da Região Metropolitana do Recife que apresentam estrutura física comprometida, segundo dados levantados pelo Instituto Tecnológico de Pernambuco (ITEP)”. Este número é ratificado por um trabalho científico [2] que aponta para a existência de problemas de estabilidade em alguns destes prédios. A grande maioria dessas construções, provavelmente, é relacionada a práticas inadequadas de projeto ou construção em alvenaria estrutural.

Embora este problema possa parecer restrito à população do entorno, destaca-se desde já que as suas implicações atingem a todos os brasileiros, seja pelo fato de que muitos desses edifícios foram construídos com financiamentos federais, seja pelas conseqüências geradas por eventuais políticas públicas que visem uma solução.

Ampliando a abrangência do caso para o restante do território nacional, verifica-se que em maior ou menor escala o problema de desrespeito às normas persiste, assim como se detecta edifícios construídos com materiais e procedimentos semelhantes aos milhares de prédios da Região Metropolitana de Recife. De fato, para qualquer que seja o sistema estrutural empregado, os maus exemplos de utilização são corriqueiros. Muitas vezes esta atitude determina a redução dos níveis de segurança estrutural dos edifícios, expondo seus ocupantes a riscos mais elevados do que aqueles considerados normais para moradia.

Mesmo que não se discuta a pertinência ou a legalidade da prática de edificar sem estrito respeito às instruções normativas vigentes, resta a questão do que se deve fazer com o grande número de prédios já edificados utilizando a chamada *alvenaria resistente*<sup>1</sup>. Face aos desabamentos já ocorridos e às ações do poder público, muitos integrantes da engenharia nacional já emitiram opinião acerca da adequação ou não dos edifícios em pauta. Tais opiniões, ao contrário de uma necessária convergência para a solução do problema existente e para o traçado de políticas claras para as práticas futuras, criaram uma grande polêmica. Enquanto parte dos técnicos afirmam enfaticamente que os edifícios não têm condição de servir de moradia às famílias neles residentes, outra parte afirma que os edifícios são estáveis, podendo continuar sendo utilizados.

Enquanto perdura este impasse, milhares de famílias continuam a residir em edifícios cuja solidez é desconhecida. Tais famílias podem, em uma hipótese otimista, estar sendo alvo de uma espécie de tortura psicológica, impelidas pela condição sócio-econômica a morar em edifícios popularmente chamados de *caixão*, cujas estruturas estão sob suspeição de órgãos oficiais e de parte importante do corpo técnico nacional. Na pior das hipóteses, no entanto, estas famílias podem efetivamente estar condenadas à morte em desabamentos de prédios que não teriam condições de habitabilidade.

## **1.2. Objetivo geral do trabalho**

Considerando o anteriormente exposto e suas implicações, é fácil inferir que há necessidade de uma forma objetiva de avaliação do problema apresentado, de forma a poder solucioná-lo. Uma possibilidade seria a realização de provas de carga nos

---

<sup>1</sup> Neste trabalho o termo alvenaria estrutural será utilizado genericamente para se referir às alvenarias com funções de resistir a outras cargas que não o seu próprio peso, mesmo que elas não tenham sido projetadas e/ou construídas de acordo com as normas da área.

edifícios sob suspeita, prática claramente inviável ante o trabalho e custos envolvidos. Outra possibilidade é o tratamento teórico do caso, o que poderá ser feito a custos reduzidos, em pouco tempo e sem a necessidade de grandes intervenções nos prédios e na rotina de seus habitantes.

Admitindo a abordagem teórica, sugere-se o cálculo das probabilidades de ruína dos edifícios sob suspeita e a sua utilização como critério de aceitação das estruturas. Embora não exista lei que determine um valor admissível para o risco, pode-se inferir da bibliografia existente [4, 5] que tal valor estaria na casa de  $10^{-6}$  (uma chance em um milhão), valor que pode ser alterado com base em discussões que conduzam a um consenso. Avaliado o risco de cada edifício, então, este valor seria confrontado com o consensual, demonstrando se o edifício estaria adequado ou não à habitação, apontando para a eventual necessidade de reforço, determinando a sua desocupação ou a manutenção dos moradores.

Considerando, porém, o monumental volume de trabalho necessário para a estimativa da confiabilidade estrutural de um grande número de edificações, deve-se buscar uma solução que seja de fácil aplicação, de forma a minimizar o tempo e os recursos despendidos, pelo menos para uma primeira análise.

### **1.3. Objetivo específico**

Este trabalho visa desenvolver e oferecer uma ferramenta para avaliação objetiva do risco de desabamento de edifícios construídos em alvenaria estrutural. Tal ferramenta deve ter desenvolvimento claro e utilização simplificada, de forma a permitir o entendimento e a discussão da metodologia e a sua aplicação aos casos concretos.

Tomando como estudo de caso o problema específico da Região Metropolitana do Recife, pretende-se desenvolver uma metodologia que leve a uma rotina de procedimentos que possa ser aplicada para análise da confiabilidade estrutural nos edifícios em que isso se fizer necessário. Assim, devem ser estabelecidos os métodos de obtenção das resistências das alvenarias, dos principais esforços a serem considerados e o tratamento estatístico a ser aplicado.

Este estudo de caso poderá validar os procedimentos de forma a servirem como ferramenta para o corpo técnico nacional utilizá-los em casos similares, uma vez que as bases teóricas e práticas podem, perfeitamente, ser adequadas a diversos tipos de necessidades.

#### 1.4. Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em cinco capítulos e um apêndice.

O capítulo 1 introduz o tema estudado buscando demonstrar sua importância e apresenta os objetivos geral e específico. No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica, discorrendo sobre o desenvolvimento das construções em alvenaria estrutural, sobre questões gerais e específicas do risco de desabamento de edificações, e sobre as bases matemáticas da teoria aqui desenvolvida. Neste capítulo também são demonstrados alguns cálculos de sensibilidade para os fatores envolvidos, no que consiste em uma primeira análise sobre quais as variáveis mais importantes do fenômeno estudado.

O capítulo 3 relaciona a teoria apresentada às principais questões práticas envolvidas, apontando o caminho a ser seguido nos cálculos de confiabilidade de prédios estruturados em alvenaria. Neste capítulo, ainda, é sugerida uma metodologia específica para o caso de avaliações em massa que poderia ser aplicada ao caso dos prédios sob suspeita da Região Metropolitana de Recife ou em casos similares.

No capítulo 4 a ferramenta desenvolvida é aplicada a dois prédios fictícios tomados como exemplos, sendo o primeiro teoricamente projetado e construído de acordo com as normas técnicas, e o segundo edificado sem qualquer respaldo normativo. Após a apresentação das probabilidades de ruína estimadas para cada prédio os resultados sofrem uma breve discussão, e novas simulações são elaboradas após certas modificações nos parâmetros envolvidos.

O capítulo 5 apresenta as conclusões, discorrendo sobre a adequação e possibilidades da ferramenta desenvolvida e sugerindo estudos que possam ser feitos a fim de complementar a teoria proposta e facilitar sua aplicação.

## Capítulo 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1. O desenvolvimento da alvenaria estrutural

A alvenaria vem sendo constantemente utilizada pela humanidade desde os primórdios da civilização. De fato, é fácil entender que o empilhamento de pedras unidas ou não por barro ou outro ligante tenha sido uma prática utilizada muito antes do surgimento de outros materiais atualmente utilizados.

No que se refere a práticas construtivas, infere-se que certamente desde a antigüidade os construtores já tinham suas próprias regras sobre preceitos a serem observados, como por exemplo o desempenho termo-acústico e, certamente, sobre a estabilidade e segurança das suas obras.

Como um interessante resgate histórico, pode-se destacar que Hamurabi, rei da Babilônia há cerca de quatro mil anos, foi o primeiro governante a registrar uma legislação específica para o assunto “integridade estrutural” quando, em seu famoso código, determinava que [6]:

229° - Se um arquiteto constrói para alguém e não o faz solidamente e a casa que ele construiu cai e fere de morte o proprietário, esse arquiteto deverá ser morto.

230° - Se fere de morte o filho do proprietário, deverá ser morto o filho do arquiteto.

231° - Se mata um escravo do proprietário ele deverá dar ao proprietário da casa escravo por escravo.

232° - Se destrói bens, deverá indenizar tudo que destruiu e porque não executou solidamente a casa por ele construída, assim que essa é abatida, ele deverá refazer à sua custa a casa abatida.

233° - Se um arquiteto constrói para alguém uma casa e não a leva ao fim, se as paredes são viciosas, o arquiteto deverá à sua custa consolidar as paredes.

Como se vê, o código de Hamurabi deixava a cargo do construtor o dimensionamento estrutural das edificações, porém estabelecia penas bastante duras para eventuais defeitos decorrentes da estrutura. Na prática, não havia qualquer margem para erros – a segurança deveria ser absoluta.

Já citando determinações mais recentes, e especificamente sobre edificações em alvenaria estrutural (que eram, diga-se de passagem, as únicas erigidas até certa época), é importante citar o desenvolvimento ocorrido na Inglaterra, país de grande tradição na técnica. Lá [7] as considerações mais antigas relacionadas à espessura de paredes datam de 1189, não devido à estabilidade estrutural, dadas as elevadas

dimensões praticadas na época, mas sim a questões de vizinhança. Posteriormente, já em 1619, nasciam as leis de edificações com prescrições de espessuras de paredes e outros detalhes relacionados à estabilidade estrutural. Estas prescrições foram sendo revisadas, confirmadas e melhoradas continuamente, através de leis datadas de 1620, 1625, e 1667 – a lei de reconstrução da cidade após o grande incêndio de 1666, que destruiu cerca de 80% de sua área. Devido a esta catástrofe, em todo o século XVIII as normas foram motivadas predominantemente pelos requisitos de incêndio, mas no século XIX a estabilidade estrutural voltou a ter atenção especial. Já na primeira metade do século XX, diversas normas foram editadas com prescrições relativas à estabilidade, versando sobre cargas, materiais e outras condicionantes de projeto.

Em 1946 foi preparada uma proposta de norma para o projeto de alvenaria estrutural: "Structural Recommendations for Loadbearing Walls", que foi posteriormente publicada em 1948 como a norma CP 111. Esta foi a primeira norma a tratar do processo de dimensionamento estrutural, utilizando o critério das tensões admissíveis, sendo posteriormente revisada em 1964, quando devido ao aumento do conhecimento sobre o sistema foram alteradas questões técnicas importantes, como um incremento substancial nas tensões admissíveis, e 1970, quando basicamente foram convertidas as unidades do Sistema Imperial para o Internacional [8].

Em 1978 foi publicada a BS 5628: "Code of Practice for use of Masonry - Part 1: Structural use of unreinforced masonry" que já utilizava o conceito semi-probabilístico para o projeto estrutural. Posteriormente foram editadas normas complementares ("Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry", e "Part 3: Materials and components, design and workmanship") e revisões, sendo as versões atuais de 1992, 2000 e 2001 para as partes 1, 2 e 3 respectivamente.

Uma observação importante acerca da BS 5628 é que ela já incorporava recomendações sobre possíveis danos acidentais, motivadas pelo colapso parcial do edifício Ronan Point em Londres, em maio de 1968. Tratava-se de um edifício de 22 pavimentos, cujas paredes estruturais eram compostas de placas pré-moldadas de concreto, no qual ocorreu uma explosão de gás no 18º andar, apenas dois meses após a sua ocupação. A força da explosão removeu uma das paredes estruturais externas, causando a queda de parte dos pavimentos superiores por falta de suporte e dos inferiores pelo impacto das peças que caíam. Após este acidente, algumas normas dos Estados Unidos, Canadá e Europa implementaram dispositivos destinados a minimizar os danos de ocorrências similares que pudessem ocorrer no futuro [9]. Tais



considerações, no entanto, reconhecem que é impossível eliminar todas as possibilidades de colapso de um edifício, mas buscam reduzir os danos por eles provocados, afastando ao máximo a possibilidade de ruínas catastróficas, mesmo quando o edifício sofra uma ação ou intervenção não coberta pelos critérios normais de projeto [10].

Também foram incorporados novos conceitos de projeto para cargas laterais, como o vento, por exemplo. Até a primeira metade do século XX os projetistas definiam a geometria do edifício e de suas paredes de forma a absorver os esforços de vento pelas paredes das fachadas, e como a alvenaria não armada tem baixíssima resistência à tração, as paredes eram dimensionadas de forma que as tensões resultantes ficassem em seu terço médio. Esta maneira de projetar definia edifícios com paredes tão espessas que a alvenaria estrutural deixou de ser economicamente viável, perdendo espaço para o aço e o concreto armado. Um marco foi o Monadnock Building, edifício de 16 pavimentos construído entre 1889 e 1891 em Chicago, cujas paredes do térreo possuem 1,8 m de espessura [11].

Em 1951-53, no entanto, foi construído um prédio de apartamentos com 13 pavimentos em Basle, Suíça, em que foi aplicada uma nova teoria de dimensionamento, baseada em resultados de ensaios laboratoriais [12]. Segundo esta nova teoria, as paredes contraventantes seriam aquelas perpendiculares às fachadas (ou paralelas à solicitação horizontal). Esta teoria foi validada por meio de testes em escala 1/6 e, em 1970, também em escala natural, em que um edifício de 5 pavimentos mostrado na figura 1 foi construído ao lado de uma pedreira desativada e carregado lateralmente por meio de macacos hidráulicos, sendo suas paredes monitoradas para averiguar se o comportamento seria aquele descrito pela nova teoria.

Com o advento desta nova teoria os edifícios com dezoito ou mais pavimentos passaram a ser construídos com paredes de cerca de 15 cm de espessura, dando um novo impulso à alvenaria estrutural que voltou a ter atratividade econômica, passando a ser praticada da maneira como a conhecemos hoje.

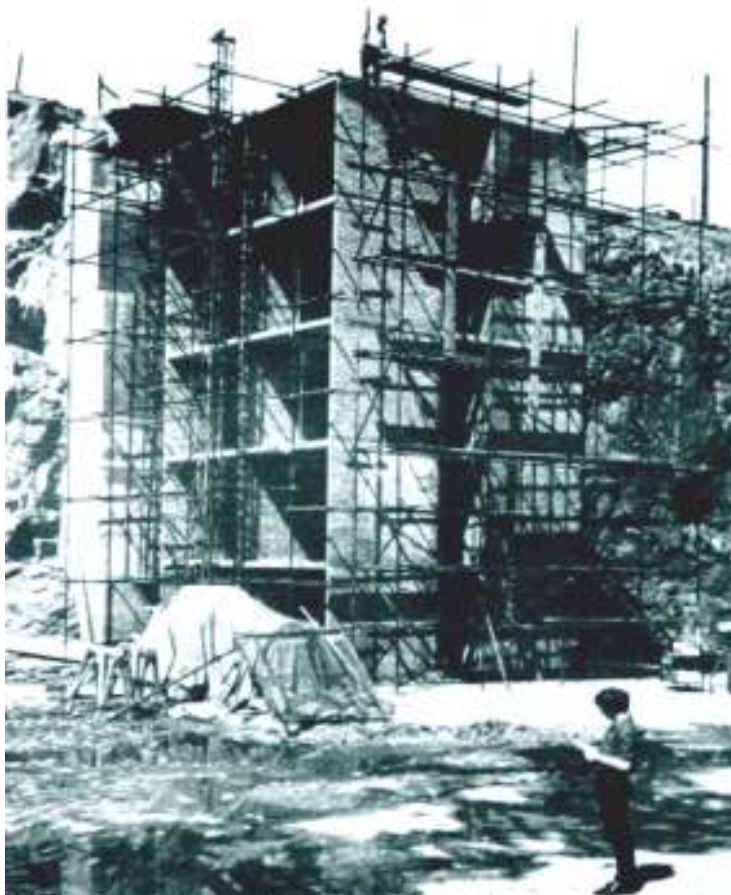


Figura 1: edifício testado em escala natural por Sinha e Hendry [12]

Nos Estados Unidos, após a construção do Monadnock Building – já descrito – e a alteração conceitual imposta por razões econômicas, passou-se a construir em alvenaria armada. Já existiam esparsos e esporádicos reconhecimentos na necessidade e benefícios deste sistema, especialmente para resistência a sismos, sendo que o mesmo já vinha sendo estudado e implementado desde a década de 20, antes do terremoto de Long Beach em março de 1933. A época desta infeliz catástrofe foi singular em vários aspectos, pois ela ocorreu durante a Grande Depressão, quando houve falta de engenheiros estruturais competentes para remediar a situação – para pesquisa, projeto, especificação, construção e desenvolvimento de normas. Então, em abril de 1933, a Norma do Estado da Califórnia (CSC) foi implementada como a Title 21, a qual definia como obrigatório o projeto de alvenaria armada [11].

Ainda no que se refere às normas, cabe ressaltar que nos Estados Unidos elas são desenvolvidas por agências tais como a American Society for Testing and Materials (ASTM), American National Standards Institute (ANSI), American Society of Civil Engineers (ASCE), American Concrete Institute (ACI), Structural Engineers Association of Califórnia (SEAOC), The Masonry Society (TMS), International Conference of

Building Officials (ICBO), e a California Office of the State Architect (OSA), dentre outros. O mais proeminente deles, ao menos no oeste dos EUA, é o ICBO, que simplificou muitas das antigas normas da ASTM, adicionando algumas que englobam muitos desenvolvimentos relativos à alvenaria armada, incorporando tais regras e prescrições no que é conhecido como o Uniform Building Code (UBC) [11].

No Brasil, embora há cinco séculos se construa em alvenaria estrutural, a primeira norma relativa ao sistema foi a NBR 6136 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural, publicada em 1978. O conjunto de normas necessárias ao sistema foi sendo posteriormente complementado por um conjunto de normas, dentre as quais as mais importantes são a NBR 8798/85 – Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto e a NBR 10837/89 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, que utiliza o critério das tensões admissíveis, influenciada pela escola norte-americana. Ressalte-se que a normalização existente cobre somente estruturas erigidas em blocos de concreto, sendo que a norma nacional para alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, após muitos anos de estudo, ainda está em fase final de elaboração. Neste cenário, a utilização das prescrições da norma britânica para estes casos parece ser consensual ou a mais adequada. Vários escritórios de projeto do Brasil usam a BS 5628, talvez pelo fato de que, além dela estar entre as mais avançadas dentre as normas para alvenaria estrutural, as condições brasileiras sejam similares às condições britânicas, com ausência de sismos e manifestações climáticas extremas. Deve-se ainda observar que, embora claramente influenciada pela escola norte-americana, a NBR 10837 cita, para assuntos em que é omissa, a norma britânica como documento de consulta.

O próximo passo na normalização nacional certamente será a incorporação de critérios atuais de dimensionamento, substituindo a filosofia das tensões admissíveis pela dos estados limites, critério semiprobabilístico que é derivado da teoria da confiabilidade e exhibe, portanto, um balanço mais adequado entre os coeficientes de segurança e o risco de desabamento.

No futuro espera-se que todas as normas de dimensionamento sejam puramente probabilísticas, quando então serão plenamente aplicados os conceitos utilizados neste trabalho.

## 2.2. O risco e as sociedades

Para um estudo do tema proposto por esta tese, uma importante questão que se deve abordar é sobre como o risco é tratado nas sociedades. A resposta a ela determina o comportamento e as deliberações de dirigentes políticos, instituições, organizações e, dentre outras tantas personagens, dos intervenientes da construção civil. Tal resposta varia com a época, as condições ambientais, o nível sócio-econômico-cultural das sociedades envolvidas e, além disso, depende de outros aspectos, como se verá adiante.

No âmbito individual, o problema pode ser introduzido da seguinte maneira: pais comuns teriam mais receio de deixar seus filhos pequenos brincarem com os filhos de um vizinho A, que sabidamente possui uma arma de fogo em casa, ou com os de um vizinho B, cuja residência conta com piscina? Provavelmente a segunda opção seria a escolhida, dada a aversão geral por armas. Ocorre, no entanto, que estatísticas dos Estados Unidos demonstram que esta seria a opção errada, já que a probabilidade anual de uma criança com menos de dez anos de idade morrer afogada em piscinas residenciais é de uma em onze mil, enquanto a chance anual destas crianças morrerem por arma de fogo seria de uma em um milhão [13].

Parece claro que a subjetividade anteriormente demonstrada para o comportamento individual pode ser considerada para o mundo todo. Buscando então racionalizar a questão, buscando atuar em macro-escala, pode-se buscar entender como as sociedades organizadas tratam o assunto. Atualmente é possível dizer que em continentes como os da América do Norte e Europa a sociedade organizada já está relativamente habituada a conviver com o fator risco – cientificamente falando – e busque apoio científico para a tomada de decisões. Infelizmente, no entanto, percebe-se que o mesmo não ocorre no Brasil. Em nossa sociedade parece existir até uma certa preponderância de religiosidade, manifestada através da tão ouvida expressão “Deus é quem sabe”, certamente influenciada pelo nível sócio-econômico-cultural da população. Infelizmente, num país em que 66% das famílias sobrevivem com cinco salários-mínimos ou menos por mês<sup>2</sup> e 77% das pessoas não chegaram a concluir o ensino médio<sup>3</sup> [14, 15], entende-se que a preocupação com questões imediatas, como

---

<sup>2</sup> IBGE – Censo 2000: Famílias residentes em domicílios particulares, total e com rendimento familiar, valor do rendimento nominal médio mensal e valor do rendimento nominal mediano mensal das famílias residentes em domicílios particulares, total e com rendimento familiar, segundo a situação do domicílio e as classes de rendimento nominal mensal familiar – Brasil.

<sup>3</sup> IBGE – Censo 2000: Pessoas de 25 anos ou mais de idade, por nível educacional concluído, segundo a cor ou raça e os grupos de idade – Brasil.

subsistência e saúde, seja mais importante que com os riscos diferidos no tempo. Mesmo junto à população mais instruída que poderia discutir o assunto, verifica-se que sua preocupação nos últimos anos tem sido preponderantemente com o emprego, saúde e violência [16].

Destaca-se o fato do Brasil ser um país praticamente livre de catástrofes naturais de grandes proporções (terremotos, maremotos e furacões), muito provavelmente colabore para a falta de um planejamento mais eficaz envolvendo os riscos a que a sociedade está submetida. O governo e as instituições que deveriam proteger a sociedade (o sistema CONFEA/CREA, por exemplo), pouco ou nada fazem para tratar do problema. Especificamente na área de estruturas de edifícios, embora muitos casos de sérios problemas estruturais sejam conhecidos, nenhuma política abrangente de correção e prevenção é adotada, mas apenas medidas paliativas após a ocorrência de catástrofes, principalmente as de maior repercussão na imprensa. Tais instituições deveriam estar mais sintonizadas com os problemas que ocorrem no país, agindo contemporaneamente a eles, evitando-os por meio de um planejamento eficaz.

Como exemplo do que é feito pelo mundo, cita-se a Agência Nacional de Gerenciamento de Emergências (FEMA), dos Estados Unidos, que tem dentre seus objetivos: promover o desenvolvimento de normas nacionais e consensuais acerca de edifícios, segurança à vida e incêndios, encorajando a sua aplicação; e promover o uso de seguros como um mecanismo pelo qual os setores público e privado possam reduzir seus riscos de perdas econômicas [17].

Esta agência propõe-se, dentre outros aspectos, a diminuir, até 2008, 15% das mortes causadas por incêndio (relativos ao valor de 4.500 ocorridas em 1998) e a evitar um total de US\$ 10 bilhões de perda potencial de propriedades, desastres e outros custos.

Especificamente para a área de edificações, a agência conta com o apoio do Instituto Nacional de Normas e Tecnologia (NIST) e da Equipe Nacional de Segurança na Construção (NCST), cujo propósito é melhorar a segurança e integridade estrutural dos edifícios nos Estados Unidos. Dentre outras atividades o NCST comparece aos locais de acidentes, estuda-os e aponta as prováveis causas técnicas sugerindo, se for o caso, pesquisas acerca do tema e alterações nas normas vigentes de modo a torná-las mais seguras [18].

Ainda no que tange às normas técnicas, deve-se destacar que no Brasil elas são elaboradas e revisadas, em sua grande maioria, sem apoio financeiro governamental,

da ABNT ou do CREA, calcada apenas em participações voluntárias [19], ou com investimentos financeiros de associações de empresas privadas que tenham interesse em disseminar determinadas tecnologias ou materiais [20]. Após isso, a ABNT cobra preços elevados pela venda aos interessados, que são obrigados a segui-las pela legislação, como por exemplo a Lei nº 4.150,<sup>4</sup> de 21/11/62 [21] ou a Lei nº 8.078,<sup>5</sup> de 11/09/90, conhecida como o Código de Defesa do Consumidor [22].

Seja pela falta de acesso, por negligência pura e simples ou por qualquer outro motivo, deve-se lembrar que naturalmente existem diversos graus de descumprimento às normas. A inobservância de uma que trate de pintura de paredes, por exemplo, acarretaria principalmente problemas de ordem estética e de conservação do imóvel, e poderia ser rápida e facilmente verificada pelos ocupantes, mesmo que leigos. O desrespeito a uma norma que verse sobre a segurança estrutural de uma edificação, porém, além de muitas vezes ser de difícil detecção até mesmo para peritos no assunto, trará riscos diretos à vida de seus ocupantes, o que configura um problema mais sério em qualquer sociedade.

Voltando, então, a discorrer sobre o entendimento da população sobre o assunto segurança, pode-se afirmar que os dois principais fatores a serem considerados são o econômico e o moral, que estão intimamente ligados e sobre os quais se discorrerá agora com maior intensidade.

Existem estudos [23, 24, 25] que apontam que a confiabilidade hoje adotada para o projeto de edifícios é muito elevada do ponto de vista econômico. Sob esta ótica, se os coeficientes de segurança fossem baixados para reduzir o consumo de recursos, e fosse contabilizada a reconstrução dos prédios e a indenização das vítimas nos casos (mais numerosos) de desabamentos, o custo financeiro total para a sociedade seria menor. O contraponto é que o custo de vidas humanas, sobretudo para seus familiares, é intangível, e moralmente a sociedade não aceita o fato de ser submetida a uma insegurança deliberada. Existe ainda o fator psicológico da segurança do lar que não pode ser quebrado: mortes decorrentes de acidentes de

---

<sup>4</sup> Art 1º Nos serviços públicos concedidos pelo Govêrno Federal, assim como nos de natureza estadual e municipal por êle subvencionados ou executados em regime de convênio, nas obras e serviços executados, dirigidos ou fiscalizados por quaisquer repartições federais ou órgãos paraestatais, em tôdas as compras de materiais por êles feitas, bem como nos respectivos editais de concorrência, contratos, ajustes e pedidos de preços será obrigatória a exigência e aplicação dos requisitos mínimos de qualidade, utilidade, resistência e segurança usualmente chamados "normas técnicas" e elaboradas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, nesta lei mencionada pela sua sigla "ABNT".[sic]

<sup>5</sup> Art. 39. É vedado ao fornecedor de produtos ou serviços, dentre outras práticas abusivas:

VIII - colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes ou, se normas específicas não existirem, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas ou outra entidade credenciada pelo Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (Conmetro);

trânsito, por exemplo, são mais aceitáveis que aquelas ocorridas no desabamento de um edifício residencial, quando as pessoas julgavam estar na segurança de suas casas.

Embora possa parecer estranho à primeira vista, existe um consenso mundial de que esta segurança do lar, no entanto, não pode ser absoluta, atingida a qualquer custo. Existe um limite superior da relação custo/benefício que é interessante para a sociedade, e este limite dependerá de diversos fatores, como o desenvolvimento socioeconômico da sociedade em questão e, afinal, da razão entre o valor da vida humana e a indenização que o construtor terá de pagar no caso de uma fatalidade, por exemplo, através do prêmio de seguro. O valor do lazer humano, do prazer e da felicidade, por exemplo, não é quantificável racionalmente, mas seu valor acaba sendo definido direta ou indiretamente por decisões políticas. Do ponto de vista econômico (dos construtores) a questão seria apenas o custo da indenização (e talvez da perda de reputação). Para prevenir esta relação cínica entre vidas e lucros, a sociedade é forçada a impor limites mais rígidos através das normas. Por outro lado, a atividade do construtor gera empregos e riqueza, de forma que não interessa à sociedade que tais limites inviabilizem o desenvolvimento do setor [26].

Contextualizando-se este pensamento para o Brasil, deve-se perguntar sobre o que a nossa sociedade mais precisa, dado que os recursos são escassos: um menor número de casas absolutamente seguras do ponto de vista estrutural ou um maior número de habitações com um menor nível de segurança, porém que propiciará a uma boa parcela da população sair de condições insalubres em que a morte seria assegurada por doenças e outros fatores? Aqui já se vê o quão difícil é chegar a uma resposta consensual, porém há ainda inúmeras considerações a serem feitas.

Pode-se, por exemplo, lembrar um outro ponto de vista: em países desenvolvidos com altos padrões de vida um acréscimo na longevidade significa um aumento no consumo, enquanto em países pobres uma maior expectativa de vida deve trazer redução no consumo pela falta de salários adequados, pensão e apoio social [27]. Então, até quanto vale a pena prolongar a existência de uma pessoa pobre, se a velhice for marcada por doenças, sofrimento, fome? Ou seria lícito, por exemplo [28], uma empresa multinacional construir prédios com confiabilidades diferentes em países ricos e pobres? Percebe-se novamente a forte carga moral que permeia esta discussão e com isso consegue-se entender porque é tão difícil à comunidade científica, como parte integrante da sociedade, chegar a uma conclusão acerca dela.

Ainda sobre esta questão, cabe destacar que a comunidade científica tem papel fundamental na fixação de critérios a serem utilizados. Mesmo dentre os especialistas no assunto, é natural que existam discórdias, pontos de vista às vezes diametralmente opostos. No caso de se formarem comissões para tratar do assunto, após as discussões necessárias ao exercício da persuasão, os especialistas deverão concordar, oferecendo um relatório único, submetido ao crivo público, que certamente conterà outros especialistas. Desta forma, espera-se que os especialistas que não participaram das discussões originais critiquem o relatório, de maneira a expor qualquer conclusão tendenciosa do mesmo [29].

De qualquer forma, em sociedades onde a cultura do risco é mais disseminada e mesmo no Brasil, indiretamente através dos coeficientes de segurança adotados pelas normas, as vidas humanas acabam sendo valoradas pelo seguinte critério [29]: quanto vale a pena investir para prevenir a morte de um cidadão? E se este cidadão for estrangeiro? Preto ou branco? Rico ou pobre? Percebe-se, pelo que já foi exposto, que do ponto de vista econômico nem todas as pessoas são iguais, mas têm valores definidos de acordo com a nacionalidade, raça, classe social, etc., embora as constituições em geral afirmem que “todos são iguais perante a lei” [25].

Buscando auxiliar no desenvolvimento de políticas públicas, atualmente os pesquisadores vêm trabalhando fortemente no sentido de buscar ferramentas que auxiliem os mandatários a decidir sobre políticas de segurança. Dentre estes fatores, os principais são:

- o Índice de Qualidade de Vida – LQI – que considera dois indicadores principais: expectativa de vida como medida de segurança e PIB *per capita* como medida de qualidade de vida, abarcando criação de riqueza, duração da vida e tempo disponível para aproveitar a vida em boa saúde [25, 26, 27];

- o Custo Inerente para Evitar Fatalidades – ICAF – que parte do LQI e agrega a variação do PIB *per capita* e o incremento na expectativa de vida, gerados por uma determinada intervenção;

- a redução do risco para o Menor Nível Praticável Racionalmente (ALARP), cujo fundamento é obrigar os construtores a reduzir os riscos até o ponto a partir do qual esta redução passe a ter um custo desproporcional, maior que os benefícios alcançados.

Dentre estes, aquele que vem sendo mais comentado é o ICAF. Segundo a opinião dos autores o ICAF nunca deve ser usado como o valor de uma vida, mas



como um número que representa o valor cuja sociedade estaria disposta a pagar para salvar vidas de acordo com seus princípios éticos e de acordo com seus recursos. Assim sendo, poderia ser utilizado nos cálculos de custo/benefício para a elaboração das normas importantes para a segurança e poderia ser um indicador da magnitude da compensação monetária a possíveis vítimas de um evento.

A filosofia de cálculo do ICAF permite demonstrar que o risco seria tratado de forma diferente em diversas sociedades. Um estudo comparativo [25] mostra que diferentes países podem despende valores diferentes para intervenções de salvamento de vidas. Como exemplos têm-se o Brasil, que poderia gastar até o limite de US\$ 480 mil por vida; os Estados Unidos que poderiam chegar ao limite de US\$ 2,6 milhões; e Moçambique e a Nigéria, que poderiam gastar no máximo 37 mil dólares para evitar a perda de uma vida humana. Seguindo a análise econômica por este critério, demonstra-se que o período de retorno para ruínas estruturais de edifícios variaria de 74 anos para uma população com US\$ 1.500 de PIB *per capita* (o Haiti, por exemplo) para 2236 anos para uma sociedade como a da Suécia, cujo PIB *per capita* é de US\$ 23.500. Para efeitos comparativos, coloca-se que o Brasil tem um PIB *per capita* de US\$ 7.300.

Passando da teoria à prática, é demonstrado pelo estudo de vários programas de salvamento de vidas e de normas existentes que os custos empregados por vida variam entre alguns milhares a bilhões de dólares [27], nem sempre com critérios muito lógicos. Em um trabalho mais específico [30], demonstra-se que no caso de um estudo para critérios de projeto em áreas sujeitas a abalos sísmicos na baía de São Francisco, os valores podem variar de cerca de 1 a 20 milhões de dólares por vida. O valor mais alto refere-se a estruturas antigas, que à luz dos códigos atuais não têm a segurança necessária, e por isso deveriam ser reformadas para tal. Neste caso, somente algumas estruturas frágeis e com alta ocupação deveriam ter prioridade, devido à aversão das pessoas por desastres de grande magnitude. O segundo valor refere-se a implementar mudanças nas normas atuais para torná-las mais restritivas, o que traria maior efetividade à aplicação de recursos.

Ronge [31], citando Hovden, coloca que "podemos reduzir o risco em qualquer setor se estivermos preparados para pagar o custo". Este problema pode ser facilmente transportado para o Brasil, e para o caso em estudo. No caso presente, qual seria o custo de se construir inteiramente dentro das normas técnicas, se comparado às situações de construções empíricas? Embora a construção inteiramente dentro das

normas seja considerada uma utopia para alguns, restringindo-se a análise apenas às normas que envolvam segurança estrutural pode-se dizer que a diferença de custo não é muito grande. Diferenças calculadas para o material, por exemplo, ao se substituir blocos de concreto estruturais com  $f_{bk}$  6,0 MPa por blocos de concreto de vedação ( $f_{bm}$  2,5 MPa) são da ordem de 15%<sup>6</sup>, ressaltando-se que a diferença no custo global da obra tende a ser bem inferior. O problema é que a diferença de custo não é, na maioria das vezes, repassada para o consumidor final, que paga o preço de uma obra de boa qualidade. É comum a diferença ser embolsada por empresários ou profissionais muitas vezes inescrupulosos, ou mesmo ser desperdiçada pelo sistema de baixa produtividade e elevado desperdício de empresas desqualificadas. Existe ainda um problema socioeconômico: no Brasil a aquisição da casa própria é tida, no geral, como uma grande realização na vida das pessoas, consistindo quase sempre no maior patrimônio das famílias, e desta forma a aquisição de um imóvel inseguro toma dimensões ainda maiores. De fato, a redução do nível de segurança poderia ser discutida pela sociedade e aceita como forma de reduzir os custos, porém o que se vê hoje é que a sociedade está sendo enganada, pois alguns construtores reduzem a segurança visando apenas aumentar suas margens de lucro. É importante ressaltar ainda que esta prática não é restrita a imóveis de baixo custo, e que a segurança estrutural não é atrelada ao nível de acabamento das construções, por exemplo.

Com base no exposto até aqui, percebe-se o quanto o auxílio dos pesquisadores é essencial para que o problema do risco na sociedade possa ser tratado de uma maneira racional. Cabe porém ressaltar que somente uma sociedade democrática pode decidir, por si só, o valor da vida humana em estudos de custo/benefício [25]. Este valor, como já se disse, não pode ser tão alto que onere demais a produção, paralisando a atividade econômica, nem tão baixo que assemelhe a vida humana a uma mercadoria comum.

### **2.3. A consideração do risco no projeto de estruturas de edifícios**

Desde a elaboração do Código de Hamurabi até a atualidade, como se buscou mostrar, houve diversos progressos no que toca à legislação sobre segurança em edificações. Partindo de uma lei que cobrava segurança absoluta mas não orientava sobre os procedimentos a serem seguidos, passando por uma normalização que fixava

---

<sup>6</sup> Este valor foi arbitrado com base no mercado florianopolitano de outubro de 2005, e foi estimado de maneira simplificada, uma vez que este não é o objetivo principal deste trabalho.

as orientações mas não explicitava as condições de segurança, e vivendo um estágio em que a segurança é buscada por meio de aproximações, seguir-se-á em breve na direção da implementação das normas integralmente probabilísticas, quando se consolidarem as discussões já iniciadas há cerca de cinco décadas.

Um dos primeiros pesquisadores a dar contribuições importantes a respeito da consideração de critérios probabilísticos foi Alfred M. Freudenthal, que através de diversos artigos [32, 33, 34] fomentou a discussão sobre o tema.

Nestes artigos, inicialmente Freudenthal expõe as bases do dimensionamento pelo critério semiprobabilístico (em 1947), já destacando que a estatística apenas não forneceria todas as respostas, que dependeriam também de fatores filosóficos. Em 1956 avança no desenvolvimento do tema, apontando que a análise estrutural da época (tensões admissíveis) resultava em projetos nos quais a segurança não era balanceada nem claramente especificada. Segundo ele, as formulações de um conceito de segurança racional e de métodos para medir a segurança eram, em 1956, tarefas de considerável urgência.

Atualmente pondera-se [35] que embora o método semi-probabilístico ainda predomine devido ao fato de ser uma técnica já amadurecida e de fácil execução, já existem aberturas para se projetar utilizando critérios puramente probabilísticos nas normas ISO 2394 e também na proposta do Eurocode EN1990. Os métodos probabilísticos, no entanto, ainda não estão plenamente desenvolvidos, havendo ainda diversos fatores que devem ser estudados devido à falta de dados disponíveis para alguns tipos de solicitações, materiais e modelos de cálculo.

Buscando desenvolver o método o Joint Comitee on Structural Safety – JCSS, desenvolveu uma norma modelo que trata do assunto [5, 36, 37]. Este modelo baseia-se no pressuposto que as estruturas e seus elementos devem ser projetados, construídos e mantidos de maneira a serem adequados ao uso durante sua vida útil de projeto, e de uma maneira econômica. Para isso elas devem, dentro de níveis adequados de confiabilidade, preencher os seguintes critérios: permanecer adequadas ao uso para o qual foram projetadas (critério do estado limite de serviço); resistir aos esforços extremos e/ou freqüentes que ocorram durante a construção ou seu uso previsto (critério do estado limite último); e não podem ser danificadas por acidentes como fogo, explosões, impactos ou conseqüências de erros humanos, de maneira desproporcional ao evento causador.

Percebe-se então que a norma preocupa-se com a questão dos danos acidentais. Ela diz ainda que a confiabilidade almejada não deve ser a mesma para todos os tipos de edifícios, mas que deve ser variável de acordo com o uso que se faz deles e com as conseqüências advindas de sua ruína. O critério utilizado para fixar a confiabilidade é o econômico, porém quando há vidas humanas em jogo o assunto torna-se controverso. A probabilidade de ruína admissível, para um ano, dependeria de “classes de conseqüência”, e variaria entre  $10^{-3}$ , para obras com pouca responsabilidade (por exemplo estruturas agrícolas), a  $10^{-6}$  para edificações com maiores responsabilidades (hospitais, por exemplo).

Esta questão, aliás, voltou à pauta após os ataques terroristas ao World Trade Center e ao Pentágono, em 11 de setembro de 2001, estando os engenheiros norte-americanos atualmente bastante ocupados com o tema. Diversos relatórios foram gerados recentemente por grupos de especialistas da Associação Americana de Engenheiros Civis – ASCE e da Agência Federal de Gerenciamento de Emergências – FEMA, por exemplo. Importante ressaltar que atualmente são freqüentes os estudos de incremento de segurança nas normas de construção e é reconhecido que seria desejável que as edificações contassem com estruturas robustas e com boa redundância estrutural (o que, na prática, são as bases do dimensionamento para danos acidentais). Mesmo assim, é ponto pacífico que a inclusão de impacto de aeronaves como uma nova solicitação a ser considerada está fora de cogitação por razões econômicas [38], o que nos leva de volta à questão do custo/benefício considerado na prevenção de perda de vidas. Segundo o projeto de norma probabilística do JCSS, a consideração do impacto de aeronaves somente seria exigível para estruturas como usinas nucleares, em que as conseqüências de uma falha são muito grandes.

O projeto de norma do JCSS alerta que as estruturas que possam ruir de forma frágil, sem a ocorrência de sinais de aviso, devem ser projetadas sempre para um nível mais alto de confiabilidade que as similares construídas com materiais dúcteis. Alerta ainda que o custo para se atingir um determinado nível de confiabilidade costuma ser mais elevado para estruturas existentes do que para as estruturas em fase de projeto.

A norma proposta ressalta que a carga, o material e a geometria são parâmetros sujeitos a incertezas, podendo ser representados por variáveis randômicas, sendo este o modelo mais simples de representação, enquanto modelos mais avançados podem representá-los por campos randômicos.

Demonstra que na maioria das aplicações em engenharia, as informações estatísticas completas sobre as variáveis randômicas básicas  $\mathbf{X}$  não são completamente disponíveis e, além disso, a função  $g(\cdot)$  é um modelo matemático que idealiza o estado-limite. Desta forma, a probabilidade de ruína obtida pela equação mais simples ( $\text{Prob} \{g(\mathbf{X}) \leq 0\}$ ) torna-se uma estimativa dependente de uma série de hipóteses sobre as variáveis e o modelo. As incertezas associadas a estes modelos podem ser representadas em termos de um vetor de parâmetros randômicos  $\mathbf{Q}$  e, então, a função de estado-limite deve ser reescrita como  $g(\mathbf{X}, \mathbf{Q})$ . É importante notar que a natureza das incertezas representadas pelas variáveis randômicas básicas  $\mathbf{X}$  e pelos parâmetros  $\mathbf{Q}$  é diferente. Enquanto incertezas em  $\mathbf{X}$  só podem ser influenciadas pela alteração de propriedades físicas (trocando-se o material, por exemplo), incertezas em  $\mathbf{Q}$  podem ser influenciadas pelo uso de métodos alternativos e obtenção de dados adicionais.

Alerta para a importância da consideração do comportamento da estrutura como um todo (e não apenas dos seus elementos separadamente), que pode ser benéfica para a avaliação de estruturas existentes, em que as reservas de resistência podem ser consideradas para diminuir a necessidade de reforços muito caros. Para tanto, sempre devem ser considerados os sistemas em série ou em paralelo, que devem ser considerados de acordo com o tipo de estrutura (frágil ou dúctil), além de outras considerações.

O documento dá ainda uma idéia dos principais aspectos a serem considerados numa análise de confiabilidade, discorrendo sobre as incertezas envolvidas, sobre as maneiras de se estimar a confiabilidade e demonstrando as principais características, vantagens e desvantagens dos principais métodos.

A norma do JCSS alerta que na prática a falta de dados leva a dois tipos de incertezas: a dos parâmetros estatísticos (média e desvio-padrão, por exemplo) e do tipo de distribuição (normal, log-normal, Weibull, dentre outras), demonstrando alguns valores para as cargas, além de tecer comentários sobre a teoria da consideração da variabilidade no espaço, no tempo, etc. A descrição de cada propriedade de material consiste num modelo matemático (por exemplo o modelo elasto-plástico) e variáveis ou campos randômicos (módulo de elasticidade e outros).

Pondera, por fim, que a modelagem é a arte da simplificação razoável, de maneira que as respostas sejam suficientemente esclarecedoras e acuradas do ponto de vista da engenharia.

## 2.4. Os cálculos de confiabilidade de elementos estruturais

Inicialmente definir-se-ão os conceitos principais exaustivamente citados neste trabalho. A probabilidade de ruína, ou de falha,  $P_f$ , expressa a possibilidade de um elemento falhar (ou ruir, ou quebrar). Esta probabilidade, que pode tender a zero mas nunca será efetivamente nula, pode ser calculada por meio dos conceitos aqui expostos ou de diversas outras formas constantes da bibliografia.

A probabilidade de ruína de um prédio (ou de uma estrutura) é dada pela combinação das probabilidades de ruína de cada componente, e quanto maior seu valor, mais perigosa será a estrutura. Como exemplos de probabilidades de ruína cita-se os valores de  $10^{-2}$  (chance de falha de um por cento) ou  $10^{-6}$  (uma chance em um milhão).

Já a confiabilidade é o complemento matemático da probabilidade de ruína, ou seja,  $C=1-P_f$ . Assim sendo, no caso de termos  $P_f=10^{-2}$ , a confiabilidade será de 99%, no caso de  $P_f=10^{-6}$ , a confiabilidade será de 99,9999%, e assim por diante. Neste caso, quanto maior seu valor mais segura será a estrutura.

A filosofia do cálculo da confiabilidade de um elemento estrutural é relativamente simples. Didaticamente, explica-se que de posse das funções densidade de probabilidade de solicitações e resistências, basta efetuar-se uma integração dupla entre estas funções, para determinar a probabilidade de que a solicitação supere a resistência [39]. As dificuldades residem em dois pontos fundamentais: obter o real comportamento estatístico das solicitações e da resistência dos materiais e considerar a verdadeira importância de cada elemento na estabilidade da estrutura como um todo.

Sobre o comportamento das solicitações e resistências, deve-se ressaltar que a obtenção deste comportamento é uma tarefa muito difícil, se não impossível, já que cada uma delas é influenciada por muitas variáveis com efeitos relativamente desconhecidos [39]. Os dados utilizados pelos pesquisadores que tratam do tema são, via de regra, provenientes de farta bibliografia, cujos dados certamente são baseados em resultados de ensaios, e que acabam orientando os cálculos.

Quanto à influência de cada peça na estrutura, naturalmente que se todas as peças tiverem a mesma influência basta somar as suas probabilidades, porém se os elementos tiverem influência diferente (vigas e pilares, por exemplo), então se deve adotar fatores de ponderação para que os vários componentes sejam comparáveis uns

aos outros e para correlacioná-los com as medidas que devam ser tomadas para uma possível redução do risco.

Esta questão é, até certo ponto, de fácil entendimento. Já existe proposta no meio técnico nacional [40] de que seja inserido no dimensionamento de estruturas um novo coeficiente parcial de segurança  $\phi$ , que variaria de 0,9 a 1,2, dependendo da importância do elemento estrutural para a estabilidade global da edificação. Como exemplos, cita-se o caso das lajes que teriam um coeficiente  $\phi = 0,95$ , ou pilares com seção transversal menor que  $0,06 \text{ m}^2$  e concreto com  $f_{ck}$  superior a 25 MPa, que teriam  $\phi = 1,2$ . Esta proposta lembra que por questões de praticidade, os coeficientes de segurança em normas são constantes para todos os elementos estruturais. É evidente que elementos mais importantes para a segurança global da estrutura devam ter em princípio coeficientes de segurança maiores, para que a probabilidade de ruína da estrutura seja otimizada.

Resumidamente, deve-se calcular a probabilidade de ruína (ou a confiabilidade) e verificar se a mesma é admissível. A confiabilidade deve ser estimada em cada caso, crescendo quando as conseqüências da falha forem muito grandes, quando a estrutura for não redundante ou quando o mecanismo de ruptura for frágil [39]. De qualquer maneira, parece ponto pacífico [24] o fato de que o projeto deve buscar o melhor ajuste que atenda a diversos critérios, tais como custo, segurança, desempenho, durabilidade e outros fatores socioeconômicos.

Verificadas, através de extensa pesquisa, inúmeras fontes nacionais e internacionais que tratam da confiabilidade de sistemas, verificou-se que na área da construção civil esta questão ainda está muito pouco desenvolvida. Enquanto nas áreas de sistemas elétricos e aviação, por exemplo, os conceitos já sejam aplicados há muito tempo, na área da engenharia civil poucos são os casos práticos de utilização. Além da escassa aplicação, percebe-se ainda que ela é feita, basicamente, em sistemas de aço e, mais recentemente, de concreto armado, não havendo ainda aplicação para casos de projeto ou avaliação de estruturas de alvenaria, como se propõe neste trabalho.

Tal fato não chega a impressionar, se for lembrado que nas regiões em que a abordagem totalmente probabilística é mais desenvolvida (Estados Unidos e Europa) as edificações em alvenaria são construídas dentro de um conceito absolutamente diferente do brasileiro. De fato, é difícil imaginar a existência, naqueles países, de

problemas crônicos de construções em desacordo com as normas, como o aqui existente.

Desta forma, propõe-se a utilização de critérios probabilísticos para a avaliação de edifícios construídos em alvenaria estrutural. Para o desenvolvimento do tema, discorrer-se-á a seguir sobre algumas maneiras de cálculo de confiabilidade com base nesta teoria [41, 42, 43, 44].

#### 2.4.1. Método da Interferência entre solicitação e resistência – solução analítica

Trata-se de um dos métodos mais antigos na análise de confiabilidade estrutural, e continua sendo popular devido à sua simplicidade e facilidade de uso. Sua maior desvantagem é a premissa de que a resistência e a solicitação são independentes estatisticamente, o que pode ser inválido principalmente quando a redistribuição de cargas for um efeito conhecido.

Este método de análise estuda cada elemento, comparando sua resistência estimada com as tensões que nele atuam, sendo estes parâmetros puramente probabilísticos. Sendo assim, as resistências e as tensões (neste trabalho chamadas de solicitações, por questões didáticas) são comparadas, e estimada a probabilidade de que estas superem aquelas, quando ocorre o colapso para uma determinada peça da estrutura, segundo a equação (1) e como demonstra a figura 2.

$$P_f = P(R \leq S) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (1)$$

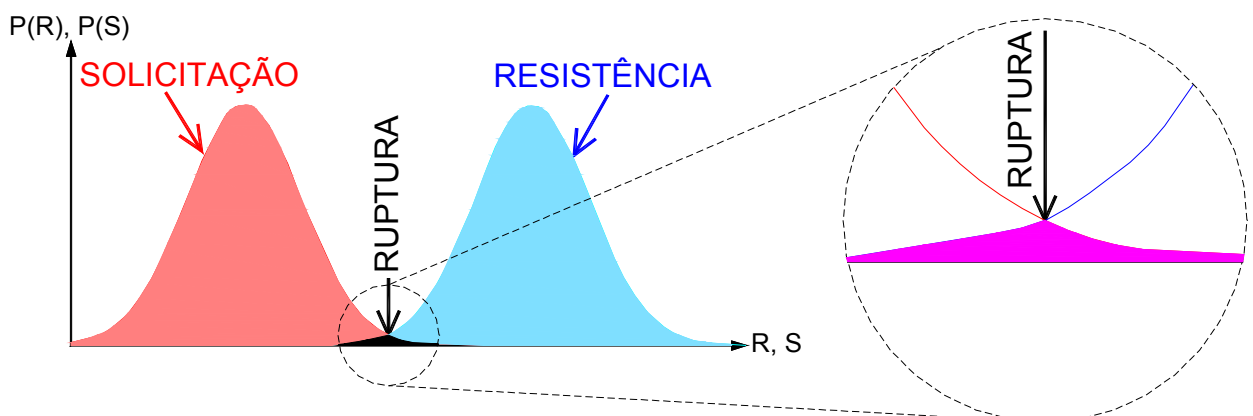


Figura 2: ilustração didática da região de ruptura do elemento



A figura 2 acima representa um caso em que tanto as solicitações quanto as resistências têm distribuições normais. Neste caso, a probabilidade de ruína poderá ser dada diretamente pela fórmula cujo desenvolvimento se dará adiante [42].

A função densidade de probabilidade para uma solicitação  $S$  normalmente distribuída é dada pela equação (2):

$$f_S(S) = \frac{1}{\sigma_S \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{S - \mu_S}{\sigma_S}\right)^2\right], -\infty < S < \infty \quad (2)$$

Similarmente, a função densidade de probabilidade para uma resistência  $R$  normalmente distribuída é dada pela equação (3):

$$f_R(R) = \frac{1}{\sigma_R \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{R - \mu_R}{\sigma_R}\right)^2\right], -\infty < R < \infty \quad (3), \text{ onde:}$$

$\mu_S$  = média da solicitação;

$\sigma_S$  = desvio-padrão da solicitação;

$\mu_R$  = média da resistência;

$\sigma_R$  = desvio-padrão da resistência.

Caso se defina  $y=R-S$ , é fato conhecido que a variável randômica  $y$  é normalmente distribuída, e sua média e desvio-padrão são dados pelas equações (4) e (5):

$$\mu_y = \mu_R - \mu_S \quad (4)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (5)$$

A probabilidade de ruína (ou falha)  $P_f$  do elemento pode ser expressa em termos de  $y$  como:

$$P_f = P(y < 0) = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] dy \quad (6)$$

Caso se tome a curva normal reduzida, tem-se que  $z=(y-\mu_y)/\sigma_y$ , então  $\sigma_y dz=dy$ . Quando  $y \rightarrow -\infty$ , o limite inferior de  $z \rightarrow -\infty$ . Já quando  $y=0$ , o limite inferior de  $z$  é dado por:

$$z = \frac{0 - \mu_y}{\sigma_y} = -\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (7)$$

Assim sendo, tem-se que a probabilidade de falha será dada pela equação:

$$P_f = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}} e^{-z^2/2} dz \quad (8)$$

Como a variável randômica  $z=(y-\mu_y)/\sigma_y$  é a variável da curva normal padrão, a probabilidade de ruína poderá ser encontrada pela simples consulta a tabelas estatísticas.

A equação (8), que visa encontrar o limite inferior da curva normal padronizada para a variável  $z$ , é conhecida como equação de ligação. Ela pode, então, ser reescrita como:

$$P_f = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) \quad (9)$$

No caso freqüente da adoção de distribuição log-normal para os dados de solicitação e resistência, o desenvolvimento matemático análogo ao mostrado anteriormente leva a:

$$\sigma_R^2 = \ln\left[\frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2} + 1\right] \quad (10)$$

$$\mu_R = \ln E[R] - \frac{\sigma_R^2}{2} \quad (11), \text{ onde}$$

$E[R]$  é o valor esperado para a resistência, e

$$\sigma_S^2 = \ln\left[\frac{\sigma_S^2}{\mu_S^2} + 1\right] \quad (12)$$

$$\mu_S = \ln E[S] - \frac{\sigma_S^2}{2} \quad (13), \text{ onde}$$

$E[S]$  é o valor esperado para a solicitação.

Após o cálculo destes parâmetros, a probabilidade de ruína será novamente dada pela curva normal padronizada, de acordo com a equação (9).

Nos casos de outros tipos de distribuição, tais como a exponencial e a gama, é possível, por meio de desenvolvimento similar ao demonstrado anteriormente, chegar-se a equações que forneçam as probabilidades de ruína de cada elemento. Pode-se, ainda, adotar a resolução numérica para casos diferenciados ou mesmo como estratégia inicial, como se verá adiante.

#### 2.4.2. Método da Interferência entre solicitação e resistência – solução numérica

Utilizando os mesmos conceitos expostos para a solução analítica, pode-se optar pela resolução numérica das probabilidades de ruína de cada elemento.

A figura 3 a seguir ilustra as bases da teoria em questão, destacando o detalhe da área que dará a probabilidade de ruína. Esta área é delimitada pelo eixo das abscissas e pela curva formada pelos valores das multiplicações das probabilidades de ocorrência de valores  $P(S \cup R)$ , que demonstra a probabilidade, para cada valor de  $x$ , de que a solicitação iguale ou supere a resistência ( $P[S \geq x] \cdot P[R \leq x]$ ). Nesta ilustração foram utilizadas a função densidade de probabilidade das solicitações e a função distribuição cumulativa das resistências.

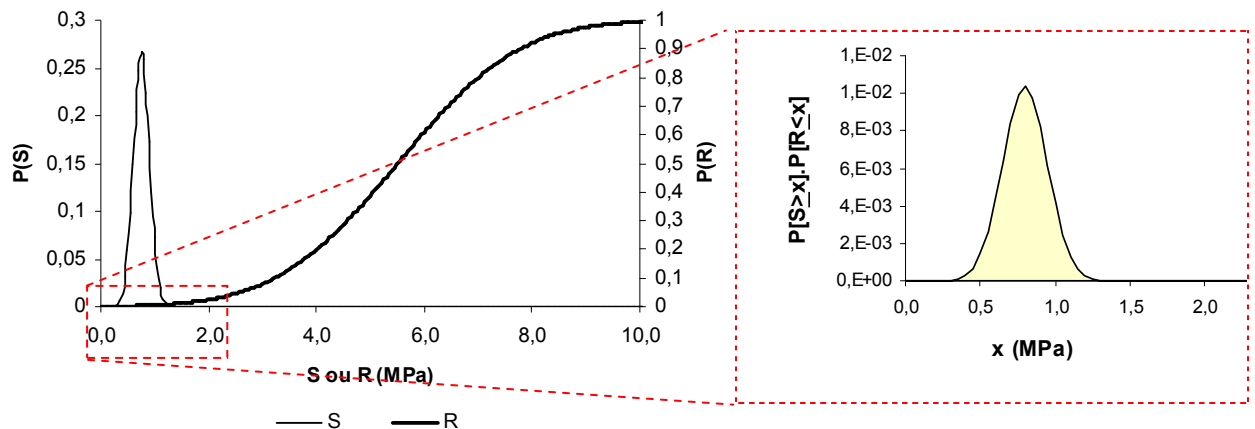


Figura 3: representação gráfica da probabilidade de ruína para um elemento

Para o cálculo da área que dará a probabilidade de ruína do elemento pode-se utilizar, por exemplo, o método numérico dos trapézios, definido pela equação (14) e exemplificado na figura 4. É fácil perceber a imprecisão do método pela observação da figura, porém tal imprecisão poderá ser reduzida a valores desprezíveis pela simples redução do tamanho dos intervalos  $dx$ .

$$\int_a^b f(x)dx \approx \frac{b-a}{2} (f(b) + f(a)) \quad (14)$$

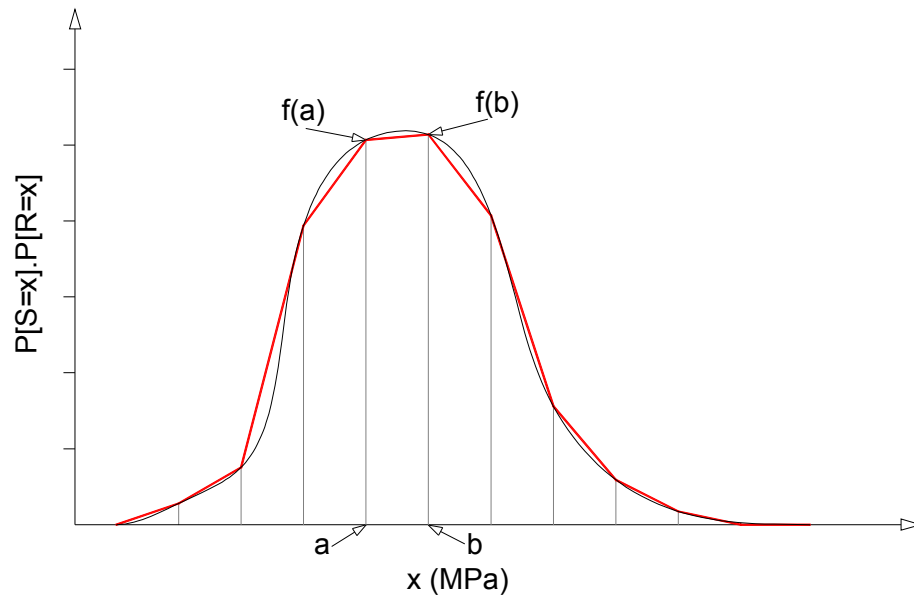


Figura 4: método dos trapézios

#### 2.4.3. Simulação pelo Método Monte Carlo

O método Monte Carlo é um termo genérico utilizado para descrever qualquer método que utilize uma seqüência de números randômicos para realizar cálculos. Consiste na análise dos elementos atribuindo a eles resistências e solicitações randômicas, definidas a partir de critérios pré-estabelecidos (tipo de distribuição, Coeficiente de Variação, por exemplo). Este processo, ilustrado pela figura 5, é repetido numerosas vezes para cada elemento, atribuindo os valores randômicos para a solicitação e a resistência, observando a cada vez se a solicitação ultrapassa a resistência.

Desta forma, vão sendo computados todos os resultados até o número especificado de tentativas e a probabilidade de ruína será dada aproximadamente pela relação entre o número de vezes em que a resistência foi menor que a solicitação e o número total de simulações, ou seja:

$$P_f = \frac{n(R \leq S)}{N} \quad (15)$$

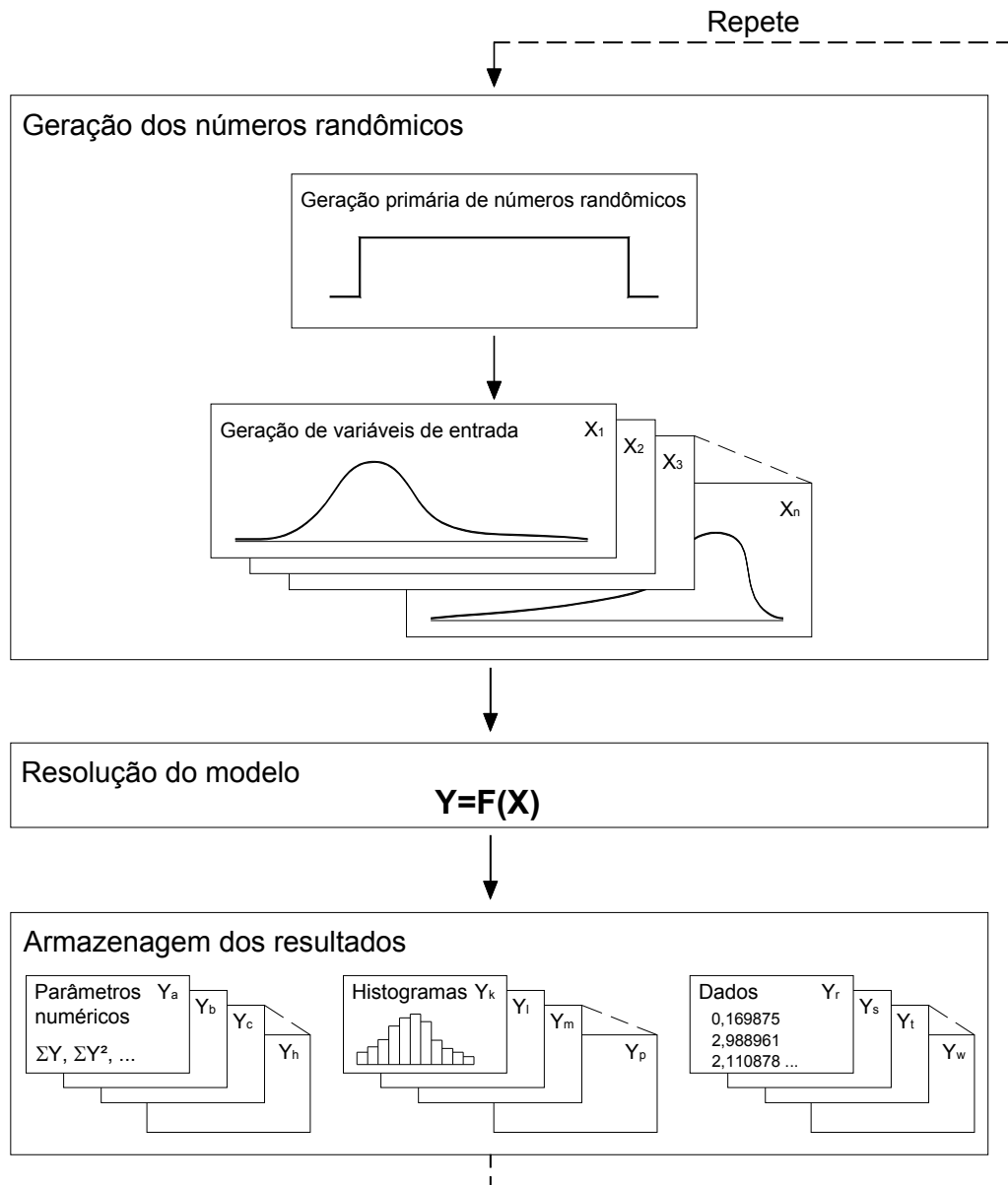


Figura 5: esquema de simulação pelo método Monte Carlo [43]

A figura 6 adiante mostra o resultado gráfico de uma simulação pelo método Monte Carlo feita pelo programa AntHill. Nela, o conjunto de pontos que está acima e à esquerda da linha diagonal no canto inferior direito do quadro representa as situações em que a resistência é maior que a solicitação. As situações de ruína ocorrem para os pontos abaixo e à direita desta linha diagonal, quando a solicitação supera a resistência.

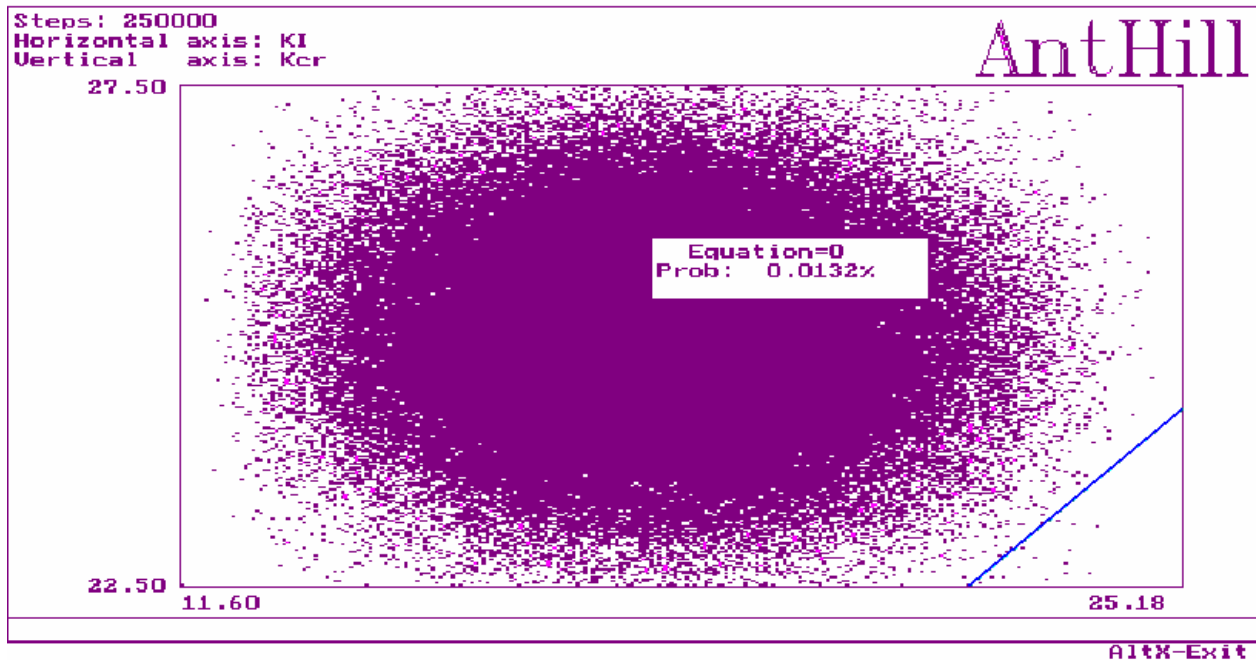


Figura 6: exemplo de saída do programa AntHill (método Monte Carlo)

#### 2.4.4. Outros métodos

Existem diversos outros métodos de possível aplicação, tais como os métodos de primeira e segunda ordem, da confiabilidade condicional e demais. Existem, também, diversos programas computacionais já desenvolvidos para o cálculo da confiabilidade de elementos, alguns adequados à utilização proposta, outros não. Naturalmente, todos os métodos utilizam largamente os computadores para a realização dos cálculos, considerando a quantidade de trabalho envolvido.

## 2.5. Os cálculos de confiabilidade de prédios

As estruturas de edificações podem ser entendidas como uma associação de elementos estruturais. Assim, num prédio de alvenaria estrutural a estrutura poderia ser dividida, basicamente, nos elementos horizontais (lajes e eventuais vigas) e verticais (paredes). As lajes e vigas, por suas características de ductilidade e pelas reduzidas conseqüências advindas de um possível colapso não serão estudadas. As paredes, como já explanado, serão os elementos em que este estudo será focado, restringindo-se ainda aos esforços de compressão, já que flexão lateral de painéis e cisalhamento não têm se mostrado importantes para os casos em estudo.

Lembra-se inicialmente que cada prédio pode conter vários pavimentos, cada um deles formado por várias paredes. As probabilidades de ruína de cada parede podem ser calculadas por qualquer uma das maneiras anteriormente expostas, mas a probabilidade de ruína do prédio como um todo requer um tratamento especial. De fato, após cada parede ter sua confiabilidade conhecida, a probabilidade de falha da estrutura deve ser estimada pela combinação de teorias de sistemas em série (16) e em paralelo (17).

$$P_f = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - p_i) \quad (16)$$

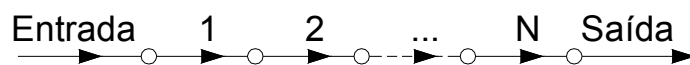


Figura 7: representação do sistema em série [41]

No sistema serial (figura 7), no caso de qualquer elemento falhar a estrutura já colapsa, não havendo possibilidade de redistribuição de cargas. Já no sistema em paralelo (figura 8), a ruína de um elemento determinará uma redistribuição de cargas entre os demais, de forma que a estrutura mantenha-se em pé, porém com condições menores de segurança. Num sistema perfeitamente paralelo, a estrutura só ruiria após o seu último elemento falhar.

$$P_f = \prod_{i=1}^n (p_i) \quad (17)$$

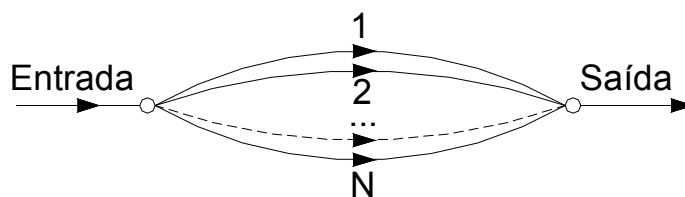


Figura 8: esquema do sistema em paralelo [41]

Na realidade, estes dois tipos de sistemas representam os extremos, não havendo estruturas que, na prática, comportem-se como eles. Deve-se, então, partir para uma combinação destes sistemas para modelar as estruturas reais. Desde já se ressalta que neste trabalho o sistema serial será o utilizado, tanto pelo aspecto da simplicidade quanto pelo comportamento frágil da estrutura. De fato, é tema recorrente

na bibliografia que trata do assunto o cuidado que deve ser tomado com estruturas que apresentem comportamento frágil, em que a redistribuição de cargas é desaconselhada.

Ressalta-se que esta é uma simplificação que define uma importante alteração no mecanismo de colapso do prédio, já que na prática algum nível de redistribuição ocorrerá, seja antes da ruptura de uma parede através do fenômeno do espriamento de cargas, seja após a ruptura pela solidariedade inerente à estrutura. Uma prova incontestável da ocorrência do fenômeno é a ocorrência de inúmeros tipos de reformas nos edifícios em estudo, em que mesmo com a supressão de paredes portantes a estrutura não desaba. Mesmo assim acredita-se que o sistema serial seja o mais adequado, considerando-se que os relatos de alguns desabamentos ocorridos destacam a queda repentina, sem sinais que a antecedam e que alertem os moradores a evacuar os prédios. Desta forma, tendo em vista as mortes já ocorridas e buscando minimizar a possibilidade de perda de mais vidas, opta-se pelo sistema serial.

Destaca-se novamente que esta hipótese está a favor da segurança não sendo, no entanto, antieconômica. De fato, assim que uma parede falhar ou for retirada, as suas vizinhas terão uma elevação das cargas e, conseqüentemente, de suas probabilidades de ruína individuais. A probabilidade de ruína global, então, continuará sendo dada pela combinação das probabilidades individuais de todas as paredes remanescentes. Ora, considerando-se que um prédio usual de quatro pavimentos tem cerca de 300 paredes (75 por pavimento), é fácil perceber que a exclusão de uma parede do cálculo (no caso, a parede que romper primeiro) não trará alterações significativas, ainda mais se sabendo que suas vizinhas terão probabilidades maiores. Esta consideração só não será válida no caso da existência de uma parede que tenha pequena seção transversal e probabilidade de ruína individual muito maior que as demais. Neste caso específico a redistribuição parece obrigatória, e poderá ser facilmente implementada com a ferramenta proposta, bastando-se para tanto eliminar a parede em pauta, redistribuindo sua carga às demais.

## **2.6. Os passos necessários para os cálculos de confiabilidade**

Da análise da literatura existente, pode-se inferir que os principais passos a serem seguidos para o cálculo da confiabilidade, para as finalidades deste trabalho, são os seguintes:



### 2.6.1. Definição das propriedades dos materiais

Deve-se saber, com antecedência, os dados estatísticos (frequência, resistência média, variabilidade) e a distribuição de probabilidade mais adequada aos materiais envolvidos. Também se deve saber se seu comportamento na ruptura será frágil ou dúctil.

De fato, percebe-se que todas as características listadas acima têm extrema importância. É desnecessário discorrer sobre a resistência média, é bastante óbvio que quanto maior ela for, maior será a confiabilidade da estrutura, se forem mantidas constantes as demais condições. Existe, porém, um dado estatístico cuja importância deve ser mais bem explicada: trata-se do Coeficiente de Variação - CV. Esta propriedade, que é resultado da divisão do desvio-padrão pela média da amostra, dá uma medida da constância do material. Materiais com CV's elevados são pouco confiáveis, aumentando a probabilidade de ruína dos elementos estruturais com eles construídos. A figura 9 a seguir ilustra dois materiais com a mesma resistência média mas com Coeficientes de Variação diferentes, de 10% e 20% respectivamente. Percebe-se claramente que a interseção entre a curva das solicitações e a das resistências é muito maior para o material com CV de 20%.

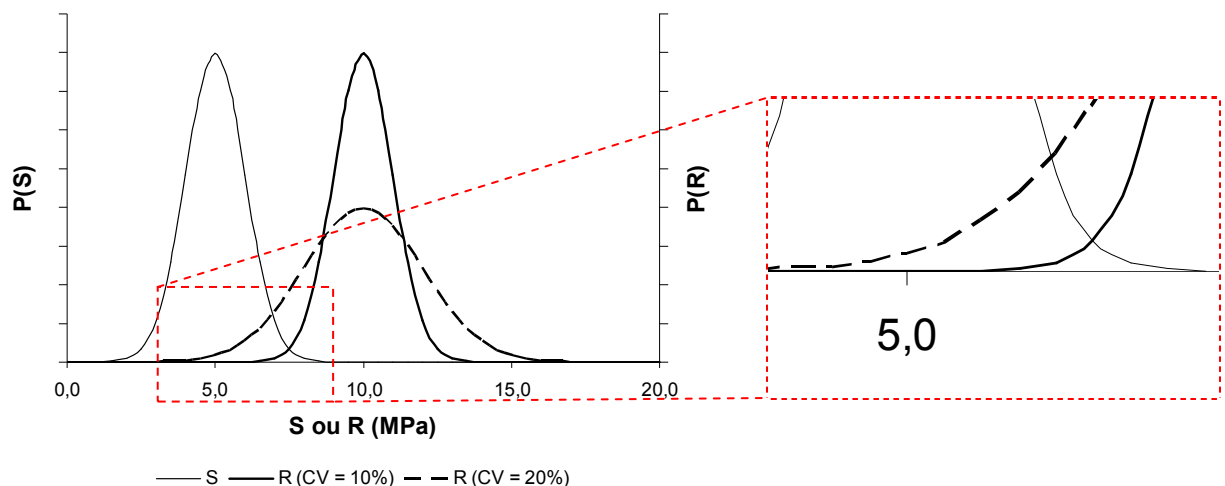


Figura 9: comparação entre materiais com Coeficientes de Variação diferentes

Além da média e do Coeficiente de Variação é fundamental saber qual o tipo de distribuição estatística que melhor representa o comportamento do material em questão. Usualmente a distribuição normal é a adotada, porém para alguns materiais outros tipos de distribuição dão melhores resultados. As figuras 10 a 13 mostram algumas distribuições estatísticas freqüentemente usadas em trabalhos deste tipo.

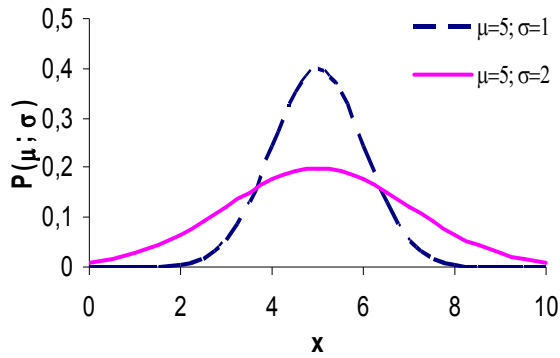


Figura 10: distribuição normal

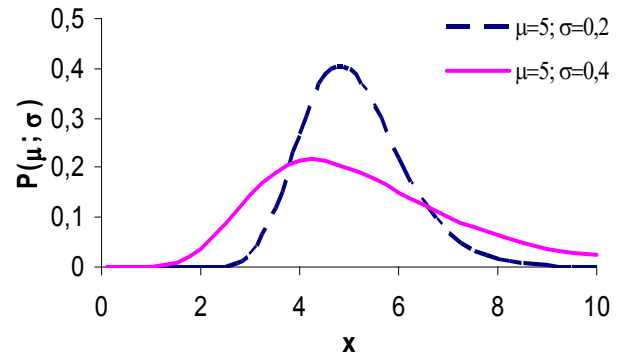


Figura 11: distribuição log-normal

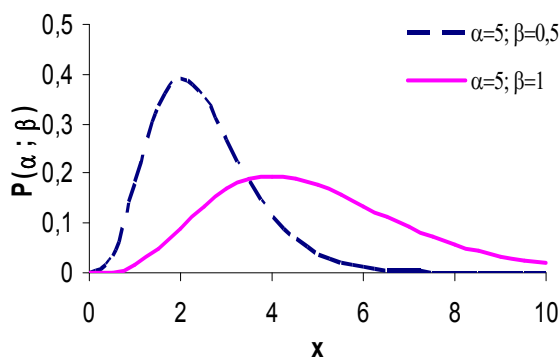


Figura 12: distribuição gama

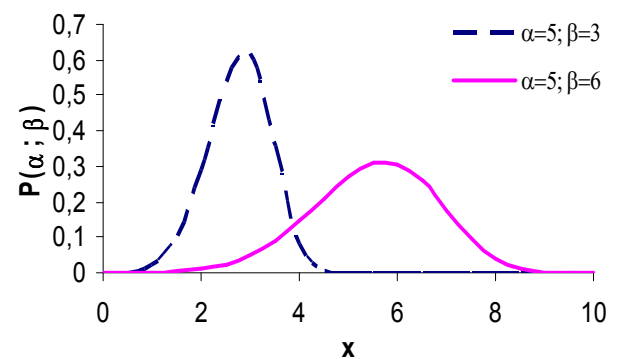


Figura 13: distribuição Weibull

Embora a distribuição normal seja a mais utilizada para as explicações didáticas e até mesmo pela facilidade de domínio, a distribuição que melhor se ajusta à resistência de estruturas parece ser a log-normal, que inclusive é indicada para alvenaria [5, 25, 45].

Ocorre, no entanto, que a norma BS 5628 é baseada na distribuição normal das resistências [8], exceto para resistências obtidas a partir de poucos ensaios. Alerta-se para a dificuldade de estimar os Coeficientes de Variação dos fatores envolvidos, conciliando os valores teóricos obtidos a partir de experiências práticas e ensaios laboratoriais com os valores reais [4]. De fato, no Brasil esta será uma tarefa ainda mais difícil, já que a variabilidade da mão-de-obra é enorme. A influência de falhas construtivas é fundamental, chegando, por exemplo, a reduções da ordem de 30% na resistência da alvenaria no caso de preenchimento inadequado das juntas de assentamento [46].

Percebe-se das afirmações acima que ainda não existe consenso sobre os modelos, havendo inclusive menção para a necessidade do desenvolvimento de modelos para materiais como madeira e alvenaria, ainda não suficientemente estudados [35]. Estas menções à necessidade de maiores estudos para alvenaria,

reconhecendo a falta de trabalhos na área, reforçam o ineditismo do tema proposto neste trabalho.

Quanto ao tipo de ruptura do material, é fácil prever que materiais dúteis apresentam um potencial maior de redistribuição de esforços, ao contrário dos materiais frágeis, onde inclusive esta prática deve ser evitada. De fato, estruturas construídas com materiais frágeis apresentam, como regra, rupturas bruscas e sem aviso prévio – que seria representado por trincas e ruídos característicos – de forma a impossibilitarem a evacuação dos prédios. Assim sendo, é fácil concordar que a possibilidade de ruína para estruturas frágeis deve ser menor que para estruturas dúteis, cuja ruína é precedida de grandes deformações, trincas e estalos que orientarão seus ocupantes a deixá-las antes do desabamento.

#### *2.6.2. Definição das características geométricas e do detalhamento da estrutura*

Além das propriedades intrínsecas dos materiais é importante conhecer as demais características da estrutura. De fato, tanto detalhes de projeto ou execução quanto falhas ou desvios em relação ao projeto têm importância capital. As seções dos elementos estruturais, seus desaprumos e outras características são fatores que podem aumentar ou reduzir a sua resistência em relação aos valores inicialmente esperados. Para a fase de projeto a literatura apresenta valores de desvios a serem considerados, porém para a fase de verificação da segurança é mais interessante efetuar medições *in loco*, de forma a aumentar a precisão dos resultados obtidos.

#### *2.6.3. Definição das resistências da estrutura*

De posse das características dos materiais (resistência média, variabilidade e outras) e da estrutura (dimensões, materiais e outras), pode-se cruzá-las para determinar a capacidade de carga da estrutura, a qual deverá ser comparada às solicitações atuantes para a definição da confiabilidade.

#### *2.6.4. Definição das propriedades básicas das solicitações*

Assim como as resistências oferecidas pela estrutura, as solicitações atuantes devem ser bem conhecidas. Assim, o seu regime de ocorrência, valores médios, Coeficiente de Variação e distribuição estatística devem ser investigados.

No que se refere ao regime de ocorrência, há as solicitações permanentes, como o peso próprio, e as acidentais (móveis e pessoas, por exemplo), além daquelas

excepcionais, como o vento. Segundo a NBR 8681/03 [47] as solicitações permanentes ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. As solicitações variáveis ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média durante a vida da construção, e as excepcionais são aquelas que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção. Neste trabalho, as solicitações permanentes serão representadas pela letra G, as variáveis pela letra Q e o vento pela letra W.

A variabilidade das solicitações tem muitos componentes com influência. O peso próprio, por exemplo, varia tanto com a densidade do material quanto com as dimensões das peças. As demais cargas variarão de acordo com a sua natureza, sempre com fatores específicos [32].

Quanto à distribuição estatística há, como era de se esperar, opiniões diversas acerca do assunto. No exemplo de uma coluna de concreto [35], de acordo com as determinações da proposta de norma do JCSS, adota-se que o peso próprio do concreto e as dimensões da peça seguem a distribuição normal, as cargas variáveis seguem a distribuição gama para as quase permanentes e a exponencial para as de curta duração, e o vento segue a distribuição Gumbel. Já em outro trabalho sobre o projeto de elementos de concreto [28], recomenda-se a distribuição normal para cargas permanentes e G para cargas variáveis.

O Coeficiente de Variação de cargas permanentes pode ser da ordem de 10%, de acidentais de 25% e de vento 37%, segundo aponta Ellingwood et al. 1980 – citado por Harr [41]. Já segundo a norma modelo do JCSS [5, 36, 37], o CV médio para a densidade do concreto e da alvenaria é de 5% apenas, e as dimensões das paredes têm desvio-padrão de 2 a 4%. $a_{nom}$ , elementos de concreto têm desvio-padrão de  $4+0,006.a_{nom}$ , em que  $a_{nom}$  representa a área nominal do elemento. As cargas acidentais, divididas entre as de curta e longa duração, têm média de 0,6 kN/m<sup>2</sup> e desvio-padrão de mesmo valor, o que aponta para um CV de 100%. Já a carga devida ao vento teria um CV de 36%. Perceba-se que todos estes Coeficientes de Variação são obtidos de tratamento estatístico de vários fatores envolvidos. No que se refere ao vento, por exemplo, são apontadas, dentre outras, influências relativas à rugosidade, rajada e forma aerodinâmica, além da influência da pressão em si, que seria função da direção, altura, e de outros dados. Neste trabalho não se busca estudar as solicitações

em si, mas os seus efeitos apenas, de forma que todas as simplificações possíveis são adotadas.

#### 2.6.5. Definição das combinações das solicitações a serem consideradas

Cada tipo de solicitação tem uma probabilidade diferente de ocorrência, de forma que se necessita definir quais serão as combinações a serem consideradas, ressaltando-se desde já que algumas possibilidades podem ser descartadas. De fato, os cálculos no Brasil podem ser bastante simplificados excluindo solicitações devidas à neve e terremotos, por exemplo. Já o vento deve ser considerado, principalmente com a consideração dos últimos fenômenos meteorológicos registrados na região sul do país, a exemplo do furacão Catarina.

Pode-se, então, efetuar o cálculo utilizando a combinação das solicitações mais comuns (permanentes – G; variáveis – Q e vento – W), utilizando suas respectivas distribuições estatísticas. A rigor, também se deveria estimar a probabilidade de ocorrência das solicitações em cada momento específico, pois a probabilidade de que todas as solicitações atinjam seus valores máximos ao mesmo tempo é baixa. Neste trabalho, no entanto, todas as solicitações serão consideradas como simultaneamente atuantes, o que determina uma pequena imprecisão a favor da segurança, como se verá adiante. Esta simplificação é feita para possibilitar o cálculo pela ferramenta proposta, que não contempla a variabilidade temporal das solicitações, o que poderá ser implementado futuramente.

Neste trabalho far-se-á uma combinação simplificada das solicitações, considerando-se distribuições normais específicas para cada uma. Esta combinação S contempla apenas as cargas permanentes (G), acidentais (Q) e devidas ao vento (W), desprezando-se outros carregamentos tais como terremotos ou recalques diferenciais.

A soma dos esforços, que será confrontada com a resistência de cada parede, terá uma distribuição dada pelas equações (18) e (19) [42]. As figuras 14 e 15 ilustram o fato.

$$\mu_S = \mu_G + \mu_Q + \mu_W \quad (18)$$

$$\sigma_S = \sqrt{\sigma_G^2 + \sigma_Q^2 + \sigma_W^2} \quad (19)$$

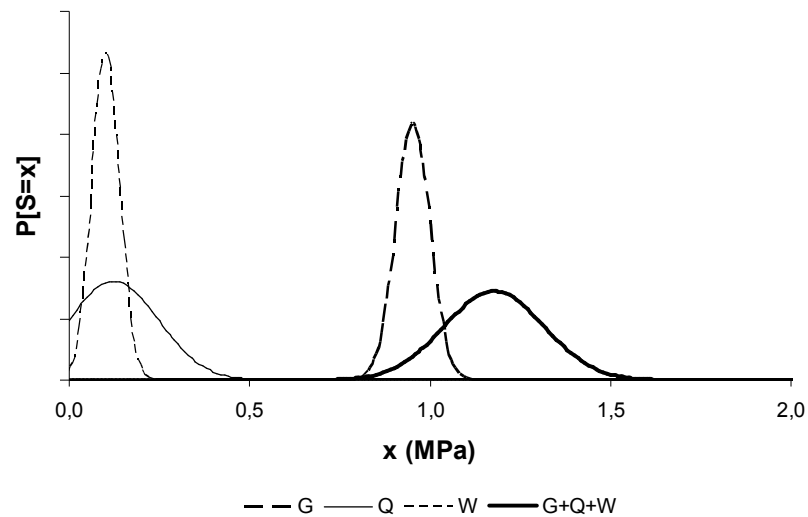


Figura 14: representação das três solicitações consideradas (G, Q e W)

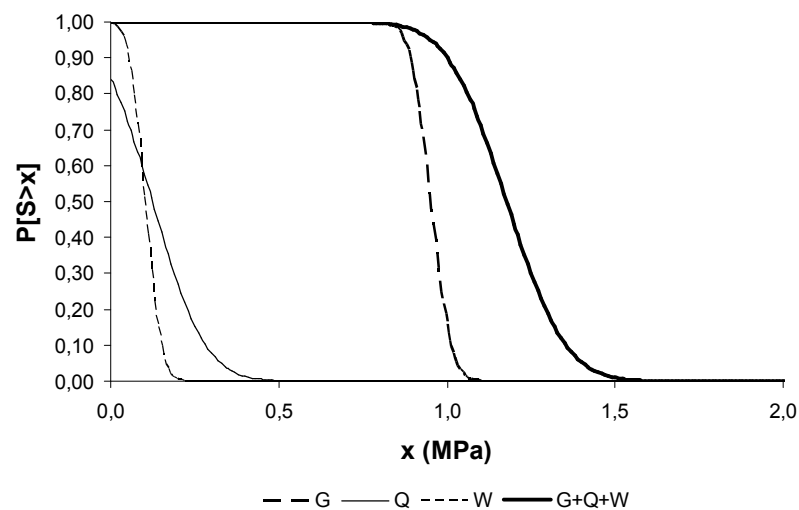


Figura 15: probabilidades acumuladas de superação das tensões por cada tipo de solicitação e da combinação de G, Q e W

#### 2.6.6. Cálculo da confiabilidade

Após conhecer todos os parâmetros e definir as solicitações a serem consideradas, basta executar os cálculos necessários, de acordo com o método escolhido. Considerando as particularidades do trabalho desenvolvido, elaborou-se uma análise paramétrica prévia, que auxiliará no planejamento a ser proposto. Naturalmente os resultados obtidos dão apenas um indicativo da importância de cada fator, já que o fenômeno é claramente não linear e depende de muitas variáveis.

Esta análise prévia foi iniciada pelo estudo da importância da média das solicitações. Foram simuladas quatro situações em que as solicitações médias foram sendo dobradas a cada passo, mantendo-se o seu Coeficiente de Variação e os dados

relativos à resistência inalterados. Assim, no primeiro caso o valor da solicitação média foi de 0,5 MPa, e a probabilidade de ruína  $P_f$  observada, dados os demais parâmetros descritos para o caso 1 da tabela 1, é de  $3,4 \cdot 10^{-6}$ . Na segunda simulação, a solicitação média subiu para 1,0 MPa, quando então a  $P_f$  passou para  $3,2 \cdot 10^{-5}$ . Note-se, no caso 2 da tabela 1, que todos os demais parâmetros foram mantidos constantes, para que somente a influência da média da solicitação fosse medida. Exceção a isto é o desvio-padrão que, naturalmente, também dobrou de valor já que o Coeficiente de Variação das solicitações também foi mantido constante. A figura 16 ilustra os resultados.

Tabela 1: resultados obtidos durante a variação da solicitação média

Situação	$\mu S$	$\sigma S$	CV S	$\mu R$	$\sigma R$	CVR	$\beta$	$P_f$
Caso 1	0,5000	0,0250	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	3,42336E-06
Caso 2	1,0000	0,0500	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	3,23608E-05
Caso 3	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	1,41744E-03
Caso 4	4,0000	0,2000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	1,63400E-01

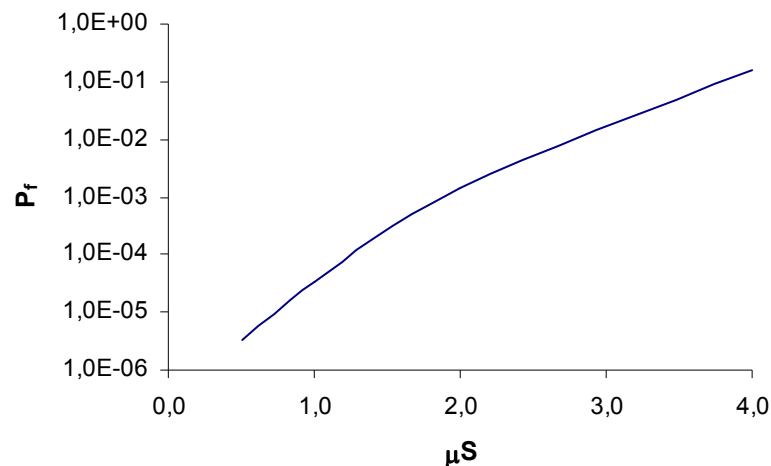


Figura 16: comportamento da probabilidade de ruína frente à variação da média da solicitação

Na terceira e quarta simulações a solicitação média foi de 2,0 e 4,0 MPa, para os quais a  $P_f$  foi de  $1,4 \cdot 10^{-3}$  e  $1,6 \cdot 10^{-1}$ , respectivamente. Percebe-se que os valores médios das solicitações têm grande influência, como era de se esperar. Ao aumentar oito vezes o valor das solicitações o aumento na probabilidade de ruína foi de 47 mil vezes. O gráfico foi plotado em escala logarítmica para permitir uma melhor visualização.

O segundo parâmetro testado foi o Coeficiente de Variação da solicitação, mantendo-se constantes os demais dados. Da mesma forma que para o exemplo anterior, foram simuladas quatro situações, sendo que em cada uma delas o CV dobrava, conforme mostram a tabela 2 e a figura 17. Neste caso, aumentando-se em

oito vezes o Coeficiente de Variação, a probabilidade de ruína aumenta em cerca de sete vezes. Merece destaque o fato de que os acréscimos não são lineares, mas seguem uma tendência exponencial.

Este comportamento não-linear é facilmente entendido da observação da figura 9, que mostra as interferências entre curvas de solicitação e resistências. Ao se dobrar o Coeficiente de Variação, uma área comum quase imperceptível passa a ter uma magnitude tal que, no gráfico, pode ser estimada a olho nu. Isto reforça a necessidade de uma ferramenta adequada para o cálculo da confiabilidade das estruturas, já que a sua segurança não varia linearmente com os fatores envolvidos.

Tabela 2: resultados obtidos frente ao aumento do Coeficiente de Variação da solicitação

Situação	$\mu S$	$\sigma S$	CV S	$\mu R$	$\sigma R$	CV R	$\beta$	$P_f$
Caso 1	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	1,41744E-03
Caso 2	2,0000	0,2000	10,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	1,63193E-03
Caso 3	2,0000	0,4000	20,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	2,67290E-03
Caso 4	2,0000	0,8000	40,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	9,57477E-03

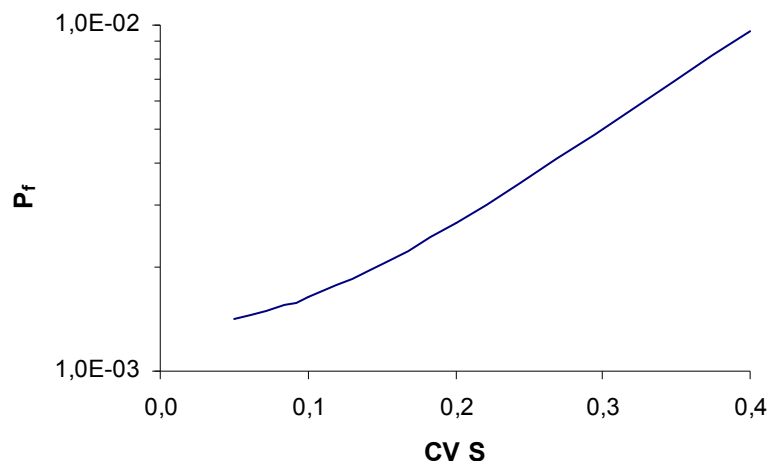


Figura 17: evolução da probabilidade de ruína com o aumento do Coeficiente de Variação da solicitação

A terceira bateria de testes estudou o comportamento da  $P_f$  frente à variação das resistências. Neste estudo verifica-se que um acréscimo de oito vezes na resistência média, para as demais condições fixadas, reduz em 4700 vezes a probabilidade de ruína, como mostram a tabela 3 e a figura 18.

Tabela 3: resultados obtidos durante a variação da resistência média

Situação	$\mu S$	$\sigma S$	CV S	$\mu R$	$\sigma R$	CV R	$\beta$	$P_f$
Caso 1	1,0000	0,0500	5,0%	2,0000	0,4000	20,0%	1,0000	6,55634E-03
Caso 2	1,0000	0,0500	5,0%	4,0000	0,8000	20,0%	1,0000	9,10555E-05
Caso 3	1,0000	0,0500	5,0%	8,0000	1,6000	20,0%	1,0000	6,13614E-06
Caso 4	1,0000	0,0500	5,0%	16,0000	3,2000	20,0%	1,0000	1,38827E-06



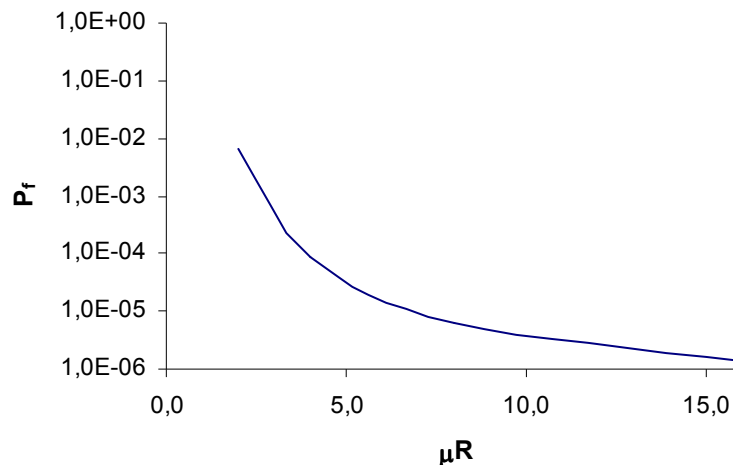


Figura 18: decréscimo da probabilidade de ruína com o aumento da média da resistência

Já para o Coeficiente de Variação das resistências, observa-se que ao se aumentar valor do parâmetro em oito vezes a probabilidade de ruína aumenta mais de cem milhões de vezes, para os casos testados, conforme se vê na tabela 4 e figura 19. Isto demonstra a grande importância da homogeneidade das estruturas construídas, apontando para o fato de que este deve ser um dos fatores mais importantes a serem considerados. Cabe ressaltar, no entanto, que a obtenção do valor real do CV da resistência é extremamente difícil. Ele variará, dentre outras coisas, em função dos materiais utilizados (tijolos/blocos, argamassa e graute), da qualidade da mão-de-obra (experiente ou inexperiente), das condições climáticas existentes durante o levantamento das paredes. Percebe-se então que o CV tende a ser diverso de prédio para prédio e até mesmo em diferentes pavimentos. Isto, no entanto, pode ser amenizado pela utilização inicial de valores constantes na bibliografia, que posteriormente seriam gradualmente substituídos pelos valores observados *in loco*.

Tabela 4: resultados obtidos pela alteração do Coeficiente de Variação da resistência

Situação	$\mu S$	$\sigma S$	CV S	$\mu R$	$\sigma R$	CV R	$\beta$	$P_f$
Caso 1	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	0,5000	10,0%	1,0000	2,01523E-09
Caso 2	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	1,0000	1,41744E-03
Caso 3	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	2,0000	40,0%	1,0000	6,70500E-02
Caso 4	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	4,0000	80,0%	1,0000	2,26698E-01

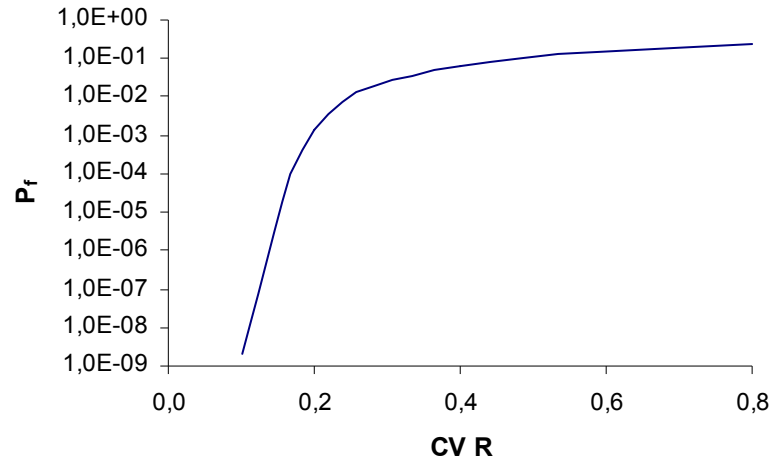


Figura 19: comportamento da probabilidade de ruína frente ao aumento do Coeficiente de Variação da resistência

Também o fator  $\beta$  foi testado, como forma de buscar quantificar a influência dos desaprumos, excentricidades de carregamento e altura das paredes. Ao se reduzir o valor de  $\beta$  de 1,0 para 0,7, observou-se que a probabilidade de ruína foi aumentada em cerca de 48 vezes, o que dá uma medida da importância do fator. O comportamento de  $P_f$  frente à variação de  $\beta$  pode ser observado na tabela 5 e na figura 20.

Tabela 5: resultados obtidos durante a variação de  $\beta$

Situação	$\mu S$	$\sigma S$	CV S	$\mu R$	$\sigma R$	CV R	$\beta$	$P_f$
Caso 1	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	<b>0,7000</b>	6,77768E-02
Caso 2	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	<b>0,8000</b>	2,32913E-02
Caso 3	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	<b>0,9000</b>	6,43055E-03
Caso 4	2,0000	0,1000	5,0%	5,0000	1,0000	20,0%	<b>1,0000</b>	1,41744E-03

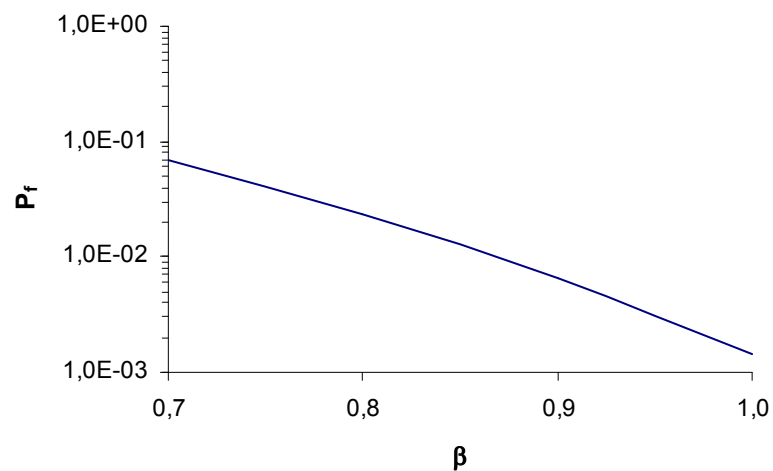


Figura 20: decréscimo da probabilidade de ruína frente ao aumento de  $\beta$

Buscando verificar a adequação da ferramenta, foram efetuados cálculos preliminares utilizando o método analítico, o numérico e o Monte Carlo. Os métodos analítico e numérico foram desenvolvidos conforme as explicações anteriores, e o método Monte Carlo foi baseado no programa Anthill for Windows, cuja versão de teste é distribuída com a obra de Marek [43].

Foram elaborados nove testes em que os valores das solicitações e resistências variaram aleatoriamente, de forma a contemplar diversas possibilidades, e um décimo teste em que a solicitação e a resistência tinham a mesma média e desvios-padrão diferentes. As tabelas 6 e 7 a seguir mostram os resultados das simulações.

Tabela 6: resultados da  $P_f$  para a distribuição normal

Teste	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Teste 4	Teste 5	Teste 6	Teste 7	Teste 8	Teste 9	Teste 10
$G_m$ (MPa)	0,5000	0,5000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,5000	0,5000	5,0000
$\sigma G$	0,0200	0,0200	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,0200	0,0200	0,5000
$Q_m$ (MPa)	0,0300	0,0300	0,0300	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,0300	0,0300	0,0000
$\sigma Q$	0,0300	0,0300	0,0300	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,0300	0,0300	0,0000
$W_m$ (MPa)	0,1000	0,1000	0,1000	0,1000	0,1000	0,1000	0,5000	0,1000	0,1000	0,0000
$\sigma W$	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250	0,1000	0,0250	0,0250	0,0000
$R_m$ (MPa)	3,0000	4,0000	3,0000	3,0000	4,0000	4,0000	4,0000	5,0000	6,0000	5,0000
$\sigma R$	1,0000	1,0000	0,5000	0,5000	1,0000	2,0000	2,0000	1,0000	1,0000	1,0000
1ª simulação Anthill	0,00800	0,00024	0,00022	0,03312	0,01930	0,11512	0,16368	0,00000	0,00000	0,50060
2ª simulação Anthill	0,00798	0,00036	0,00038	0,03398	0,01980	0,11474	0,16264	0,00002	0,00000	0,49716
3ª simulação Anthill	0,00738	0,00050	0,00016	0,03236	0,02082	0,11422	0,16438	0,00000	0,00000	0,49924
4ª simulação Anthill	0,00682	0,00032	0,00030	0,03496	0,01956	0,11558	0,16242	0,00000	0,00000	0,50102
5ª simulação Anthill	0,00790	0,00030	0,00030	0,03316	0,02048	0,11644	0,16232	0,00002	0,00000	0,50108
6ª simulação Anthill	0,00644	0,00032	0,00024	0,03390	0,01978	0,11550	0,16676	0,00000	0,00000	0,50260
7ª simulação Anthill	0,00784	0,00030	0,00030	0,03398	0,01996	0,11494	0,16162	0,00000	0,00000	0,50260
8ª simulação Anthill	0,00812	0,00038	0,00034	0,03248	0,02078	0,11566	0,16384	0,00002	0,00000	0,49700
9ª simulação Anthill	0,00758	0,00054	0,00020	0,03316	0,02074	0,11484	0,16362	0,00000	0,00000	0,49896
10ª simulação Anthill	0,00764	0,00036	0,00032	0,03434	0,02118	0,11830	0,16346	0,00000	0,00000	0,50224
Resultado médio Anthill	0,00757	0,00036	0,00028	0,03354	0,02024	0,11553	0,16347	0,00001	0,00000	0,50025
Resultado analítico	0,00895	0,00038	0,00027	0,02845	0,01732	0,12330	0,16740	0,00001	4,06E-08	0,50000
Diferença Anthill/analítico	-15%	-5%	3%	18%	17%	-6%	-2%	-5%	-100%	0%
Resultado numérico	0,00895	0,00038	0,00027	0,02845	0,01732	0,12327	0,16740	0,00001	4,06E-08	0,50000
Diferença numérico/analítico	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

Percebe-se na tabela 6, que apresenta os resultados obtidos quando a distribuição normal é adotada para solicitações e resistências, que os modelos apresentam convergência de valores para todas as hipóteses testadas, exceto para o nono teste, em que a probabilidade de ruína é muito pequena. Isto se deve ao fato de que o programa disponível para teste tem uma limitação de 50.000 resultados por simulação. Assim sendo, a mínima probabilidade de ruína que pode ser apontada por ele é de um resultado em cinqüenta mil, de forma que o programa não pode apontar probabilidades inferiores a  $2 \cdot 10^{-5}$ . Também é importante ressaltar que a precisão da simulação por Monte Carlo é proporcional ao número de simulações, ou seja, caso

fosse possível simular com um maior número de passos, as diferenças tenderiam a reduzir.

Ainda na tabela 6 pode-se observar que os métodos numérico e analítico apresentam resultados similares, que naturalmente variam um pouco face à natureza do método numérico, mas cuja diferença é absolutamente desprezível.

A tabela 7 mostra os resultados obtidos quando a distribuição log-normal foi atribuída às solicitações e às resistências. Os resultados apontam para a mesma adequação entre os três métodos observada para as simulações efetuadas com a distribuição normal.

Tabela 7: resultados da  $P_f$  para a distribuição log-normal

Teste	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Teste 4	Teste 5	Teste 6	Teste 7	Teste 8	Teste 9	Teste 10
$G_m$ (MPa)	0,5000	0,5000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,5000	0,5000	5,0000
$\sigma G$	0,0200	0,0200	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,0200	0,0200	0,5000
$Q_m$ (MPa)	0,0300	0,0300	0,0300	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,0300	0,0300	0,0000
$\sigma Q$	0,0300	0,0300	0,0300	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,0300	0,0300	0,0000
$W_m$ (MPa)	0,1000	0,1000	0,1000	0,1000	0,1000	0,1000	0,5000	0,1000	0,1000	0,0000
$\sigma W$	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250	0,1000	0,0250	0,0250	0,0000
$R_m$ (MPa)	3,0000	4,0000	3,0000	3,0000	4,0000	4,0000	4,0000	5,0000	6,0000	5,0000
$\sigma R$	1,0000	1,0000	0,5000	0,5000	1,0000	2,0000	2,0000	1,0000	1,0000	1,0000
1ª simulação Anthill	0,00002	0,00000	0,00002	0,03312	0,01352	0,06298	0,12332	0,00000	0,00000	0,52960
2ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00004	0,03318	0,01408	0,06284	0,12310	0,00000	0,00000	0,52832
3ª simulação Anthill	0,00002	0,00000	0,00004	0,03324	0,01388	0,06264	0,12290	0,00000	0,00000	0,52654
4ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00002	0,03392	0,01344	0,06412	0,12442	0,00000	0,00000	0,52920
5ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00004	0,03316	0,01342	0,06210	0,11938	0,00000	0,00000	0,52500
6ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00000	0,03314	0,01344	0,06402	0,11924	0,00000	0,00000	0,52708
7ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00000	0,03382	0,01318	0,06230	0,12230	0,00000	0,00000	0,52298
8ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00004	0,03368	0,01368	0,06440	0,12298	0,00000	0,00000	0,52940
9ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00008	0,03354	0,01440	0,06436	0,12306	0,00000	0,00000	0,52706
10ª simulação Anthill	0,00000	0,00000	0,00004	0,03314	0,01342	0,06284	0,12400	0,00000	0,00000	0,52500
Resultado médio Anthill	0,000004	0,000000	0,000032	0,033394	0,013646	0,063260	0,122470	0,000000	0,000000	0,527018
Resultado analítico	0,000003	0,000000	0,000030	0,034351	0,010962	0,067731	0,127884	0,000000	0,000000	0,526311
Diferença Anthill/analítico	49%	---	8%	-3%	24%	-7%	-4%	---	---	0%
Resultado numérico	0,000003	0,000000	0,000030	0,034351	0,010962	0,067731	0,127884	0,000000	0,000000	0,526311
Diferença numérico/analítico	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	---	---	0%

## Capítulo 3. METODOLOGIA

---

### 3.1. A proposta geral

Considerando que não foram encontrados, na pesquisa bibliográfica, trabalhos similares ao aqui proposto, inicialmente será feita uma breve descrição dos passos necessários ao cálculo da confiabilidade das estruturas em alvenaria.

O primeiro passo para a estimativa da probabilidade de ruína de um edifício já construído é definir as tensões atuantes nos elementos estruturais. No caso de prédios em alvenaria estrutural, aos quais este trabalho se restringe, devem ser seguidos os passos descritos adiante.

Inicialmente deve-se estudar a geometria do prédio, englobando as medidas de vãos, espessuras e comprimentos de paredes, espessuras de revestimentos e lajes, elaborando um projeto arquitetônico *como construído*.

Sobre este projeto deve-se elaborar, em planta e em corte, o esquema de funcionamento estrutural (ou o modelo estrutural) do prédio, definindo o mecanismo e direção do apoio das lajes, e com isso a distribuição das cargas por elas transmitidas às paredes estruturais. Neste caso é importantíssimo saber se as lajes são maciças ou pré-fabricadas, se há engastes e onde se localizam, enfim, tudo o que possa definir onde as cargas serão descarregadas. A obtenção do projeto estrutural neste caso poderá auxiliar em muito, porém não se pode excluir a necessidade de ensaios destrutivos para se chegar a conclusões satisfatórias acerca das condições de apoio.

Para que se saiba quais as tensões atuantes na estrutura deve-se então definir as cargas permanentes (peso próprio) aplicadas às paredes, por meio das medições realizadas – volumes – e de dados normalizados – densidades. As densidades podem ser estimadas, ainda, com base em medições de corpos-de-prova coletados *in loco*, ressaltando-se que, neste caso, as coletas devem fornecer valores estatisticamente representativos. Para as paredes, a eventual retirada de corpos-de-prova para a determinação da resistência também poderá ser utilizada para a estimativa do peso próprio.

Devem também ser definidas as cargas variáveis atuantes em cada laje, a partir de medidas *in loco* ou de dados bibliográficos ou normalizados. A distribuição destas cargas variáveis às paredes deve ser definida pelas condições de apoio das lajes, já estudadas. Especial atenção deve ser dada à carga do reservatório superior, pela sua importância relativa na maioria dos casos.

As cargas de vento atuantes no edifício serão, em casos correntes, estimadas com base nas prescrições normativas, a menos que as condições do prédio em estudo definam a necessidade de ensaios em túnel de vento, por exemplo. Obtidas as cargas totais, estas devem ser distribuídas a cada parede de acordo com alguma teoria válida, tais como elementos finitos ou mesmo a distribuição proporcional à inércia de cada parede, adotada a hipótese do diafragma rígido para as lajes.

Depois de definidas as cargas atuantes, deve-se relacionar a cada uma delas a distribuição estatística mais apropriada e estimados os respectivos Coeficientes de Variação. Isto será feito inicialmente com base em dados disponíveis na bibliografia, porém podem ser iniciados programas de coletas de dados para que, no futuro, as condições brasileiras sejam mais bem representadas tanto para o caso de edifícios já construídos quanto para a adoção de parâmetros de variabilidade em projetos inteiramente probabilísticos.

Igualmente devem ser definidas as propriedades dos materiais envolvidos (resistência média, variabilidade). Isto deve ser feito a partir de ensaios laboratoriais de amostras colhidas *in loco*. De fato, cada edifício terá materiais com propriedades diferentes, sobretudo no que se refere à resistência média, já que tanto as unidades cerâmicas quanto a argamassa, a mão-de-obra e as demais condições de execução tendem a variar muito de um prédio para outro. Na realidade, a regra dita que mesmo dentro de um mesmo prédio haverá uma grande variabilidade da resistência para cada parede erigida. Como, no entanto, não se poderá medir a resistência de cada parede, deve-se optar por medir a resistência de algumas e, a partir daí, generalizar para as demais. O Coeficiente de Variação, neste caso, servirá como balizador na estimativa da heterogeneidade. Este coeficiente poderá, inicialmente, ser aquele disponível na literatura, passando posteriormente a ser utilizados dados dos próprios ensaios para os cálculos. Para a estimativa das resistências médias pode ser empregada, por exemplo, a retirada de corpos-de-prova das paredes, ou outros métodos disponíveis. Esta resistência poderá considerar todos os fatores envolvidos, tais como o revestimento, por exemplo, de forma a possibilitar uma análise mais real do problema.

Aqui se deve ressaltar que embora não se recomende tecnicamente que a resistência do revestimento seja considerada nos cálculos, é fato conhecido que no caso de se empregar unidades de alvenaria muito fracas, o revestimento costuma responder por uma parcela importante da resistência das paredes. Segundo ensaios científicos efetuados [48], a simples adoção de revestimento de 2,0 cm de argamassa

em cada lado de uma fraca parede de tijolos a espelho pode aumentar em até 33 vezes a sua capacidade de carga, além do aumento de rigidez e ductilidade. Se a parede for erigida com blocos mais resistentes, no entanto, embora o aumento na resistência continue sendo sensível, tal acréscimo é de apenas 22% [49]. Naturalmente então, esta consideração dependeria de análise rigorosa a ser efetuada caso a caso, em que o profissional responsável pesaria os prós e contras envolvidos. É importante ressaltar que este ganho de resistência deve apenas ser considerado em situações emergenciais, não devendo em nenhuma hipótese ser considerado nem no projeto e nem na consideração da estabilidade do prédio em longo prazo. O revestimento, submetido a esforços não previstos, tende a descolar da parede e, isto ocorrendo, não exercerá nenhuma influência na resistência remanescente, quando se passará para um estágio de colapso brusco. Além disso, os resultados observados nos ensaios apontam que as paredes revestidas mantêm as características de ruptura frágil, com fissuras somente muito próximas do colapso ou mesmo de esmagamento sem aviso prévio.

Depois de definidas as resistências deve-se atribuir uma distribuição estatística às mesmas, que inicialmente será a indicada na bibliografia e posteriormente pode ser substituída por uma curva mais realista, assim que existam dados suficientes para tal.

Devem ainda ser medidas as eventuais imperfeições que determinem redução das resistências das paredes, tais como desaprumos, aberturas, rasgos e outros. Nesta fase deve ser calculado o coeficiente de redução de capacidade de carga,  $\beta$ , que considera a esbeltez de cada parede, as excentricidades geométricas e devidas ao carregamento. Este coeficiente deverá ser, obrigatoriamente, definido com base teórica, já que a possibilidade de se efetuar provas de carga para cada parede é afastada.

Grande atenção deve ser dada a eventuais erros de locação, que determinam a consideração de excentricidades maiores para as paredes diminuindo o coeficiente  $\beta$  (e com isso aumentando a probabilidade de ruína dos elementos).

A boa prática em alvenaria estrutural determina que dutos hidráulicos não sejam embutidos em paredes estruturais, e que dutos destinados à fiação sejam sempre embutidos no sentido vertical. No caso destas recomendações serem seguidas não há motivo para considerações complementares acerca da excentricidade de carregamento, porém se for constatada a ocorrência de trechos significativos de dutos embutidos no sentido horizontal de paredes, a vistoria deve apontá-los. Tal medida faz-se necessária devido ao fato de que o rasgo realizado na parede também ocasionará

uma excentricidade adicional, conforme mostra a figura 21. Alerta-se para o fato de que o preenchimento do rasgo com argamassa não impede a ocorrência desta excentricidade.

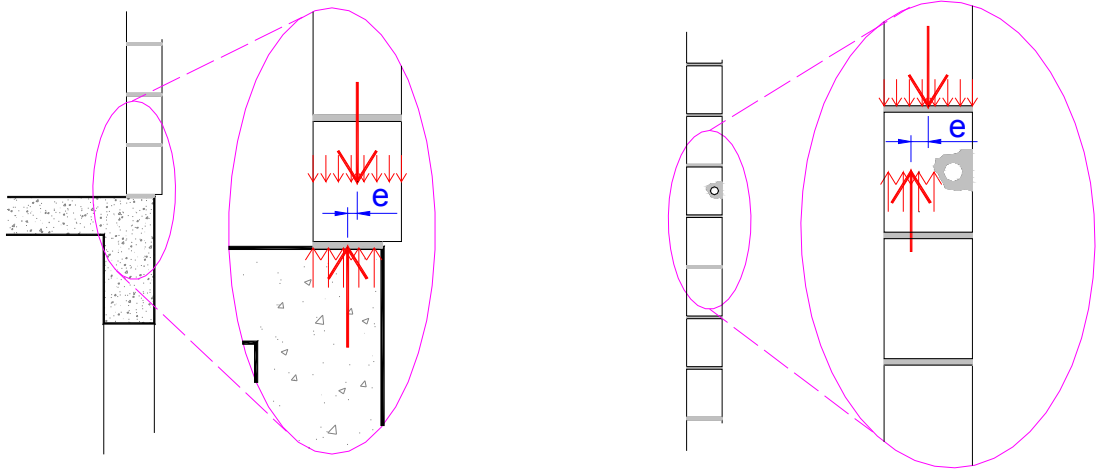


Figura 21: excentricidades causadas por erro de locação e por rasgo horizontal na alvenaria

A importância da correta consideração destes fatores é reforçada pela observação da figura 22, que mostra uma redução importante na resistência à compressão do elemento quando ocorre um aumento da excentricidade. A figura 22 é válida para uma parede com Coeficiente de Esbeltez (CE) igual a 14.

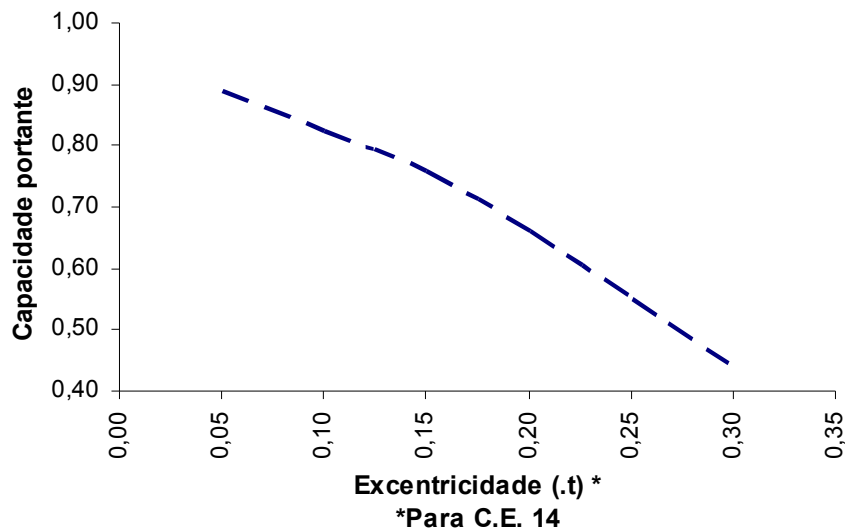


Figura 22: redução na capacidade portante da parede frente ao aumento da excentricidade

O coeficiente de esbeltez é a razão entre a altura e a espessura efetivas, conforme mostra a figura 23. A largura efetiva pode ser obtida de tabelas existentes em normas, porém para os casos usuais em edificações residenciais ela será a própria largura do elemento, descontado o revestimento.



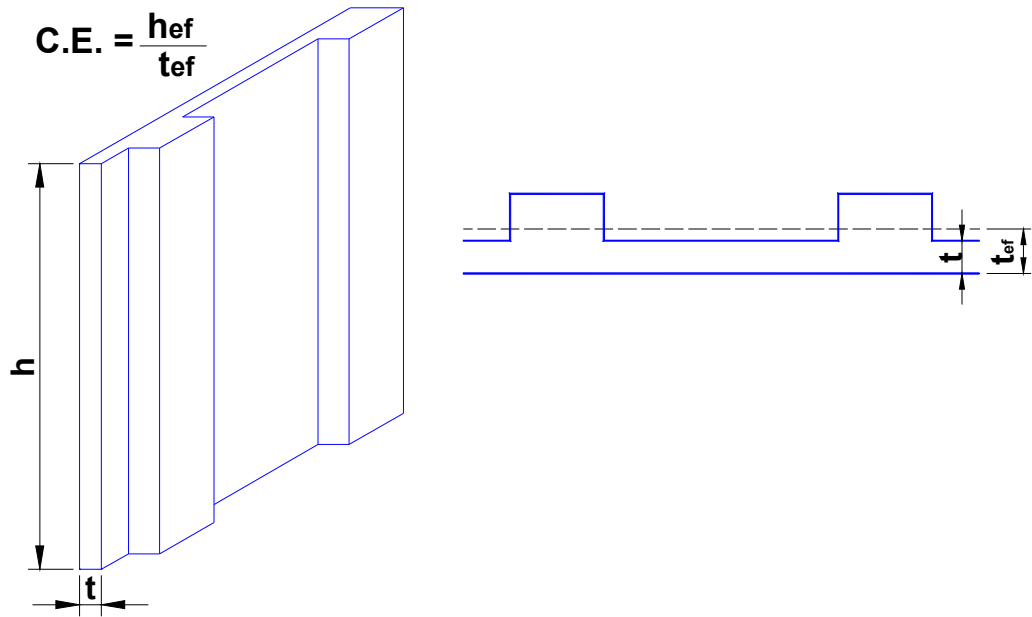


Figura 23: esquema de cálculo do Coeficiente de Esbeltez

Já a altura efetiva dependerá das condições de vinculação das paredes em suas extremidades superior e inferior. Para paredes solidarizadas com as lajes por meio de cintas de respaldo a norma britânica BS 5628 admite uma condição de semi-engastamento, em que a altura efetiva será de 3/4 da altura útil (figura 24). Para as condições em que não há esta solidarização, a BS 5628 admite o modelo bi-rotulado, em que a altura efetiva é igual à altura do elemento. A NBR 10837 recomenda o cálculo considerando a altura efetiva para os dois casos de vinculação (figuras 24 e 25).

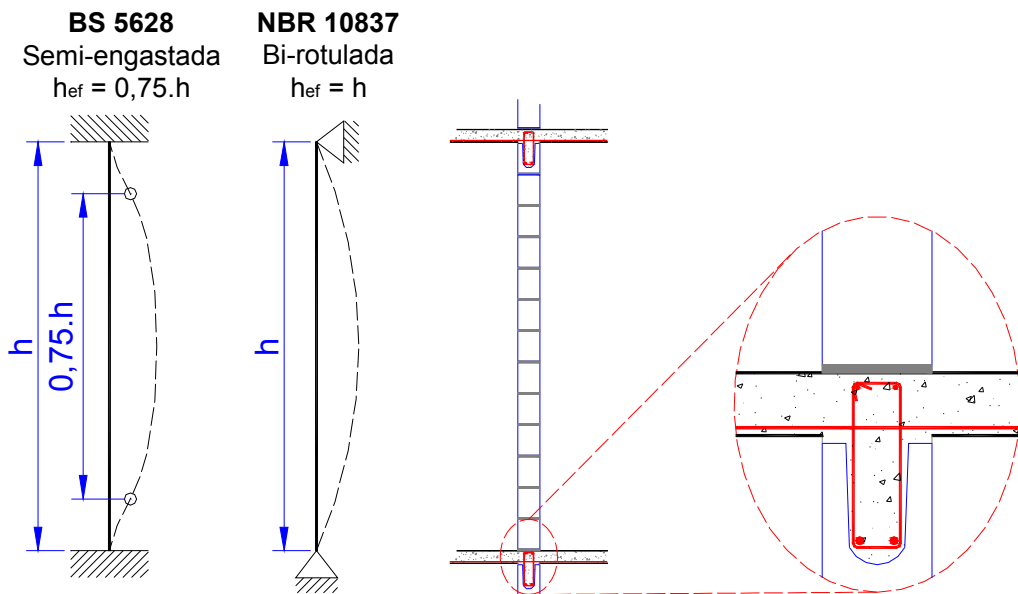


Figura 24: considerações da altura efetiva para o caso de parede solidarizada à laje

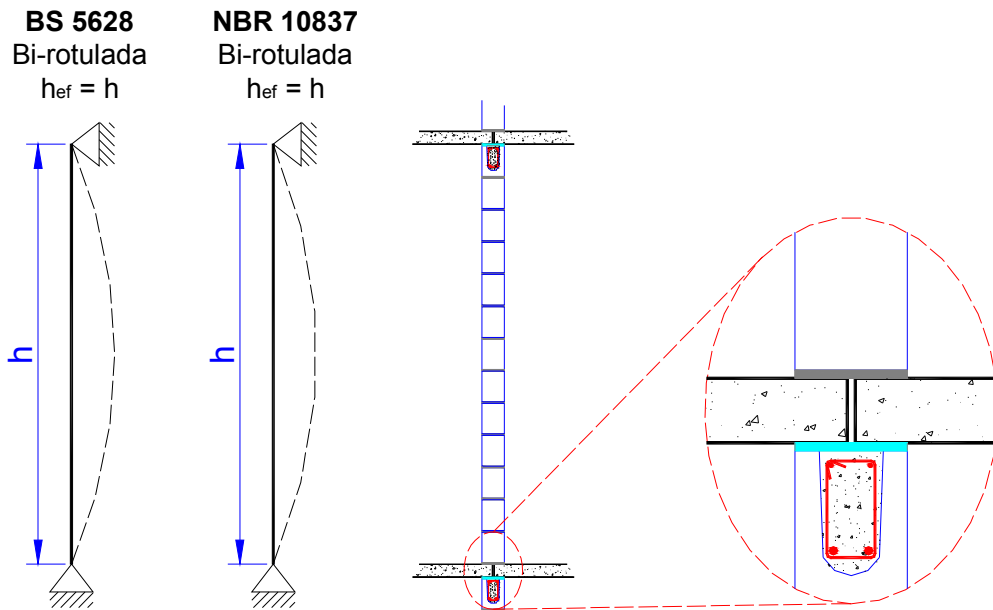


Figura 25: considerações da altura efetiva para o caso de parede dessolidarizada da laje

Finalmente, após a obtenção de todos os dados necessários ao cálculo da probabilidade de ruína do edifício, bastará aplicar a teoria proposta, de acordo com os exemplos que serão a seguir detalhados.

Este cálculo de confiabilidade será feito em planilhas eletrônicas de cálculo desenvolvidas especialmente para este fim. As planilhas, que consideram todos os dados necessários, devem ser adaptadas a cada caso com o número de paredes e os intervalos a serem considerados para solicitações e resistências. Após esta adaptação inicial, devem ser informados os valores das solicitações e das resistências com os seus coeficientes de variação associados, além dos coeficientes  $\beta$  de cada parede.

Para os fins desta tese, o colapso da estrutura será admitido no instante em que ruir o seu primeiro membro, ou seja, serão desconsideradas as possíveis redistribuições de cargas e o colapso progressivo, o que poderá ser estudado em trabalhos complementares. Justifica-se esta prática pelo fato já explicado de que a alvenaria estrutural comprimida apresenta características de ruptura frágil, não havendo grandes reservas de segurança a partir da primeira ruptura. Também será considerada apenas a probabilidade de ruína das paredes, desconsiderando-se as lajes e eventuais vigas existentes no prédio, tanto pelo seu comportamento dúctil quanto pelas conseqüências relativamente pequenas de uma eventual ruptura destes elementos na estabilidade global do prédio.

Além da análise efetuada para as paredes, cabe lembrar que é fato bem conhecido que nenhuma estrutura é mais segura que sua fundação. Estruturas de

fundações e alterações posteriores por conta da má utilização (ampliações, supressões de trechos de paredes), podem facilmente ser estimadas utilizando-se a metodologia aqui proposta, como se verá adiante.

Casos de redistribuição de esforços, no entanto, não são cobertos pela ferramenta automaticamente. No caso de recalques diferenciais ou mesmo na ocorrência do fenômeno conhecido como *efeito arco* (figura 26), as confiabilidades dos elementos envolvidos serão severamente modificadas. A única maneira de se considerar estes e outros casos em que existam migrações de tensões é o cálculo destas migrações por outros métodos, como o dos elementos finitos, e a inserção dos novos valores das solicitações na ferramenta.

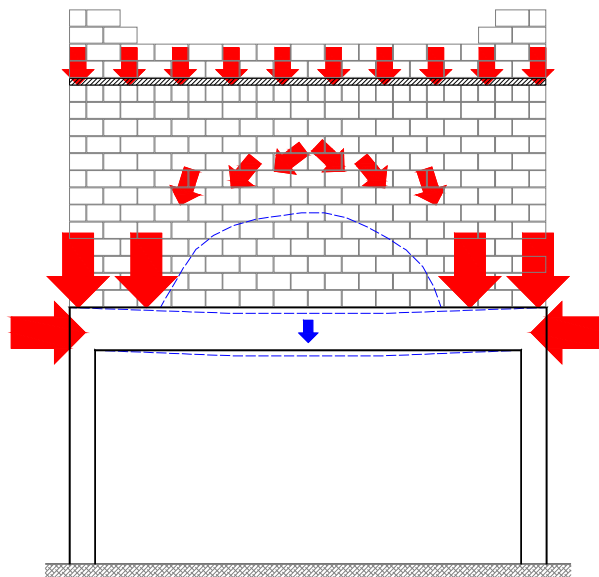


Figura 26: esquema de migração de tensões no efeito arco

### 3.2. Estudo de caso para os prédios da Região Metropolitana de Recife

Depois de expostas as principais teorias envolvidas no cálculo da confiabilidade deve-se partir para a abordagem de questões práticas que serão encontradas na aplicação da ferramenta. Considerando as dificuldades inerentes ao trabalho de avaliação de milhares de edifícios, propõe-se uma metodologia de avaliação da probabilidade de ruína em massa.

O primeiro passo a ser seguido seria a obtenção dos projetos arquitetônicos e uma visita aos respectivos prédios, buscando com isso efetuar um inventário das condições existentes. Nesta etapa, que poderia ser feita por técnicos em edificações ou

estudantes dos cursos de arquitetura e engenharia, por exemplo, seria verificada a obediência ao projeto na fase de execução, as dimensões das peças, as condições de apoio das lajes, a existência de eventuais alterações por parte dos moradores (acréscimos ou supressões de paredes) e os materiais utilizados em cada parte do edifício. Seria assim elaborado um projeto arquitetônico *como construído*, ou um cadastro, de cada prédio. Todos os pavimentos e todas as unidades residenciais deveriam ser percorridos em busca de eventuais modificações, tais como a supressão de paredes ou a instalação de um ar condicionado, por exemplo, (neste caso tanto o buraco para o ar condicionado quanto eventuais rasgos na alvenaria para a instalação elétrica deveriam ser catalogados).

Este trabalho inicial geraria elevações das paredes estruturais, como a exemplificada na figura 27.

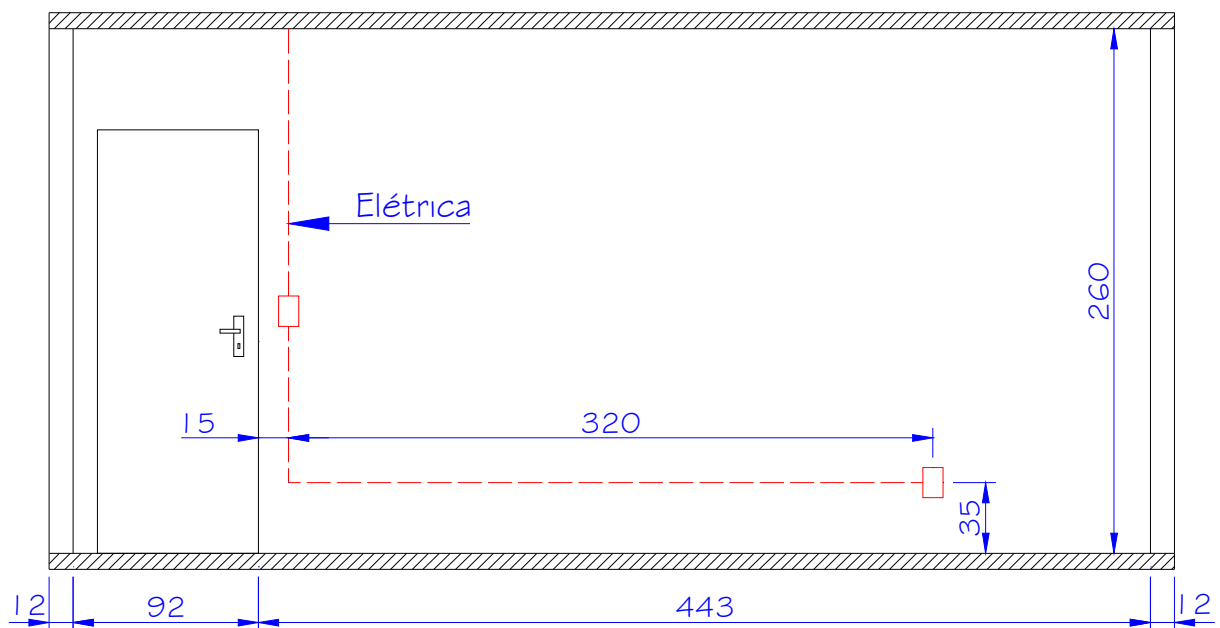


Figura 27: exemplo de elevação de parede estrutural

De posse destes dados, estudantes de engenharia e arquitetura ou mesmo profissionais formados definiriam os elementos estruturais, nomeando-os, e realizariam a distribuição das cargas verticais, que seriam tomadas da bibliografia existente. Igualmente seriam distribuídas as solicitações horizontais em proporção às suas rigidezes, tomando-se o cuidado de avaliar a pertinência ou não da adoção de flanges para as paredes. Para a aplicação da metodologia, todos os esforços devem ser expressos em termos de tensão de compressão nas paredes.

Conhecidos os elementos estruturais disponíveis e as tensões neles atuantes, seriam arbitradas as resistências a serem consideradas, com base nos dados bibliográficos da região. Este procedimento ofereceria o necessário equilíbrio entre a simplicidade e a representatividade requeridas para o caso.

De posse das solicitações e resistências de cada parede, bastaria aplicar a ferramenta proposta, obtendo-se a probabilidade de ruína simplificada  $P_{fs}$ , que seria então comparada com a probabilidade admissível simplificada  $P_{as}$ . Esta probabilidade admissível simplificada (de  $10^{-5}$ , por exemplo) seria um valor discutido entre a comunidade científica e os atores envolvidos no processo (Ministério Público, SINDUSCON, Governos Municipal e Estadual e outros).

Neste ponto, seriam duas as opções possíveis: no caso de  $P_{fs} < P_{fa}$ , então o prédio em pauta seria automaticamente aprovado, porém sem prejuízo de verificações mais detalhadas posteriormente, caso fatos novos surgissem ou, por qualquer outro motivo, assim se decidisse (especialmente porque se propõe a consideração das resistências a partir da literatura). No caso contrário, porém, ( $P_{fs} > P_{as}$ ), o prédio teria que ser reavaliado, com base nos procedimentos descritos a seguir.

Considerando que as solicitações já estariam adequadamente descritas pelo projeto *como construído*, restaria apenas buscar conhecer melhor as resistências dos elementos estruturais em questão. Como a probabilidade de ruína simplificada calculada excedeu o limite imposto, somente a ocorrência de resistências maiores que as bibliográficas poderia permitir que o edifício fosse considerado conforme. Neste caso, então, deveriam ser extraídos corpos-de-prova dos elementos estruturais, obtendo a partir de seus ensaios as densidades, as resistências médias e seus desvios-padrão.

Com base nos novos dados disponíveis, a ferramenta seria reaplicada, obtendo desta vez uma probabilidade de ruína detalhada,  $P_{fd}$ , que seria comparada com uma probabilidade admissível detalhada,  $P_{ad}$ . Agora, novamente haveria duas possibilidades. No caso de  $P_{fd} < P_{ad}$ , o prédio seria aprovado, e no caso contrário ( $P_{fd} > P_{ad}$ ) o prédio deveria ser desocupado, reforçado ou demolido.

A probabilidade de ruína admissível detalhada  $P_{ad}$  também deveria ser decidida pelos agentes envolvidos, ressaltando-se que neste caso ela poderia ser maior que aquela dita simplificada ( $10^{-4}$ , por exemplo). Explica-se esta opção pelo fato de que, no caso do cálculo detalhado, todas as variáveis envolvidas têm um grau menor de

incerteza, ao contrário do cálculo simplificado. Desta forma, pode-se diminuir a exigência, já que a possibilidade de erro nos cálculos será reduzida.

Após a obtenção de dados relativos à resistência de diversas edificações, as probabilidades de ruína simplificadas dos demais prédios devem ser recalculadas. Na prática, este recálculo mostrará a necessidade de considerações mais detalhadas em mais ou menos edifícios, caso as resistências observadas sejam menores ou maiores do que aquelas obtidas dos dados históricos utilizados inicialmente. Este recálculo tomará pouquíssimo tempo, já que as solicitações já estarão todas detalhadas, e deve ser repetido em todas as vezes que houver indícios de alterações nas resistências.

O fluxograma da figura 28 ilustra a proposição feita.

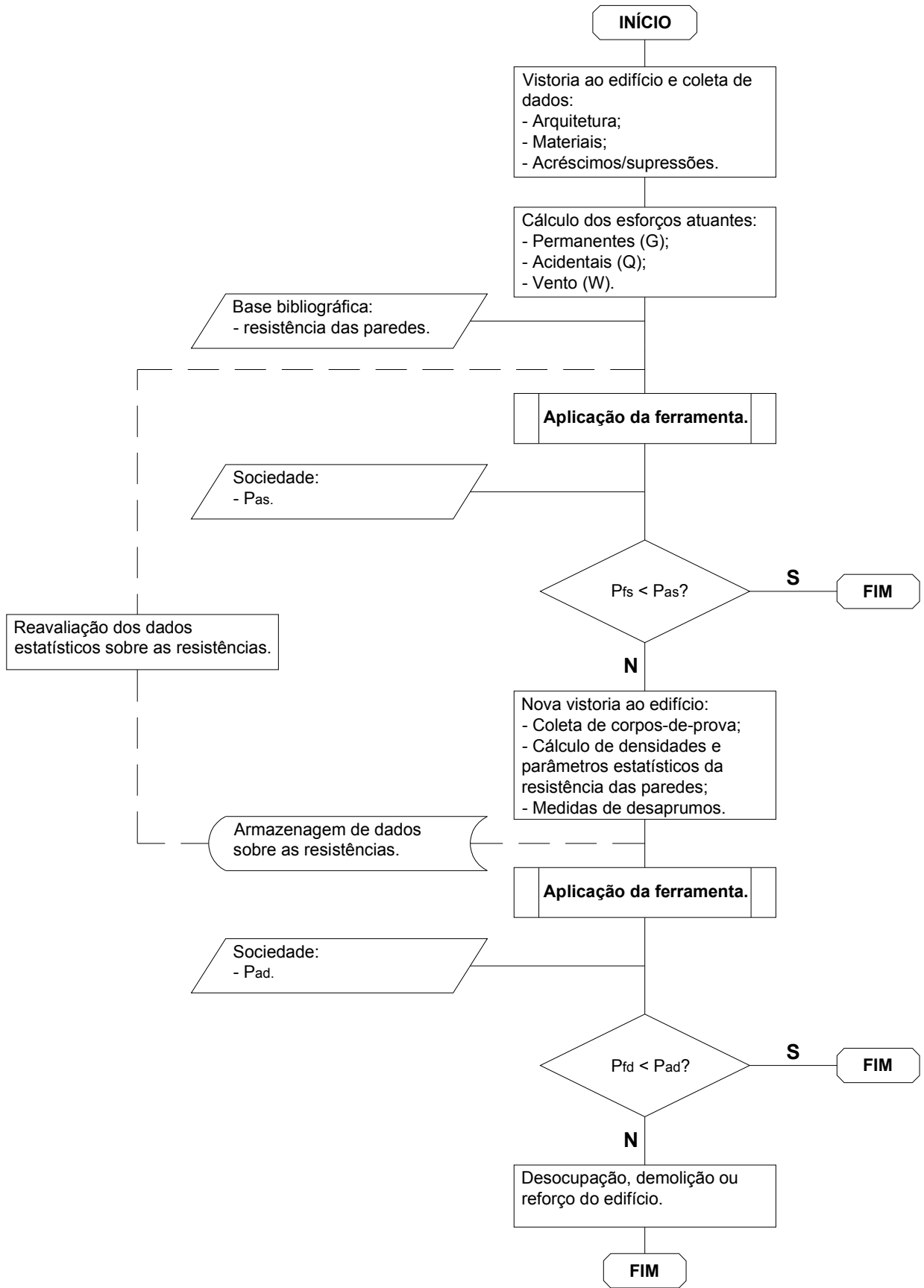


Figura 28: fluxograma da metodologia proposta

## Capítulo 4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

---

Considerando a finalidade proposta para a ferramenta desenvolvida neste trabalho, é natural concluir que o ideal seria a utilização de resultados reais para sua avaliação. No entanto, os dados existentes sobre as solicitações atuantes e as resistências dos elementos estruturais de edifícios já construídos são bastante escassos e não inteiramente confiáveis, face à falta de representatividade estatística. Além disso, não se pode excluir a possibilidade de existência de implicações de ordem legal no caso possível de se chegar a uma baixa confiabilidade num prédio real em que a proposta fosse testada. Acredita-se que no caso de um prédio real a ferramenta deveria ser aplicada somente após completa ciência dos proprietários ou ainda no caso de determinação judicial, no caso de um prédio sob suspeita, por exemplo.

Por esta razão, será desenvolvida uma aplicação da ferramenta em um prédio fictício, de maneira inteiramente teórica. Ressalta-se que as diferenças na metodologia não comprometem o entendimento do trabalho, pois num caso real bastaria substituir os valores considerados em projeto pelos valores observados *in loco*, mantendo-se inalterados os procedimentos do cálculo.

A aplicação da metodologia proposta será feita então em um edifício-exemplo, cujo projeto estrutural foi elaborado com finalidade meramente didática [50], efetuando-se pequenas alterações necessárias, já que o projeto-base trata de um prédio de seis pavimentos.

O cálculo da confiabilidade será feito inicialmente para um edifício projetado e teoricamente construído inteiramente de acordo com as premissas normativas, utilizando blocos de concreto com 14,0 cm de espessura. O primeiro objetivo desta aplicação será o de averiguar a calibração do modelo, já que se sabe que as normas buscam trabalhar no intervalo compreendido entre  $10^{-5}$  e  $10^{-7}$ .

Caso o modelo proposto mostre-se apto, então o resultado servirá como parâmetro para a avaliação de um segundo exemplo a ser testado, cujo projeto não considere as premissas normativas e cuja execução adote blocos cerâmicos de vedação com 9,0 cm de largura.

O prédio-modelo que será utilizado nos exemplos de aplicação da metodologia proposta é aquele cujas plantas básicas estão definidas nas figuras 29 a 31 a seguir.



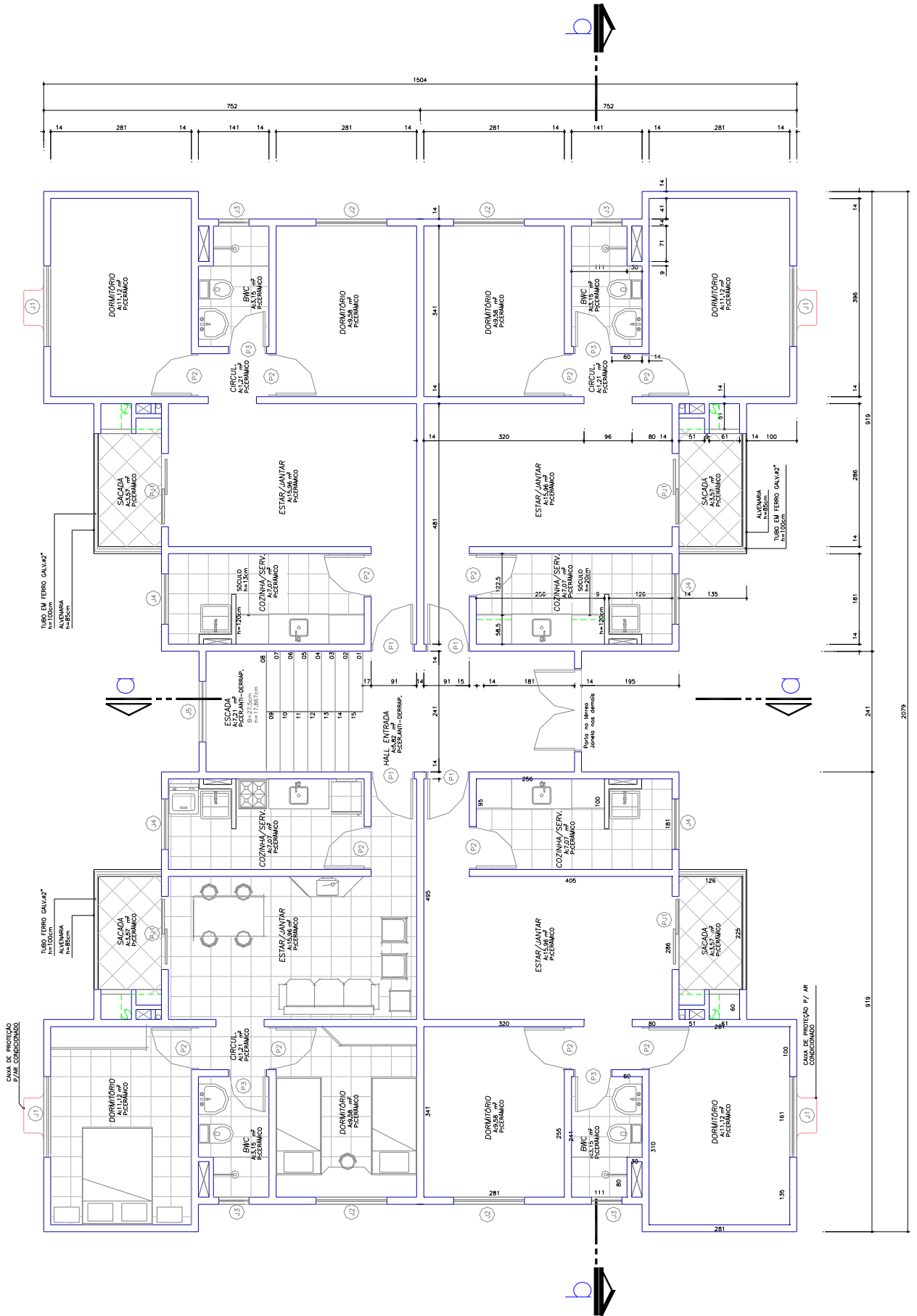


Figura 29: planta baixa do pavimento tipo do prédio modelo (s/esc)

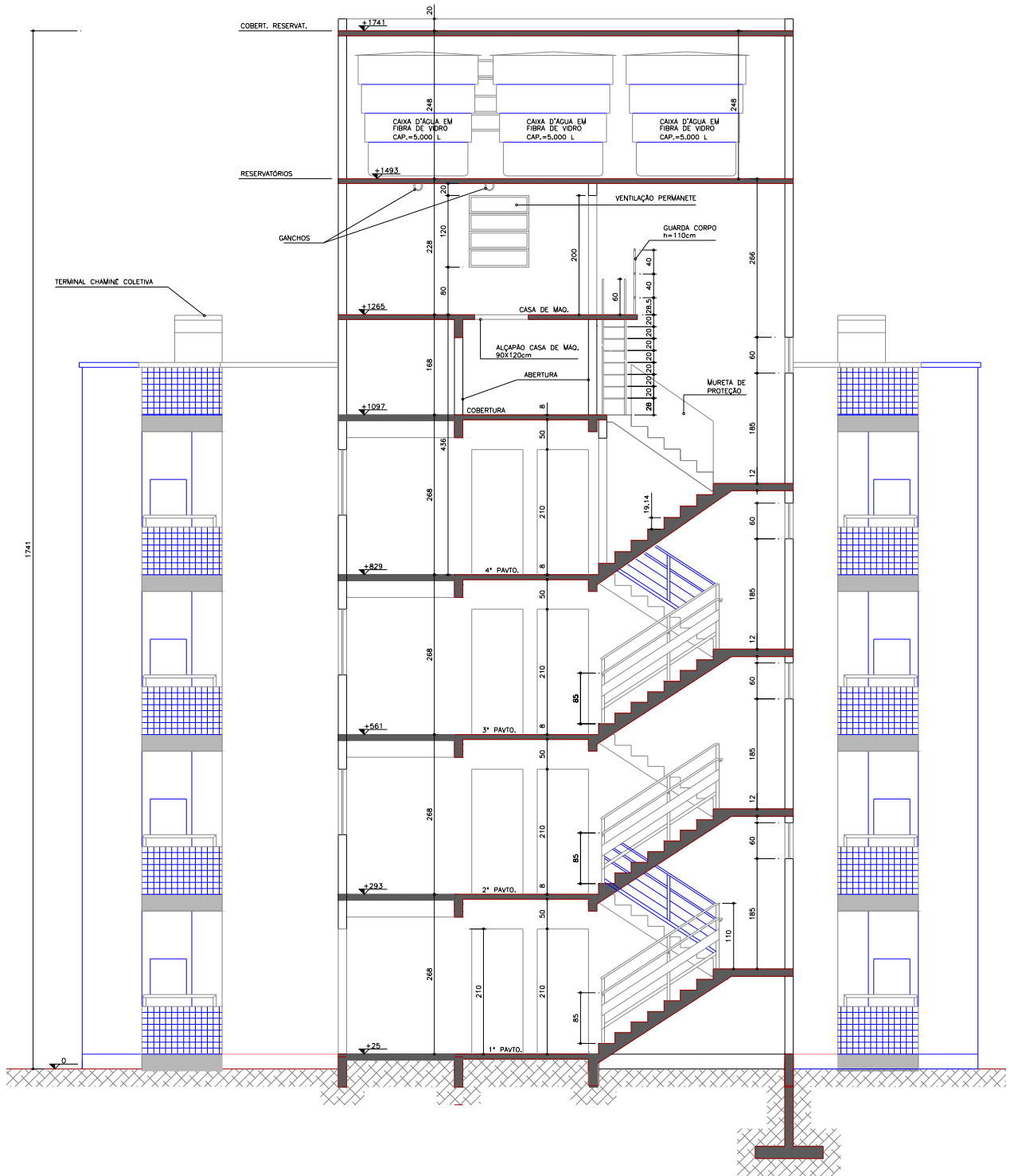


Figura 30: corte AA do modelo (s/esc)



O edifício aqui considerado possui quatro pavimentos de alvenaria estrutural apoiados sobre fundação direta (sapata corrida). O pavimento-tipo tem quatro unidades residenciais distribuídas simetricamente, numa tipologia bastante empregada no Brasil que é extremamente adequada ao emprego do sistema construtivo em pauta.

A seguir serão explicados os principais passos da memória de cálculo, expondo as diretrizes adotadas pelo autor. Ressalta-se aqui que algumas decisões de projeto foram tomadas em razão de cunho pessoal, não sendo objeto do presente trabalho a metodologia de dimensionamento em si, mas apenas a aplicação da ferramenta proposta.

O primeiro passo adotado foi a escolha das paredes que serão parte integrante da estrutura, relegando-se as demais à função de vedação apenas. O edifício foi analisado segundo suas duas direções principais, aqui chamadas de X e Y (a direção X é aquela que alinha as duas paredes divisórias dos apartamentos, e a direção Y alinha a porta de entrada e a escada).

Foram verificadas as condições de rigidez para as duas direções principais, adotando-se para tanto o parâmetro  $\alpha$  e uma análise simplificada do pórtico formado entre as paredes e as lajes na direção X, que apresenta uma pequena excentricidade em planta, além de uma diminuição do funcionamento da laje como diafragma rígido, ambos determinados pela disposição da escada. Tais verificações demonstraram que a hipótese do diafragma rígido pode ser adotada, e que não são necessárias considerações de esforços de 2ª ordem.

Após estas primeiras verificações já se pode partir para a definição das paredes que comporão o sistema estrutural do edifício. Com base na planta baixa do projeto arquitetônico, optou-se pela utilização de todas as paredes possíveis como estruturais. Isto excetua as paredes de shafts e os peitoris das áreas de serviço, que serão consideradas paredes de vedação, atuando somente como sobrecarga. Também foram desconsideradas na concepção da estrutura aquelas paredes junto à porta de entrada, uma vez que as mesmas podem sofrer inúmeras perturbações durante a vida útil do prédio.

As normas de dimensionamento permitem utilizar as paredes perpendiculares como flanges para as paredes de contraventamento, sempre com regras específicas. A figura 32 mostra as paredes consideradas como estruturais com os flanges relativos ao 1º pavimento. Observe-se que somente as paredes de um quadrante do prédio foram mostradas aqui, devendo também ser consideradas suas paredes simétricas. As

maiores paredes (PAR10X, PAR11X e PAR06Y) sofreram a inserção de juntas construtivas como forma de limitar as suas rigidezes. Tal procedimento faz-se necessário para que os esforços laterais (vento) sejam adequadamente distribuídos entre todas as paredes do edifício, e não apenas a umas poucas que terão rigidezes muito maiores que as demais.

Para a nomeação das paredes estruturais adota-se discriminar todas aquelas que possuam geometrias e/ou condições de carregamento diferentes, sendo as demais consideradas apenas como suas “cópias”. A nomenclatura utilizada adota as iniciais PAR, quando o comprimento do elemento iguala ou supera cinco vezes a sua espessura, ou P nos demais casos, em que o elemento deverá ser tratado como um pilar de alvenaria.

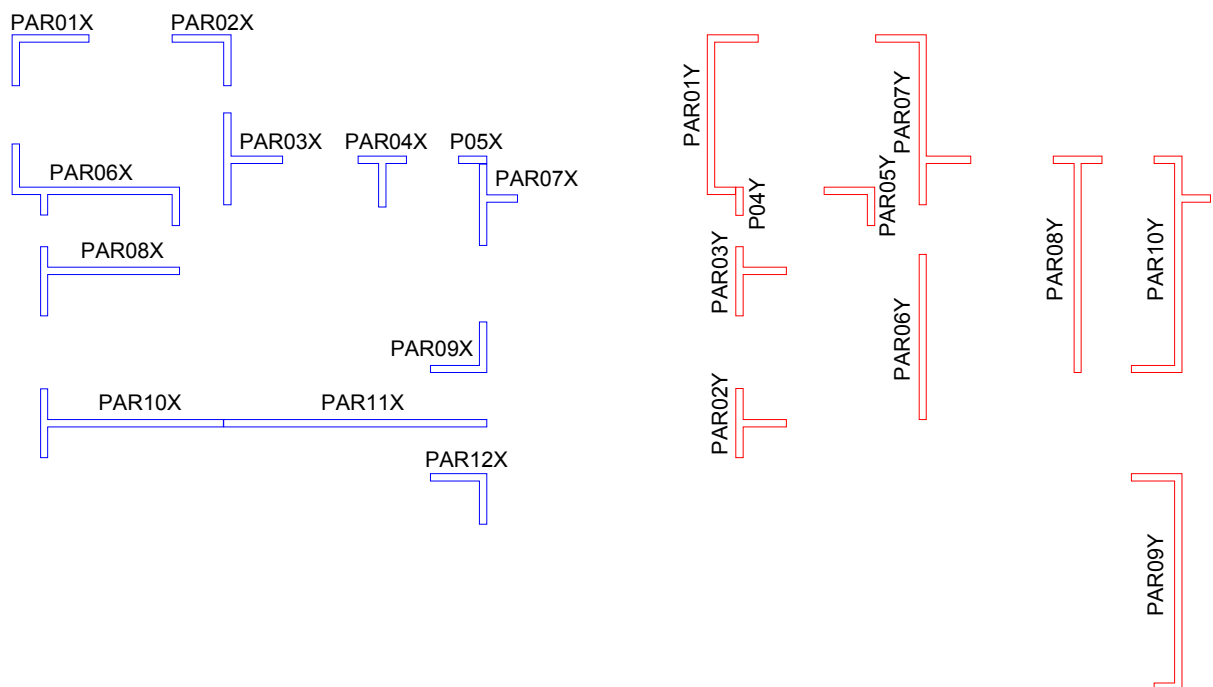


Figura 32: paredes estruturais do edifício modelo

Definidos os elementos estruturais e feitas as verificações preliminares, o próximo passo foi a obtenção das solicitações nas paredes, condição básica para seu dimensionamento. Estas solicitações podem ser divididas em verticais e horizontais, iniciando-se pela determinação das cargas verticais permanentes (G) e acidentais (Q).

A metodologia utilizada faz um levantamento das cargas desde o nível mais alto do edifício (cobertura do reservatório superior) até o nível mais baixo construído em alvenaria (paredes de fundação).

As cargas verticais devidas às lajes foram obtidas pelo traçado de suas linhas de ruptura. As figuras a seguir fornecem os dados necessários à perfeita visualização do

processo de cálculo. Um esquema estrutural do pavimento tipo é mostrado na figura 33 e as áreas de ruptura são mostradas nas figuras 34 e 35 adiante.

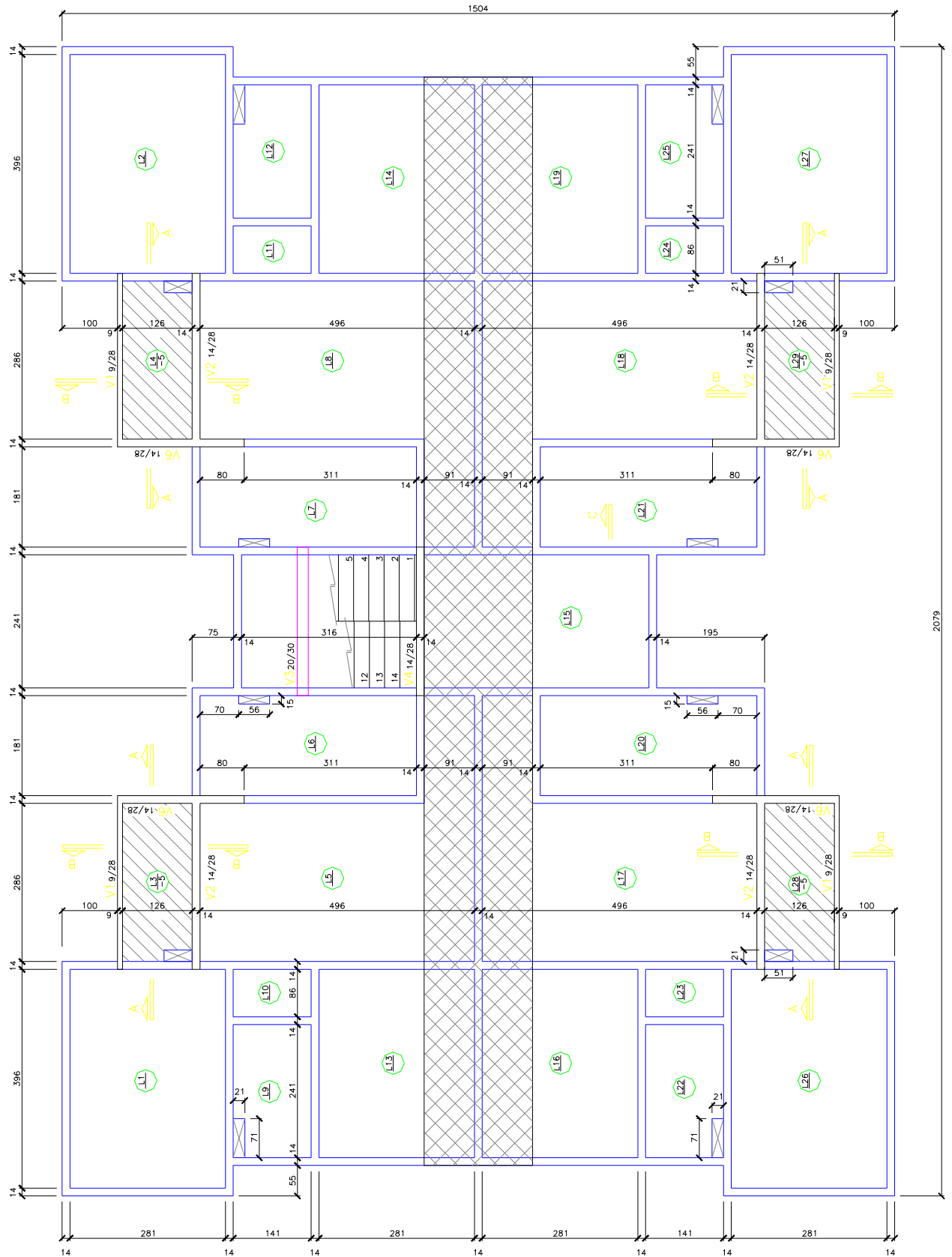


Figura 33: croqui estrutural do pavimento tipo do modelo

Na figura 33 as hachuras no eixo significam lajes engastadas (armadura negativa), definidas pela necessidade de aumentar as cargas verticais nas paredes sob os engastes, visando evitar o surgimento de tensões de tração devida ao vento nestas paredes.

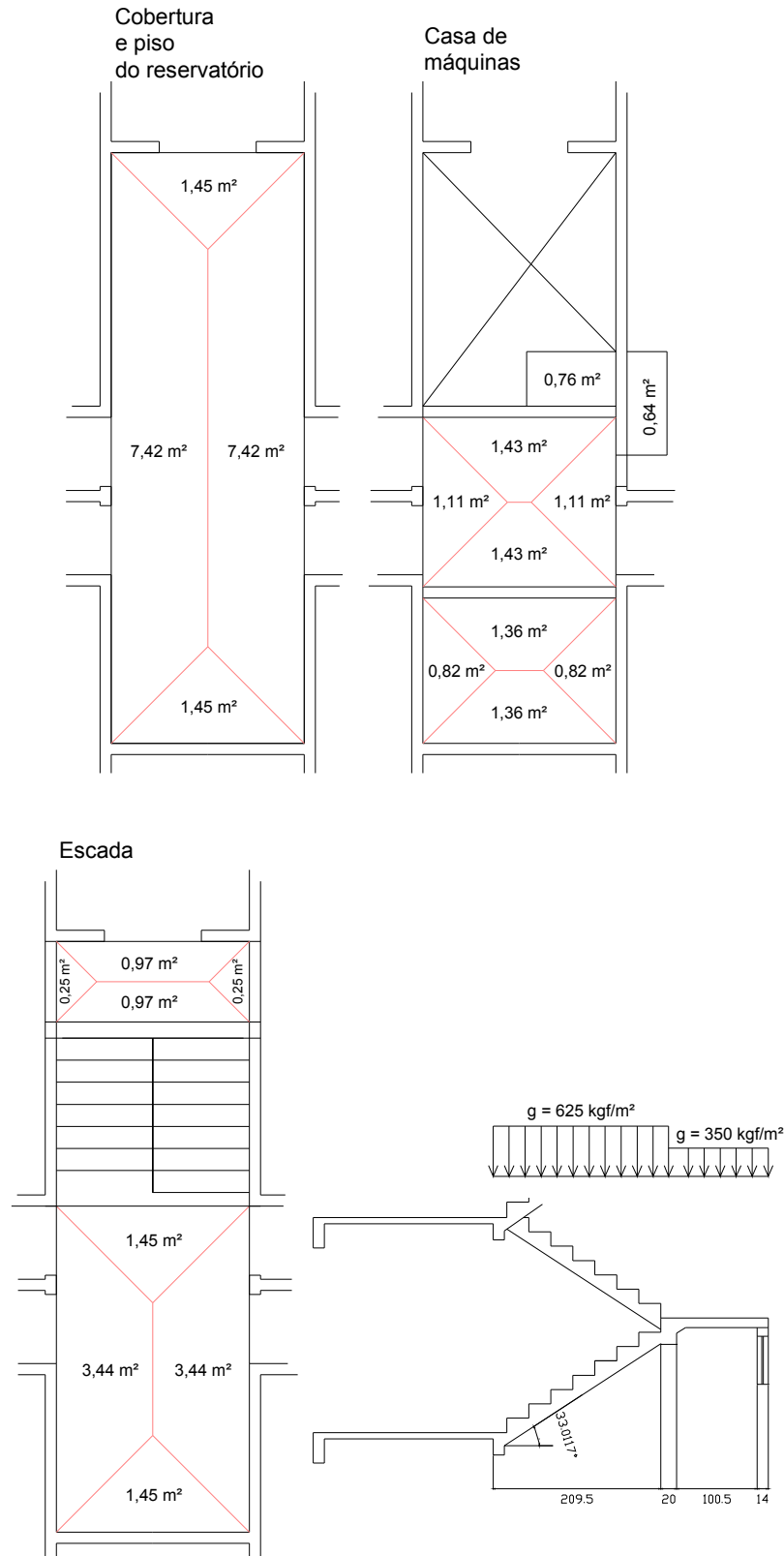


Figura 34: linhas de ruptura das lajes acima do tipo e esquema estrutural da escada do prédio modelo

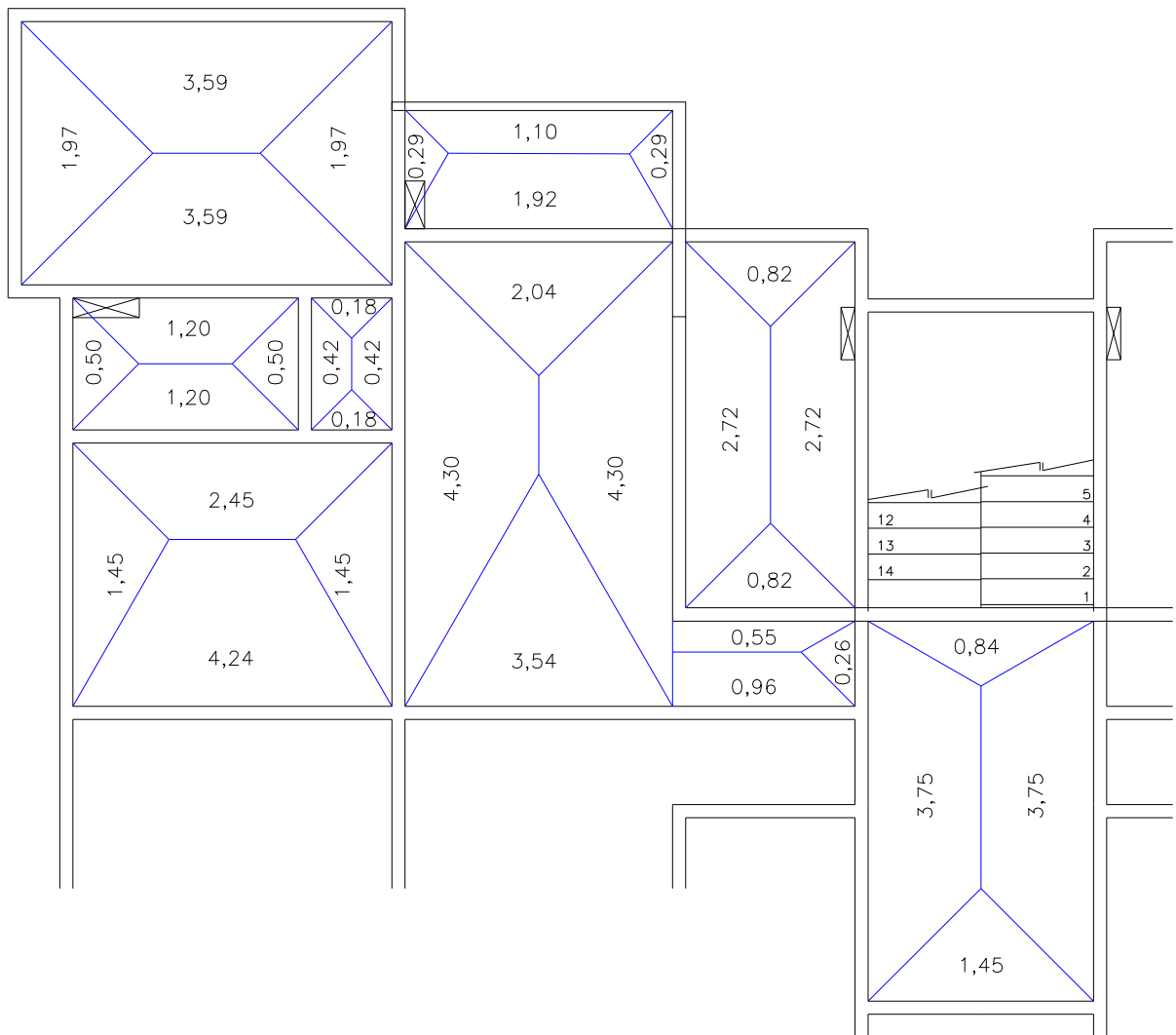


Figura 35: linhas de ruptura das lajes do tipo do modelo

Os esforços devidos ao vento, que constituem as cargas horizontais de dimensionamento, são obtidos da NBR 6123 [51]. Adotou-se a velocidade básica do vento,  $V_0$ , de 30 m/s, recomendada para a região de Recife. Para a obtenção dos coeficientes necessários ao cálculo da força horizontal aplicada considerou-se que o prédio seria construído em terreno fracamente acidentado, em zona bastante populosa – embora não no centro de uma grande cidade – e cercado de edificações similares em um raio de mais de 500 m.

Para a distribuição dos esforços foram calculadas as propriedades geométricas das paredes, sendo o quinhão pertinente a cada uma proporcional à sua inércia à flexão, adotando-se o sistema engastado na base e livre no topo para a estrutura.

Serão descritos a seguir os resultados obtidos para cada um dos exemplos que seguem.



#### 4.1. Edifício construído de acordo com as premissas normativas

Conforme já adiantado, inicialmente será aplicada a metodologia a um edifício construído em blocos de concreto, cujo projeto seguiu inteiramente as recomendações da norma BS 5628 [52]. Ressalta-se que a estimativa também poderia ser feita para o projeto de acordo com a NBR 10837 [53], porém isto não será feito porque não existe norma brasileira para obras de alvenaria estrutural em blocos cerâmicos. Assim sendo, optou-se pela norma britânica que aborda os dois tipos de materiais. Além disso, cabe destacar que a norma britânica adota o critério semi-probabilístico para o dimensionamento, de forma que o trabalho ganhará em consistência na definição de solicitações e resistências.

Para o dimensionamento estrutural foram utilizados os dados do edifício exemplo anteriormente detalhado, e no que se refere às paredes, foi utilizada a largura de 14,0 cm (padrão comercial para blocos de concreto), naturalmente sem a consideração de qualquer contribuição do revestimento, prática absolutamente condenável para prédios deste tipo. A altura efetiva adotada foi a correspondente a 3/4 da altura livre, considerando-se as prescrições da BS 5628 e o tipo de detalhamento adotado para o prédio, já exemplificado na figura 24.

As tensões atuantes nas paredes, após a devida aplicação dos coeficientes parciais de segurança preconizados pela BS 5628, apontarão as resistências características de prismas  $f_k$  que são necessárias para a construção do edifício. Estas solicitações, demonstradas na tabela 8 a seguir, são as determinantes do dimensionamento estrutural do edifício, levando à definição do tipo de bloco, argamassa e graute em cada parede, e em cada pavimento, conforme se vê na figura 36.

Observa-se na tabela 8 que as tensões atuantes nas paredes sob a caixa d'água e a escada (PAR07X; PAR09Y e PAR10Y) são as mais elevadas, como era de se esperar. Estas serão, então, as paredes determinantes para a escolha de blocos e argamassa, sendo que as demais paredes de cada pavimento apenas seguem a escolha feita.

Tabela 8: solicitações características atuantes nas paredes do prédio que segue as normas

Parede	Solicitação característica $S_k$ (MPa)				
	3º pavto.	2º pavto.	1º pavto.	Térreo	Fundação
PAR01X	0,84	1,38	1,93	2,51	1,74
PAR02X	0,90	1,49	2,11	2,71	1,70
PAR03X	1,27	2,11	2,96	3,78	2,49
PAR04X	1,58	2,68	3,75	4,87	2,25
P05X	1,04	1,69	2,38	3,10	1,72
PAR06X	0,75	1,28	1,84	2,43	2,60
PAR07X	3,27	3,95	4,75	5,53	3,30
PAR08X	0,69	1,19	1,72	2,28	2,60
PAR09X	0,69	1,22	1,77	2,30	1,37
PAR10X	0,75	1,39	2,03	2,70	2,95
PAR11X	1,05	1,69	2,34	3,00	3,23
PAR12X	0,69	1,22	1,77	2,30	1,37
PAR01Y	0,56	0,95	1,38	1,83	1,98
PAR02Y	1,00	1,71	2,51	3,39	1,80
PAR03Y	0,80	1,34	1,93	2,56	2,16
P04Y	0,90	1,52	2,19	2,90	2,46
PAR05Y	0,88	1,67	2,64	3,78	2,01
PAR06Y	0,62	1,10	1,61	2,16	2,07
PAR07Y	0,94	1,59	2,25	2,88	2,74
PAR08Y	0,69	1,29	1,87	2,44	2,64
PAR09Y	3,51	4,08	4,76	5,43	4,51
PAR10Y	3,03	3,75	4,59	5,39	4,59

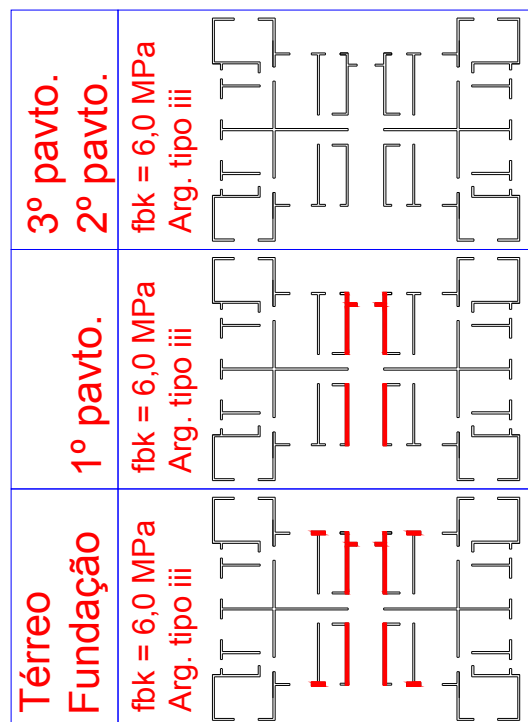


Figura 36: disposição do graute em cada pavimento do prédio que segue as normas

A figura 36 mostra a disposição dos pontos de graute na estrutura. A definição destes grauteamentos se dá, na maioria dos casos, em função da escolha do projetista,

que deverá ponderar entre adotar paredes grauteadas ou aumentar a resistência dos blocos para todo o pavimento em questão. Esta definição deverá se basear no potencial de resistência das paredes, dependendo do tipo de bloco, da argamassa utilizada e da adoção ou não de graute. Neste trabalho foram utilizados os valores da tabela 9 a seguir, que por sua vez é baseada nos valores recomendados pela BS 5628. Ressalta-se que, como atualmente as empresas fabricantes de blocos estruturais já não fabricam blocos com resistência característica  $f_{bk}$  inferior a 6,0 MPa, este será o bloco mais fraco a ser utilizado no dimensionamento.

Tabela 9: resistências características de prismas utilizados no dimensionamento

Tipo de argamassa	Resistência característica da unidade $f_{bk}$ (MPa)							
	4,5		6,0		9,0		12,0	
	simples	grauteado	simples	grauteado	simples	grauteado	simples	grauteado
i	3,46	5,17	4,25	6,37	5,09	8,65	5,76	10,71
ii	3,46	4,88	4,15	6,06	4,82	7,76	5,30	9,32
iii	3,46	4,88	4,12	5,95	4,70	7,37	5,07	8,54
iv	3,15	4,27	3,64	5,11	4,13	6,45	4,47	7,62

Considerando que o sistema construtivo geralmente empregado no Recife adota fundações corridas também construídas em alvenaria, note-se também que para o presente exemplo adotou-se solução semelhante. Para tanto foi criado um pavimento denominado *Fundação*, formado pelas paredes mostradas na figura 37. Tais paredes tiveram considerada a altura de 1,5 m, assumindo-se neste exemplo que seriam construídas do mesmo material utilizado no pavimento térreo. Considerando, porém, a possibilidade de utilização de materiais diferentes, a ferramenta proposta possibilita a entrada de resistências individuais, ou seja, no caso de constatada qualquer anomalia em qualquer elemento estrutural é possível computá-la.

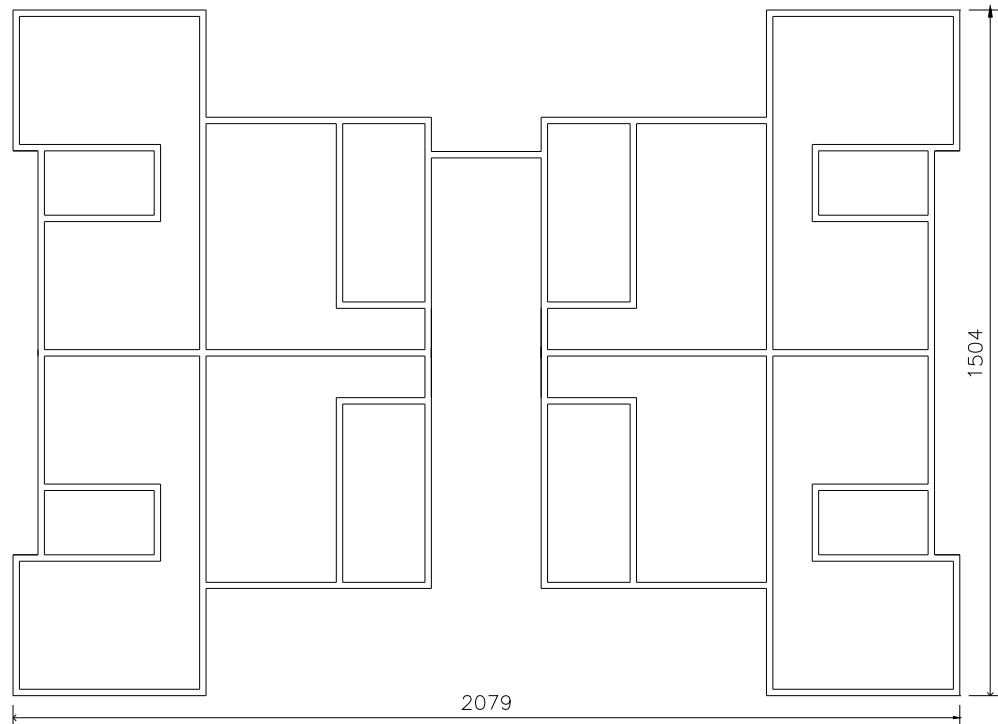


Figura 37: croqui da fundação do prédio modelo

Percebe-se que na figura 37 não há interrupções nas paredes devidas às aberturas existentes nos pavimentos habitáveis. Isso define que ocorrerá um espraio de cargas, reduzindo o nível das tensões em algumas paredes. A figura 38 a seguir ilustra o fenômeno, que foi considerado para o cálculo das tensões atuantes.

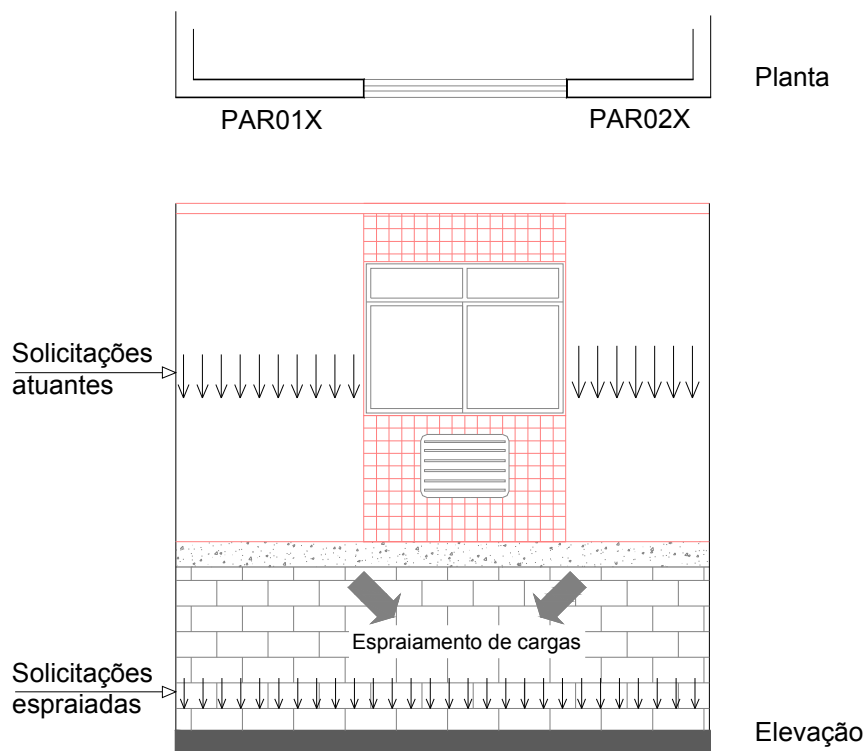


Figura 38: esquema do espraio de cargas na fundação

Perceba-se que as tensões atuantes para cada parede são as características, ou seja, aquelas que têm probabilidade de 5% de serem superadas. Segundo a metodologia adotada pela BS 5628 estas tensões seguem uma distribuição normal. Assim, para que se obtenha os valores médios, basta que se faça uma aplicação da fórmula:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_k}{1 + 1,645.CV} \quad (20), \text{ onde:}$$

$\sigma_m$  = tensão média;

$\sigma_k$  = tensão característica;

CV = Coeficiente de Variação.

Para esta aplicação, utilizaram-se os Coeficientes de Variação de 5% para o peso próprio, 100% para as cargas acidentais e 38% para as tensões devidas ao vento, que serão os mesmos CV's utilizados para o cálculo da probabilidade de ruína dos edifícios. Estes valores foram obtidos do projeto de norma do JCSS [5, 36, 37].

A combinação de cargas considera apenas as cargas permanentes (G), acidentais (Q) e devidas ao vento (W), desprezando-se outros carregamentos tais como terremotos ou recalques diferenciais. A combinação dos esforços considerados será feita com base nas distribuições de cada esforço e com as variâncias de cada um, gerando curvas de probabilidade. A soma dos esforços, que será confrontada com a resistência de cada parede, terá uma distribuição cujos parâmetros são dados pelas equações (18) e (19), ilustrada pelas figuras 14 e 15. Ressalta-se, mais uma vez, que os esforços estão sendo considerados como independentes no tempo, o que se trata de uma simplificação significativa, especialmente para as cargas horizontais (vento).

No que se refere às resistências das paredes, foram utilizados os valores expostos na tabela 7 para a determinação da resistência característica dos prismas. Para que se chegasse à tensão média dos prismas, adotou-se o seguinte cálculo:

$$\sigma_{mp} = \frac{\sigma_k}{1 - 1,645.CV} \quad (21), \text{ onde:}$$

$\sigma_{mp}$  = tensão média do prisma;

$\sigma_k$  = tensão característica;

CV = Coeficiente de Variação.

O Coeficiente de Variação adotado foi de 20%, compatível com os resultados experimentais registrados bibliograficamente [54, 55]. Após a obtenção da tensão média do prisma, então a resistência média da parede foi obtida da simples multiplicação daquela pelo fator  $\beta$ :

$$\sigma_m = \sigma_{mp} \cdot \beta \quad (22), \text{ onde:}$$

$\sigma_m$  = tensão média da parede;

$\beta$  = fator de correção de esbeltez e excentricidade.

Após estas considerações, a elaboração dos cálculos pode ser efetuada. Observa-se, por exemplo, o que ocorre para uma das paredes estruturais no pavimento térreo, conforme ilustram as figuras 39 e 40.

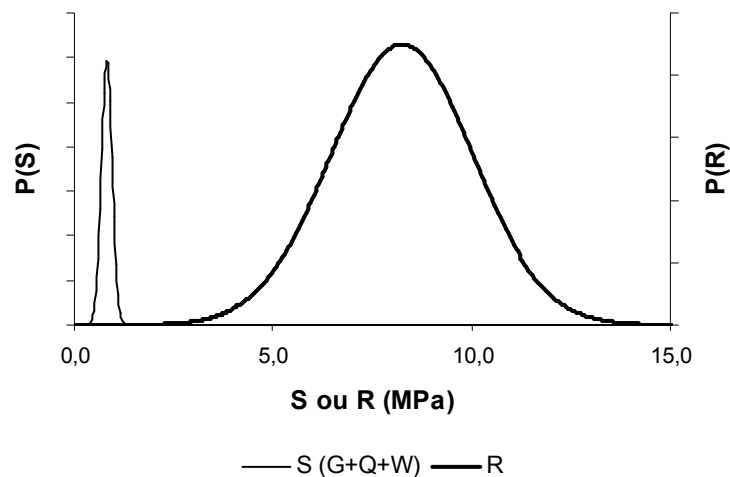


Figura 39: solicitação e resistência para uma parede do térreo do prédio que segue as normas

Do gráfico da figura 39 pode-se extrair a área de interferência entre a solicitação e a resistência, que será dada pela equação (1). Esta área, que é ilustrada pela figura 40, dará a probabilidade de ruína para a parede em pauta, sendo obtida neste trabalho pela integração numérica, através da regra do trapézio, anteriormente descrita.

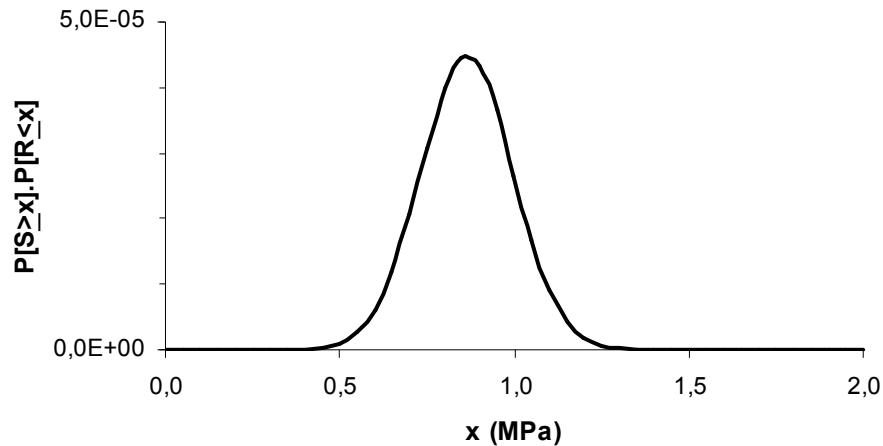


Figura 40: interferência ampliada entre solicitação e resistência da parede da figura 39

Este cálculo é repetido para cada parede, já que cada uma delas terá uma solicitação diferente, de acordo com a tabela 8. As resistências das paredes podem variar a cada pavimento, de acordo com os blocos utilizados e a adoção ou não de graute. Num mesmo pavimento, cada parede terá uma resistência ligeiramente diferente, devido ao fator  $\beta$  que considera, além da esbeltez, as excentricidades de carga.

Após a obtenção das probabilidades de ruína de cada elemento, pode-se calcular a probabilidade global, de acordo com a equação (16). Para o presente exemplo, a probabilidade de ruína é da ordem de  $5,27 \cdot 10^{-4}$ , valor além do resultado esperado. Ocorre, no entanto, que ao se verificar as probabilidades de ruína individuais, percebe-se que a maior parte delas está situada em torno do valor de  $10^{-6}$ , considerado como um valor padrão.

Além disso, observa-se uma grande diferença entre as probabilidades de ruína individuais (para cada parede) e a global (para o prédio como um todo). Esta diferença é facilmente compreendida ao se lembrar que a estrutura é formada por cinco pavimentos (incluída a fundação) com 72 paredes cada, ou seja, 360 elementos passíveis de ruptura, de forma que a combinação de todas estas possibilidades é que determina a confiabilidade do edifício. As tabelas 10 a 14 demonstram os resultados obtidos, por pavimento.

Tabela 10: resultados para o 3º pavimento do prédio que segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,13	0,00	0,01	0,13	0,01	4,12	0,81	4,96	0,99	5,51E-07
PAR02X	4	0,14	0,01	0,01	0,14	0,01	4,12	0,81	4,96	0,99	5,80E-07
PAR03X	4	0,18	0,01	0,01	0,18	0,01	4,12	0,75	4,61	0,92	7,73E-07
PAR04X	4	0,20	0,03	0,01	0,21	0,02	4,12	0,74	4,56	0,91	9,05E-07
PAR05X	4	0,13	0,01	0,02	0,13	0,01	4,12	0,84	5,16	1,03	5,49E-07
PAR06X	4	0,09	0,01	0,02	0,10	0,01	4,12	0,75	4,61	0,92	5,05E-07
PAR07X	2	0,40	0,19	0,01	0,45	0,07	4,12	0,92	5,66	1,13	2,18E-06
PAR08X	4	0,08	0,01	0,02	0,09	0,01	4,12	0,76	4,69	0,94	4,81E-07
PAR09X	2	0,09	0,01	0,01	0,09	0,01	4,12	0,71	4,38	0,88	4,94E-07
PAR10X	2	0,10	0,01	0,03	0,11	0,01	4,12	0,83	5,07	1,01	5,07E-07
PAR11X	2	0,13	0,05	0,03	0,16	0,02	4,12	0,86	5,30	1,06	6,18E-07
PAR12X	2	0,09	0,01	0,01	0,09	0,01	4,12	0,71	4,38	0,88	4,94E-07
PAR01Y	4	0,08	0,00	0,01	0,08	0,00	4,12	0,82	5,05	1,01	4,43E-07
PAR02Y	2	0,14	0,00	0,03	0,15	0,01	4,12	0,84	5,14	1,03	6,08E-07
PAR03Y	4	0,12	0,00	0,01	0,12	0,01	4,12	0,85	5,20	1,04	5,30E-07
PAR04Y	4	0,13	0,00	0,01	0,13	0,01	4,12	0,80	4,94	0,99	5,73E-07
PAR05Y	4	0,08	0,01	0,06	0,11	0,02	4,12	0,79	4,85	0,97	5,24E-07
PAR06Y	4	0,08	0,01	0,01	0,08	0,01	4,12	0,74	4,57	0,91	4,63E-07
PAR07Y	4	0,14	0,01	0,01	0,14	0,01	4,12	0,77	4,70	0,94	6,01E-07
PAR08Y	4	0,10	0,01	0,01	0,10	0,01	4,12	0,78	4,79	0,96	4,96E-07
PAR09Y	2	0,29	0,30	0,01	0,39	0,12	4,12	0,88	5,43	1,09	1,94E-06
PAR10Y	2	0,31	0,20	0,01	0,37	0,08	4,12	0,87	5,35	1,07	1,72E-06
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>4,90E-05</b>

Tabela 11: resultados para o 2º pavimento do prédio que segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,22	0,02	0,03	0,23	0,01	4,12	0,87	5,37	1,07	8,40E-07
PAR02X	4	0,24	0,02	0,02	0,24	0,01	4,12	0,87	5,37	1,07	9,12E-07
PAR03X	4	0,32	0,03	0,02	0,32	0,02	4,12	0,83	5,09	1,02	1,42E-06
PAR04X	4	0,35	0,08	0,02	0,37	0,04	4,12	0,82	5,03	1,01	1,83E-06
PAR05X	4	0,22	0,02	0,03	0,23	0,01	4,12	0,90	5,51	1,10	8,25E-07
PAR06X	4	0,18	0,02	0,04	0,20	0,01	4,12	0,85	5,20	1,04	7,63E-07
PAR07X	2	0,52	0,20	0,02	0,57	0,08	4,12	0,93	5,71	1,14	3,58E-06
PAR08X	4	0,17	0,02	0,04	0,19	0,01	4,12	0,86	5,28	1,06	7,10E-07
PAR09X	2	0,18	0,03	0,02	0,19	0,01	4,12	0,84	5,15	1,03	7,24E-07
PAR10X	2	0,19	0,04	0,05	0,22	0,02	4,12	0,87	5,32	1,06	8,42E-07
PAR11X	2	0,22	0,07	0,06	0,27	0,03	4,12	0,88	5,41	1,08	1,01E-06
PAR12X	2	0,18	0,03	0,02	0,19	0,01	4,12	0,84	5,15	1,03	7,24E-07
PAR01Y	4	0,15	0,01	0,03	0,16	0,01	4,12	0,89	5,47	1,09	5,95E-07
PAR02Y	2	0,24	0,02	0,07	0,27	0,02	4,12	0,89	5,48	1,10	1,02E-06
PAR03Y	4	0,21	0,01	0,03	0,22	0,01	4,12	0,90	5,54	1,11	7,97E-07
PAR04Y	4	0,24	0,01	0,03	0,25	0,01	4,12	0,89	5,43	1,09	9,05E-07
PAR05Y	4	0,15	0,02	0,15	0,24	0,04	4,12	0,88	5,43	1,09	8,89E-07
PAR06Y	4	0,16	0,02	0,03	0,17	0,01	4,12	0,84	5,16	1,03	6,79E-07
PAR07Y	4	0,24	0,03	0,03	0,25	0,02	4,12	0,84	5,18	1,04	9,76E-07
PAR08Y	4	0,18	0,04	0,03	0,20	0,02	4,12	0,85	5,24	1,05	7,72E-07
PAR09Y	2	0,39	0,31	0,03	0,50	0,12	4,12	0,90	5,51	1,10	3,06E-06
PAR10Y	2	0,43	0,22	0,03	0,49	0,09	4,12	0,89	5,48	1,10	2,89E-06
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>7,94E-05</b>



Tabela 12: resultados para o 1º pavimento do prédio que segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,32	0,03	0,04	0,33	0,02	4,12	0,90	5,53	1,11	1,29E-06
PAR02X	4	0,34	0,04	0,03	0,35	0,02	4,12	0,90	5,53	1,11	1,44E-06
PAR03X	4	0,46	0,06	0,04	0,47	0,03	4,12	0,87	5,33	1,07	2,59E-06
PAR04X	4	0,50	0,13	0,03	0,53	0,06	4,12	0,86	5,27	1,05	3,62E-06
PAR05X	4	0,31	0,03	0,05	0,33	0,02	4,12	0,92	5,64	1,13	1,26E-06
PAR06X	4	0,27	0,04	0,07	0,30	0,02	4,12	0,88	5,43	1,09	1,17E-06
PAR07X	2	0,66	0,21	0,03	0,71	0,09	5,95	0,94	8,30	1,66	2,52E-06
PAR08X	4	0,25	0,04	0,06	0,28	0,02	4,12	0,90	5,50	1,10	1,06E-06
PAR09X	2	0,26	0,05	0,03	0,28	0,02	4,12	0,88	5,40	1,08	1,08E-06
PAR10X	2	0,29	0,06	0,08	0,34	0,03	4,12	0,90	5,50	1,10	1,38E-06
PAR11X	2	0,31	0,10	0,09	0,38	0,05	4,12	0,90	5,55	1,11	1,64E-06
PAR12X	2	0,26	0,05	0,03	0,28	0,02	4,12	0,88	5,40	1,08	1,08E-06
PAR01Y	4	0,21	0,02	0,04	0,23	0,02	4,12	0,91	5,61	1,12	8,16E-07
PAR02Y	2	0,34	0,03	0,12	0,40	0,03	4,12	0,91	5,61	1,12	1,77E-06
PAR03Y	4	0,30	0,02	0,06	0,32	0,02	4,12	0,92	5,65	1,13	1,22E-06
PAR04Y	4	0,35	0,01	0,06	0,36	0,02	4,12	0,91	5,59	1,12	1,47E-06
PAR05Y	4	0,23	0,03	0,26	0,39	0,06	4,12	0,91	5,61	1,12	1,67E-06
PAR06Y	4	0,24	0,04	0,05	0,27	0,02	4,12	0,88	5,41	1,08	1,01E-06
PAR07Y	4	0,35	0,05	0,05	0,37	0,03	4,12	0,88	5,40	1,08	1,60E-06
PAR08Y	4	0,27	0,06	0,06	0,31	0,03	4,12	0,89	5,45	1,09	1,21E-06
PAR09Y	2	0,52	0,32	0,05	0,63	0,12	5,95	0,91	8,08	1,62	2,16E-06
PAR10Y	2	0,56	0,25	0,05	0,64	0,10	5,95	0,91	8,03	1,61	2,21E-06
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>1,13E-04</b>

Tabela 13: resultados para o térreo do prédio que segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,41	0,05	0,06	0,43	0,03	4,12	0,91	5,61	1,12	1,98E-06
PAR02X	4	0,45	0,05	0,05	0,46	0,03	4,12	0,91	5,61	1,12	2,27E-06
PAR03X	4	0,60	0,08	0,05	0,61	0,04	4,12	0,89	5,45	1,09	4,65E-06
PAR04X	4	0,67	0,18	0,04	0,72	0,07	5,95	0,88	7,80	1,56	2,87E-06
PAR05X	4	0,40	0,04	0,07	0,43	0,03	4,12	0,93	5,70	1,14	1,92E-06
PAR06X	4	0,35	0,05	0,09	0,40	0,03	4,12	0,90	5,54	1,11	1,79E-06
PAR07X	2	0,81	0,22	0,05	0,86	0,09	5,95	0,94	8,33	1,67	3,78E-06
PAR08X	4	0,33	0,05	0,09	0,38	0,03	4,12	0,91	5,60	1,12	1,61E-06
PAR09X	2	0,35	0,06	0,05	0,38	0,03	4,12	0,90	5,52	1,10	1,60E-06
PAR10X	2	0,38	0,08	0,12	0,46	0,05	4,12	0,91	5,59	1,12	2,26E-06
PAR11X	2	0,40	0,12	0,13	0,50	0,06	4,12	0,92	5,62	1,12	2,67E-06
PAR12X	2	0,35	0,06	0,05	0,38	0,03	4,12	0,90	5,52	1,10	1,60E-06
PAR01Y	4	0,28	0,02	0,07	0,31	0,02	4,12	0,92	5,67	1,13	1,13E-06
PAR02Y	2	0,45	0,04	0,19	0,54	0,05	4,12	0,92	5,68	1,14	3,15E-06
PAR03Y	4	0,39	0,03	0,09	0,43	0,03	4,12	0,93	5,71	1,14	1,90E-06
PAR04Y	4	0,45	0,02	0,09	0,48	0,03	4,12	0,92	5,66	1,13	2,41E-06
PAR05Y	4	0,31	0,04	0,41	0,55	0,10	4,12	0,92	5,68	1,14	3,39E-06
PAR06Y	4	0,32	0,05	0,08	0,36	0,03	4,12	0,90	5,53	1,11	1,51E-06
PAR07Y	4	0,45	0,07	0,07	0,49	0,04	4,12	0,90	5,51	1,10	2,61E-06
PAR08Y	4	0,36	0,08	0,09	0,42	0,04	4,12	0,91	5,56	1,11	1,89E-06
PAR09Y	2	0,64	0,33	0,08	0,77	0,13	5,95	0,92	8,16	1,63	3,17E-06
PAR10Y	2	0,70	0,27	0,07	0,79	0,11	5,95	0,92	8,12	1,62	3,39E-06
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>1,71E-04</b>

Tabela 14: resultados para a fundação do prédio que segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,31	0,04	0,04	0,32	0,02	4,12	0,99	6,08	1,22	1,11E-06
PAR02X	4	0,30	0,04	0,03	0,31	0,02	4,12	0,99	6,08	1,22	1,07E-06
PAR03X	4	0,44	0,06	0,04	0,45	0,03	4,12	0,99	6,08	1,22	1,86E-06
PAR04X	4	0,35	0,09	0,02	0,37	0,04	5,95	0,99	8,78	1,76	8,50E-07
PAR05X	4	0,24	0,02	0,05	0,26	0,02	4,12	0,99	6,08	1,22	8,38E-07
PAR06X	4	0,42	0,06	0,11	0,47	0,04	4,12	0,99	6,08	1,22	2,04E-06
PAR07X	2	0,51	0,13	0,03	0,55	0,06	5,95	0,99	8,78	1,76	1,39E-06
PAR08X	4	0,41	0,06	0,11	0,47	0,04	4,12	0,99	6,08	1,22	2,02E-06
PAR09X	2	0,23	0,04	0,03	0,25	0,02	4,12	0,99	6,08	1,22	8,10E-07
PAR10X	2	0,46	0,10	0,14	0,55	0,05	4,12	0,99	6,08	1,22	2,73E-06
PAR11X	2	0,47	0,13	0,16	0,58	0,07	4,12	0,99	6,08	1,22	3,17E-06
PAR12X	2	0,23	0,04	0,03	0,25	0,02	4,12	0,99	6,08	1,22	8,10E-07
PAR01Y	4	0,32	0,03	0,08	0,35	0,03	4,12	0,99	6,08	1,22	1,25E-06
PAR02Y	2	0,25	0,02	0,12	0,31	0,03	4,12	0,99	6,08	1,22	1,04E-06
PAR03Y	4	0,35	0,02	0,09	0,38	0,03	4,12	0,99	6,08	1,22	1,42E-06
PAR04Y	4	0,41	0,01	0,09	0,44	0,03	4,12	0,99	6,08	1,22	1,75E-06
PAR05Y	4	0,17	0,02	0,24	0,31	0,06	4,12	0,99	6,08	1,22	1,07E-06
PAR06Y	4	0,33	0,06	0,09	0,38	0,03	4,12	0,99	6,08	1,22	1,41E-06
PAR07Y	4	0,47	0,07	0,08	0,51	0,04	4,12	0,99	6,08	1,22	2,37E-06
PAR08Y	4	0,42	0,09	0,11	0,49	0,05	4,12	0,99	6,08	1,22	2,19E-06
PAR09Y	2	0,60	0,27	0,08	0,71	0,11	5,95	0,99	8,78	1,76	2,23E-06
PAR10Y	2	0,66	0,23	0,07	0,74	0,10	5,95	0,99	8,78	1,76	2,45E-06
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>1,14E-04</b>

A tabela 14 que contém os resultados obtidos para a fundação demonstra que a probabilidade de ruína para este nível é mais baixa que a observada para o pavimento térreo. À primeira vista este não parece um resultado correto, já que na prática os elementos de fundação são submetidos a cargas mais elevadas que aquelas dos elementos do térreo por suportarem uma parcela de peso próprio e uma laje a mais. Cabe ressaltar, no entanto, que as paredes de fundação tendem a ter menor probabilidade de ruína devido à sua menor altura em relação às demais, o que afasta a possibilidade de flambagem (explícita pelo fator  $\beta$ ), e pelo espraçamento de cargas anteriormente descrito.

Naturalmente esta consideração acerca da menor probabilidade de ruína das paredes de fundação baseia-se na premissa de que os materiais utilizados serão os mesmos do pavimento térreo. No caso de ocorrência de fatores degradantes ou eventuais enfraquecimentos destas paredes, esta afirmação pode se inverter. Desta forma, lembra-se da importância da correta avaliação dos materiais e de sua consideração no momento dos cálculos.

Uma questão importante que pode ser abordada neste ponto é sobre a consideração dos esforços de vento. Para o mesmo exemplo descrito anteriormente,

no caso de considerarmos apenas as cargas verticais G e Q a probabilidade de ruína será de  $4,41 \cdot 10^{-4}$ , apenas um pouco inferior à probabilidade de  $5,27 \cdot 10^{-4}$  obtida da consideração dos esforços de vento somados aos demais. Isto demonstra que a desconsideração do fator tempo na determinação das cargas gera um erro pequeno, a favor da segurança, que pode ser desprezado.

Ressalta-se, no entanto, que esta diferença tende a aumentar quando se tratar de edifícios mais altos e submetidos a velocidades características mais elevadas. Caso o edifício testado tivesse dois pavimentos-tipo a mais e fosse construído em Florianópolis, onde a velocidade característica prescrita pela norma é de cerca de 45 m/s, a probabilidade de ruína aumentaria de  $7,15 \cdot 10^{-4}$  para  $1,14 \cdot 10^{-3}$  com a inclusão do vento. Estes cálculos, que já consideram a necessária alteração das resistências dos blocos a serem utilizados, lembram que a correta consideração dos esforços atuantes sempre é necessária, expondo os perigos de generalizações desmedidas.

Pode-se ainda testar a probabilidade de ruína para este exemplo sem as cargas acidentais, ou seja, apenas com a parcela devida ao peso próprio (G). Nestes termos, a probabilidade de colapso do prédio seria da ordem de  $3,90 \cdot 10^{-4}$ , também considerada muito próxima do resultado que considera todas as solicitações. Isto demonstra que o peso próprio tende a ser o fator preponderante na definição das solicitações, o que pode se entender da observação da figura 14.

Após a observação dos resultados obtidos para este exemplo, conclui-se que a ferramenta proposta é adequada à utilização a que se destina, pois apresenta a facilidade de uso e a precisão requeridas. Os resultados obtidos poderão ser comparados, adiante, com aqueles obtidos para um edifício construído em desacordo com as normas.

Também foi testada a possibilidade de utilização da distribuição log-normal para as solicitações e resistências. Neste caso a probabilidade de ruína do edifício é de apenas  $4,5 \cdot 10^{-14}$ , considerada irrisória. De fato, esta probabilidade está muito aquém daquela considerada adequada, o que apontaria para um prédio superdimensionado, o que também não seria desejável por ser antieconômico.

A grande diferença observada para os dois tipos de distribuição é facilmente entendida da observação da figura 41, onde se verifica que a resistência para a distribuição normal tem a curva mais aberta para a esquerda (para a direção da solicitação). Já a solicitação log-normal tem a curva deslocada para a direita, de forma que a interseção entre as duas curvas (solicitação e resistência) é reduzida.

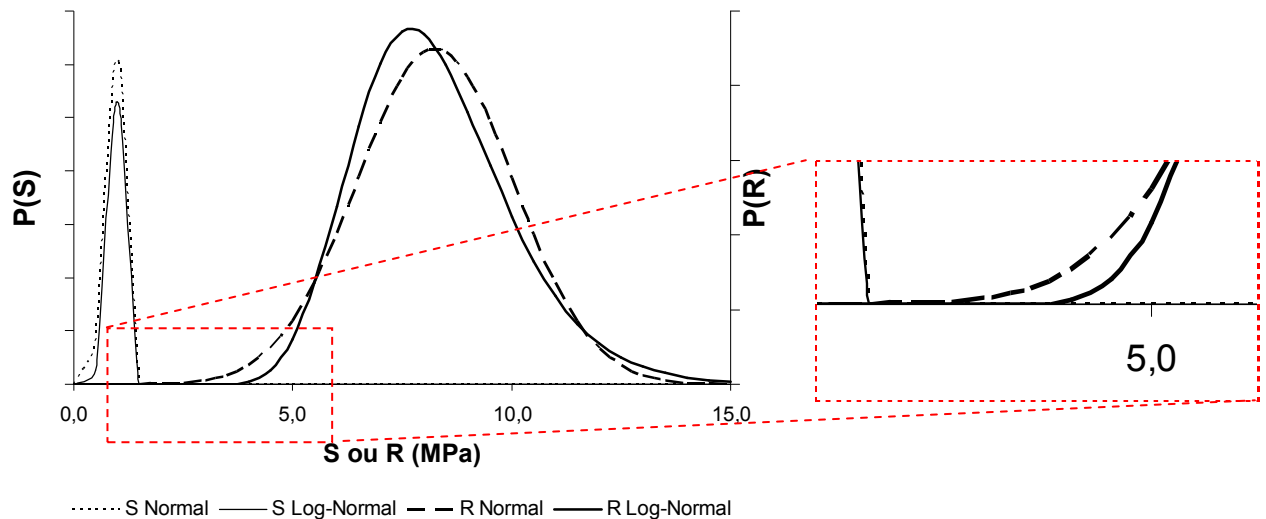


Figura 41: comparação entre as distribuições normal e log-normal para uma das paredes do prédio que obedece as normas

Observa-se que os resultados foram obtidos tanto através do cálculo analítico quanto pelo numérico, sendo que ambos demonstraram excelente concordância, validando-se. A tabela 15 demonstra os valores alcançados em cada caso.

Tabela 15: comparação dos valores alcançados em cada método para o prédio que segue as normas

	Distribuição normal		Distribuição log-normal	
	Analítico	Numérico	Analítico	Numérico
$P_f$	5,27E-04	5,27E-04	4,46E-14	4,44E-14

Com base no exposto, conclui-se que a melhor prática para o momento é a utilização da distribuição normal, já que as normas são nela baseadas, e considerando o fato de que não existem dados suficientes para a perfeita caracterização das curvas log-normais.

Observa-se, por fim, que a probabilidade global de ruína de  $10^{-6}$  seria alcançada, para o caso em estudo e adotando as distribuições normais para solicitações e resistências, caso o Coeficiente de Variação das resistências fosse cerca de 16%. Isto mostra que, no caso das paredes brasileiras terem uma homogeneidade um pouco maior que a inicialmente considerada neste trabalho (20%), os prédios projetados e edificados de acordo com as normas atingem a confiabilidade teoricamente requerida.

#### 4.2. Edifício construído em desacordo com as premissas normativas.

Após o exemplo anterior, agora se fará a estimativa da probabilidade de ruína para um prédio estruturado em alvenaria de blocos cerâmicos com 9,0 cm de espessura, revestidas com 1,5 cm de argamassa em cada lado. Para tanto a mesma arquitetura será utilizada, e o dimensionamento segue os mesmos passos do exemplo anterior, alterando-se o peso próprio das paredes (consideradas como 75% do peso próprio de paredes com blocos de concreto). Também foram reavaliadas as propriedades geométricas, em especial a largura e o momento de inércia que determinam diferenças nas tensões atuantes, e o fator  $\beta$ , pela redução da capacidade de carga causada pela menor espessura.

Embora nenhuma norma admita a possibilidade de consideração da contribuição do revestimento na resistência das paredes, considerando que alguns trabalhos científicos [48, 49] apontam nesta direção, e considerando ainda que o que se está a buscar é a efetiva confiabilidade de edifícios que já foram construídos em desacordo com as normas vigentes, optou-se por considerar como largura efetiva das paredes a soma da espessura da alvenaria e das duas camadas de revestimento (12,0 cm). Foram mantidos os flanges nas paredes, considerando-se que o simples contrafiado das interseções é suficiente para garantir a solidariedade das paredes frente às cargas horizontais. Ressalta-se que tanto a decisão da consideração da largura total quanto a da manutenção do funcionamento com flanges devem ser cuidadosamente ponderadas *in loco*, já que dependem de diversos fatores, tais como a integridade do revestimento, sua regularidade e aderência com a base, e a efetiva existência de contrafiado.

A altura efetiva das paredes será igual à altura livre, considerando-se que o detalhe de execução preponderante nos edifícios construídos em cerâmica é mais próximo àquele mostrado na figura 25. Também esta consideração deverá ser cuidadosamente avaliada durante a inspeção aos prédios.

Da mesma forma que para o primeiro exemplo, após a definição das cargas pode-se partir para a definição das solicitações características em cada parede, através da aplicação dos coeficientes parciais de segurança preconizados pela norma adotada. Estas solicitações, que deverão ser igualadas ou superadas pelas resistências características de prismas  $f_k$  que são necessárias para a construção do edifício, são demonstradas na tabela 16.

Tabela 16: solicitações características das paredes do prédio em desacordo com as normas

Parede	Solicitação característica $S_k$ (MPa)				
	3º pavto.	2º pavto.	1º pavto.	Térreo	Fundação
PAR01X	1,27	1,99	2,74	3,52	4,19
PAR02X	1,36	2,14	2,98	3,80	4,59
PAR03X	2,08	3,30	4,52	5,70	6,97
PAR04X	2,59	4,21	5,76	7,21	8,68
P05X	1,53	2,40	3,32	4,29	4,91
PAR06X	1,19	1,93	2,72	3,57	4,09
PAR07X	5,03	5,90	6,78	7,64	8,66
PAR08X	1,06	1,76	2,50	3,30	3,96
PAR09X	1,07	1,80	2,56	3,30	4,01
PAR10X	1,17	2,12	3,09	4,09	4,80
PAR11X	1,77	2,85	3,93	5,04	5,81
PAR12X	1,07	1,80	2,56	3,30	4,01
PAR01Y	0,83	1,35	1,93	2,55	2,91
PAR02Y	1,49	2,47	3,58	4,81	5,36
PAR03Y	1,16	1,87	2,66	3,51	4,01
P04Y	1,35	2,18	3,10	4,09	4,76
PAR05Y	1,46	2,70	4,25	6,09	6,42
PAR06Y	0,96	1,65	2,38	3,17	3,67
PAR07Y	1,49	2,43	3,36	4,25	5,18
PAR08Y	1,07	1,93	2,76	3,65	4,33
PAR09Y	5,60	6,39	7,13	7,87	8,87
PAR10Y	4,85	5,89	6,93	7,93	9,21

De posse das solicitações atuantes, para o cálculo da probabilidade de ruína foram adotados a resistência média dos prismas de alvenaria e seu Coeficiente de Variação de 3,25 MPa e 20% respectivamente. A resistência foi baseada nos resultados obtidos no edifício Enseada de Serrambí [56], e considera a contribuição do revestimento de argamassa. O CV foi arbitrado com base em valores observados em trabalhos científicos [48, 49, 55], já que os valores relativos ao Enseada de Serrambí não estavam disponíveis, e os valores de literatura são provenientes de um grande número de ensaios. É importante ressaltar mais uma vez que tais valores foram utilizados somente com finalidade didática, sendo que para a aplicação da ferramenta é necessária uma pesquisa detalhada, como exposto anteriormente.

Cita-se que a resistência utilizada, considerado o CV de 20%, resulta em uma resistência característica  $f_k$  de apenas 2,18 MPa, valor bem abaixo daquele apontado como necessário pelo projeto estrutural (tabela 16), sendo esta a principal inadequação às normas.

Para este caso não houve qualquer diferenciação nas resistências entre paredes ou pavimentos diferentes, já que não se pode grautear as paredes e já que a prática adotada determina que as unidades de alvenaria (tijolos) tenham as mesmas características para toda a obra. Exceções a isto são o fator  $\beta$  (que como já se disse

considera as excentricidades do carregamento, alterando ligeiramente as resistências de cada parede), e a fundação, cujas paredes foram consideradas sem revestimento. Neste caso, além da redução na espessura das paredes (de 12,0 para 9,0 cm), houve também uma redução na resistência média do prisma de 3,25 para 2,57 MPa [56].

As figuras 42 e 43 demonstram a interação entre solicitações e resistências para uma das paredes do pavimento térreo. Perceba-se que a resistência mais baixa da parede determina uma área de interferência entre solicitação e resistência maior que aquela observada para o exemplo com blocos de concreto (figura 39). Na prática, isso significa que a probabilidade de ruína será bem maior neste que naquele exemplo.

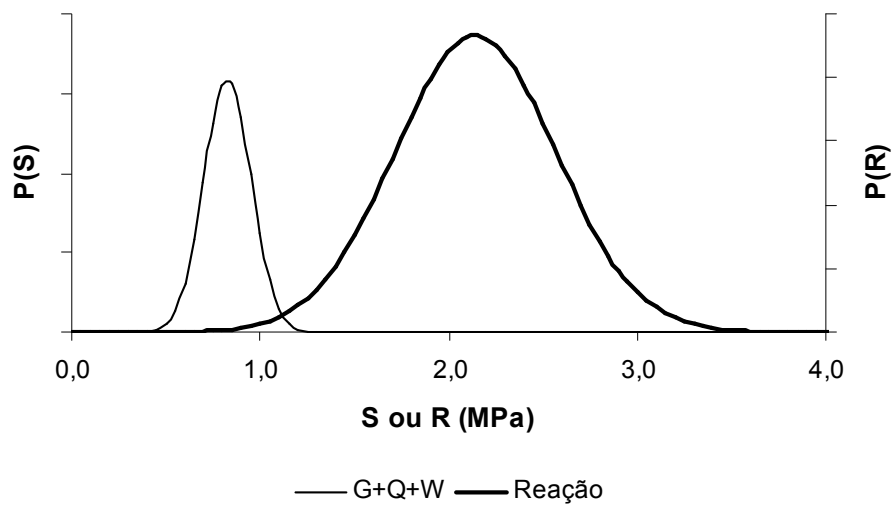


Figura 42: interação entre solicitação e resistência para uma das paredes do térreo do prédio que não segue as normas

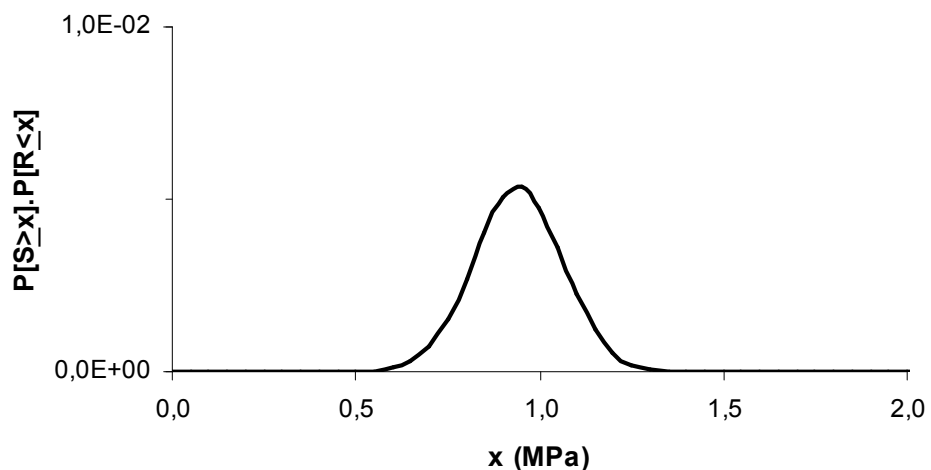


Figura 43: interferência ampliada entre solicitação e resistência para uma parede do prédio que não segue as normas

De fato, após efetuados os cálculos para o edifício inteiro, observa-se que a probabilidade de ruína, para este prédio construído em desacordo com as prescrições normativas, seria da ordem de 5,8%, absolutamente inaceitável. As tabelas 17 a 21 demonstram a situação para cada uma das paredes do edifício.

Verifica-se na tabela 17 a seguir que, para o 3º pavimento, todas as paredes têm probabilidades de ruína entre  $10^{-4}$  e  $10^{-7}$ , o que estaria até certo ponto dentro dos padrões esperados. As paredes críticas são, naturalmente, as PAR09Y e PAR10Y, que se encontram sob o reservatório superior.

Tabela 17: resultados para o 3º pavimento do prédio que não segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>S</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,13	0,01	0,02	0,13	0,01	2,18	0,55	1,80	0,36	1,75E-06
PAR02X	4	0,14	0,01	0,01	0,14	0,01	2,18	0,56	1,80	0,36	2,01E-06
PAR03X	4	0,20	0,01	0,02	0,19	0,01	2,18	0,50	1,62	0,32	5,46E-06
PAR04X	4	0,21	0,04	0,01	0,22	0,02	2,18	0,49	1,59	0,32	8,54E-06
PAR05X	4	0,13	0,01	0,02	0,13	0,01	2,18	0,59	1,91	0,38	1,62E-06
PAR06X	4	0,09	0,01	0,03	0,11	0,01	2,18	0,50	1,62	0,32	1,48E-06
PAR07X	2	0,44	0,22	0,01	0,50	0,08	2,18	0,67	2,17	0,43	7,63E-05
PAR08X	4	0,08	0,01	0,03	0,10	0,01	2,18	0,51	1,66	0,33	1,24E-06
PAR09X	2	0,09	0,01	0,01	0,09	0,01	2,18	0,47	1,53	0,31	1,35E-06
PAR10X	2	0,10	0,01	0,03	0,12	0,01	2,18	0,57	1,86	0,37	1,46E-06
PAR11X	2	0,16	0,06	0,04	0,19	0,02	2,18	0,61	1,99	0,40	3,24E-06
PAR12X	2	0,09	0,01	0,01	0,09	0,01	2,18	0,47	1,53	0,31	1,35E-06
PAR01Y	4	0,08	0,00	0,01	0,09	0,01	2,18	0,57	1,85	0,37	9,32E-07
PAR02Y	2	0,14	0,00	0,04	0,15	0,01	2,18	0,58	1,90	0,38	2,20E-06
PAR03Y	4	0,12	0,00	0,02	0,13	0,01	2,18	0,59	1,93	0,39	1,47E-06
PAR04Y	4	0,14	0,00	0,02	0,14	0,01	2,18	0,55	1,80	0,36	1,93E-06
PAR05Y	4	0,07	0,01	0,08	0,12	0,02	2,18	0,54	1,75	0,35	1,66E-06
PAR06Y	4	0,08	0,01	0,02	0,09	0,01	2,18	0,49	1,60	0,32	1,15E-06
PAR07Y	4	0,14	0,01	0,01	0,14	0,01	2,18	0,51	1,67	0,33	2,50E-06
PAR08Y	4	0,10	0,01	0,02	0,11	0,01	2,18	0,53	1,72	0,34	1,37E-06
PAR09Y	2	0,32	0,35	0,02	0,44	0,13	2,18	0,63	2,06	0,41	9,20E-05
PAR10Y	2	0,35	0,23	0,01	0,42	0,09	2,18	0,62	2,01	0,40	5,49E-05
Probabilidade de ruína para o pavimento											5,98E-04

Já na tabela 18 se observa que a probabilidade de  $10^{-4}$  é ultrapassada por três paredes, todas situadas na mesma região crítica (sob o reservatório superior e a escada). As demais paredes, mesmo com a carga de dois pavimentos, continuam dentro da margem inicialmente definida como tolerável.



Tabela 18: resultados para o 2º pavimento dos prédios que não segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,22	0,02	0,03	0,23	0,02	2,18	0,61	2,00	0,40	4,87E-06
PAR02X	4	0,24	0,03	0,03	0,25	0,02	2,18	0,61	2,00	0,40	5,99E-06
PAR03X	4	0,34	0,04	0,03	0,35	0,02	2,18	0,57	1,86	0,37	2,48E-05
PAR04X	4	0,37	0,10	0,02	0,39	0,04	2,18	0,56	1,82	0,36	4,87E-05
PAR05X	4	0,21	0,02	0,04	0,23	0,01	2,18	0,64	2,07	0,41	4,23E-06
PAR06X	4	0,18	0,02	0,05	0,21	0,02	2,18	0,58	1,90	0,38	4,25E-06
PAR07X	2	0,55	0,23	0,03	0,61	0,09	2,18	0,68	2,20	0,44	2,06E-04
PAR08X	4	0,16	0,02	0,05	0,19	0,02	2,18	0,60	1,94	0,39	3,34E-06
PAR09X	2	0,17	0,03	0,03	0,19	0,02	2,18	0,57	1,87	0,37	3,56E-06
PAR10X	2	0,20	0,04	0,06	0,24	0,02	2,18	0,61	1,98	0,40	5,76E-06
PAR11X	2	0,27	0,09	0,07	0,33	0,04	2,18	0,63	2,05	0,41	1,41E-05
PAR12X	2	0,17	0,03	0,03	0,19	0,02	2,18	0,57	1,87	0,37	3,56E-06
PAR01Y	4	0,14	0,01	0,03	0,16	0,01	2,18	0,63	2,05	0,41	1,92E-06
PAR02Y	2	0,24	0,02	0,08	0,28	0,02	2,18	0,63	2,06	0,41	7,71E-06
PAR03Y	4	0,21	0,01	0,04	0,22	0,01	2,18	0,64	2,09	0,42	3,89E-06
PAR04Y	4	0,24	0,01	0,04	0,25	0,01	2,18	0,63	2,03	0,41	5,73E-06
PAR05Y	4	0,15	0,02	0,18	0,26	0,04	2,18	0,62	2,02	0,40	6,98E-06
PAR06Y	4	0,16	0,03	0,03	0,18	0,01	2,18	0,58	1,88	0,38	3,11E-06
PAR07Y	4	0,25	0,03	0,03	0,26	0,02	2,18	0,58	1,90	0,38	8,56E-06
PAR08Y	4	0,19	0,04	0,04	0,21	0,02	2,18	0,59	1,93	0,39	4,40E-06
PAR09Y	2	0,42	0,36	0,03	0,55	0,14	2,18	0,64	2,09	0,42	2,35E-04
PAR10Y	2	0,47	0,26	0,03	0,55	0,10	2,18	0,64	2,07	0,41	1,81E-04
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>1,83E-03</b>

Tabela 19: resultados para o 1º pavimento do prédio em desacordo com as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,31	0,04	0,05	0,33	0,02	2,18	0,64	2,08	0,42	1,34E-05
PAR02X	4	0,34	0,04	0,04	0,36	0,03	2,18	0,64	2,08	0,42	1,75E-05
PAR03X	4	0,49	0,07	0,04	0,50	0,04	2,18	0,61	1,98	0,40	1,01E-04
PAR04X	4	0,52	0,16	0,04	0,57	0,06	2,18	0,60	1,95	0,39	2,34E-04
PAR05X	4	0,30	0,03	0,06	0,32	0,02	2,18	0,66	2,14	0,43	1,11E-05
PAR06X	4	0,27	0,04	0,08	0,31	0,03	2,18	0,62	2,03	0,41	1,20E-05
PAR07X	2	0,66	0,25	0,04	0,73	0,10	2,18	0,68	2,21	0,44	5,32E-04
PAR08X	4	0,25	0,04	0,08	0,29	0,03	2,18	0,63	2,06	0,41	9,02E-06
PAR09X	2	0,26	0,06	0,04	0,29	0,03	2,18	0,62	2,01	0,40	9,37E-06
PAR10X	2	0,30	0,07	0,10	0,36	0,04	2,18	0,64	2,08	0,42	2,02E-05
PAR11X	2	0,38	0,12	0,11	0,46	0,05	2,18	0,65	2,12	0,42	5,39E-05
PAR12X	2	0,26	0,06	0,04	0,29	0,03	2,18	0,62	2,01	0,40	9,37E-06
PAR01Y	4	0,20	0,02	0,05	0,23	0,02	2,18	0,65	2,12	0,42	4,13E-06
PAR02Y	2	0,33	0,03	0,15	0,41	0,04	2,18	0,66	2,13	0,43	2,87E-05
PAR03Y	4	0,29	0,02	0,07	0,32	0,02	2,18	0,66	2,15	0,43	1,06E-05
PAR04Y	4	0,34	0,01	0,07	0,36	0,02	2,18	0,65	2,12	0,42	1,80E-05
PAR05Y	4	0,22	0,03	0,32	0,42	0,08	2,18	0,65	2,12	0,42	3,80E-05
PAR06Y	4	0,24	0,05	0,06	0,28	0,03	2,18	0,62	2,02	0,40	8,37E-06
PAR07Y	4	0,36	0,06	0,06	0,39	0,03	2,18	0,62	2,01	0,40	2,84E-05
PAR08Y	4	0,27	0,07	0,07	0,32	0,03	2,18	0,63	2,04	0,41	1,35E-05
PAR09Y	2	0,53	0,37	0,06	0,67	0,14	2,18	0,66	2,13	0,43	5,64E-04
PAR10Y	2	0,59	0,29	0,06	0,69	0,11	2,18	0,65	2,11	0,42	5,66E-04
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>5,63E-03</b>

Tabela 20: resultados para o pavimento térreo do prédio em desacordo com as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,40	0,05	0,07	0,43	0,03	2,18	0,66	2,13	0,43	3,59E-05
PAR02X	4	0,44	0,06	0,06	0,47	0,03	2,18	0,66	2,13	0,43	4,91E-05
PAR03X	4	0,63	0,09	0,06	0,66	0,05	2,18	0,63	2,05	0,41	3,72E-04
PAR04X	4	0,68	0,20	0,05	0,74	0,08	2,18	0,62	2,02	0,40	9,42E-04
PAR05X	4	0,38	0,04	0,09	0,42	0,03	2,18	0,67	2,18	0,44	2,88E-05
PAR06X	4	0,35	0,06	0,11	0,42	0,04	2,18	0,64	2,09	0,42	3,39E-05
PAR07X	2	0,77	0,26	0,06	0,85	0,11	2,18	0,68	2,22	0,44	1,29E-03
PAR08X	4	0,33	0,06	0,11	0,39	0,04	2,18	0,65	2,12	0,42	2,43E-05
PAR09X	2	0,34	0,08	0,06	0,38	0,04	2,18	0,64	2,08	0,42	2,41E-05
PAR10X	2	0,40	0,10	0,14	0,49	0,05	2,18	0,65	2,13	0,43	6,76E-05
PAR11X	2	0,49	0,14	0,16	0,61	0,07	2,18	0,66	2,16	0,43	1,94E-04
PAR12X	2	0,34	0,08	0,06	0,38	0,04	2,18	0,64	2,08	0,42	2,41E-05
PAR01Y	4	0,26	0,03	0,08	0,31	0,02	2,18	0,67	2,16	0,43	9,01E-06
PAR02Y	2	0,43	0,04	0,23	0,55	0,06	2,18	0,67	2,17	0,43	1,10E-04
PAR03Y	4	0,37	0,03	0,11	0,42	0,03	2,18	0,67	2,18	0,44	2,89E-05
PAR04Y	4	0,45	0,02	0,11	0,49	0,03	2,18	0,66	2,16	0,43	5,60E-05
PAR05Y	4	0,29	0,04	0,50	0,60	0,12	2,18	0,67	2,17	0,43	2,39E-04
PAR06Y	4	0,32	0,06	0,10	0,38	0,04	2,18	0,64	2,08	0,42	2,25E-05
PAR07Y	4	0,47	0,08	0,09	0,51	0,04	2,18	0,64	2,08	0,42	9,06E-05
PAR08Y	4	0,36	0,09	0,11	0,43	0,05	2,18	0,65	2,10	0,42	4,05E-05
PAR09Y	2	0,63	0,38	0,10	0,79	0,15	2,18	0,66	2,16	0,43	1,33E-03
PAR10Y	2	0,71	0,31	0,09	0,83	0,13	2,18	0,66	2,14	0,43	1,62E-03
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>1,71E-02</b>

Tabela 21: resultados para a fundação do prédio que não segue as normas

Elemento	Repe- tições	Solicitações					Resistências				P <sub>f</sub> individual
		G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	W <sub>k</sub>	S	σ <sub>s</sub>	R <sub>k</sub>	β	R	σ <sub>R</sub>	
PAR01X	4	0,40	0,06	0,05	0,43	0,03	1,72	0,84	2,16	0,43	3,15E-05
PAR02X	4	0,40	0,06	0,04	0,42	0,03	1,72	0,84	2,16	0,43	2,80E-05
PAR03X	4	0,62	0,09	0,05	0,64	0,04	1,72	0,82	2,11	0,42	2,65E-04
PAR04X	4	0,47	0,14	0,03	0,50	0,06	1,72	0,81	2,08	0,42	8,66E-05
PAR05X	4	0,30	0,03	0,05	0,32	0,02	1,72	0,85	2,19	0,44	1,04E-05
PAR06X	4	0,56	0,09	0,14	0,63	0,05	1,72	0,83	2,14	0,43	2,41E-04
PAR07X	2	0,65	0,21	0,04	0,70	0,08	1,72	0,86	2,22	0,44	3,96E-04
PAR08X	4	0,54	0,09	0,13	0,62	0,05	1,72	0,84	2,16	0,43	1,99E-04
PAR09X	2	0,30	0,07	0,04	0,33	0,03	1,72	0,83	2,13	0,43	1,24E-05
PAR10X	2	0,64	0,15	0,17	0,75	0,08	1,72	0,84	2,16	0,43	6,67E-04
PAR11X	2	0,77	0,21	0,20	0,91	0,10	1,72	0,85	2,18	0,44	2,22E-03
PAR12X	2	0,30	0,07	0,04	0,33	0,03	1,72	0,83	2,13	0,43	1,24E-05
PAR01Y	4	0,40	0,04	0,10	0,45	0,03	1,72	0,85	2,18	0,44	3,83E-05
PAR02Y	2	0,32	0,03	0,14	0,39	0,04	1,72	0,85	2,18	0,44	2,14E-05
PAR03Y	4	0,44	0,04	0,10	0,49	0,03	1,72	0,85	2,19	0,44	5,18E-05
PAR04Y	4	0,54	0,02	0,10	0,57	0,04	1,72	0,85	2,18	0,44	1,17E-04
PAR05Y	4	0,22	0,03	0,29	0,39	0,07	1,72	0,85	2,19	0,44	2,59E-05
PAR06Y	4	0,45	0,09	0,10	0,51	0,05	1,72	0,83	2,13	0,43	7,92E-05
PAR07Y	4	0,66	0,11	0,10	0,71	0,06	1,72	0,83	2,12	0,42	4,64E-04
PAR08Y	4	0,57	0,15	0,13	0,66	0,07	1,72	0,83	2,14	0,43	3,25E-04
PAR09Y	2	0,77	0,43	0,10	0,93	0,17	1,72	0,84	2,17	0,43	3,90E-03
PAR10Y	2	0,88	0,36	0,09	1,01	0,15	1,72	0,84	2,16	0,43	5,80E-03
<b>Probabilidade de ruína para o pavimento</b>											<b>3,34E-02</b>

As probabilidades de ruína individuais para o 1º pavimento, o térreo e a fundação passam a ser maiores que as consideradas adequadas. A sua combinação define probabilidades muito elevadas para cada pavimento, pelos motivos já expostos.

Também neste caso foi testada a distribuição log-normal para solicitações e resistências. Ao contrário do ocorrido no exemplo de concreto, em que a diferença entre os cálculos efetuados com os dois tipos de distribuição foi gritante, neste caso os valores foram mais próximos. A probabilidade de ruína para a estrutura como um todo, neste caso, é de  $4,38 \cdot 10^{-3}$ , valor ainda considerado extremamente alto, mas que não pode ser considerado irreal. De fato, caso ensaios posteriores permitam concluir que as resistências das paredes construídas no Recife têm um comportamento descrito pela distribuição log-normal, os cálculos apontarão para uma confiabilidade maior para as construções. A tabela 22 demonstra os valores calculados.

Tabela 22: resultados apresentados por cada método para o edifício que não observa as normas

$P_f$	Distribuição normal		Distribuição log-normal	
	Analítico	Númerico	Analítico	Númerico
	5,75E-02	5,75E-02	4,38E-03	4,38E-03

Neste caso a diferença é menor porque as curvas relativas às solicitações e às resistências estão mais próximas, de forma que mesmo com a tendência de afastamento entre elas definida pelo comportamento da distribuição log-normal a interseção ainda é razoável. A figura 44 demonstra o fenômeno.

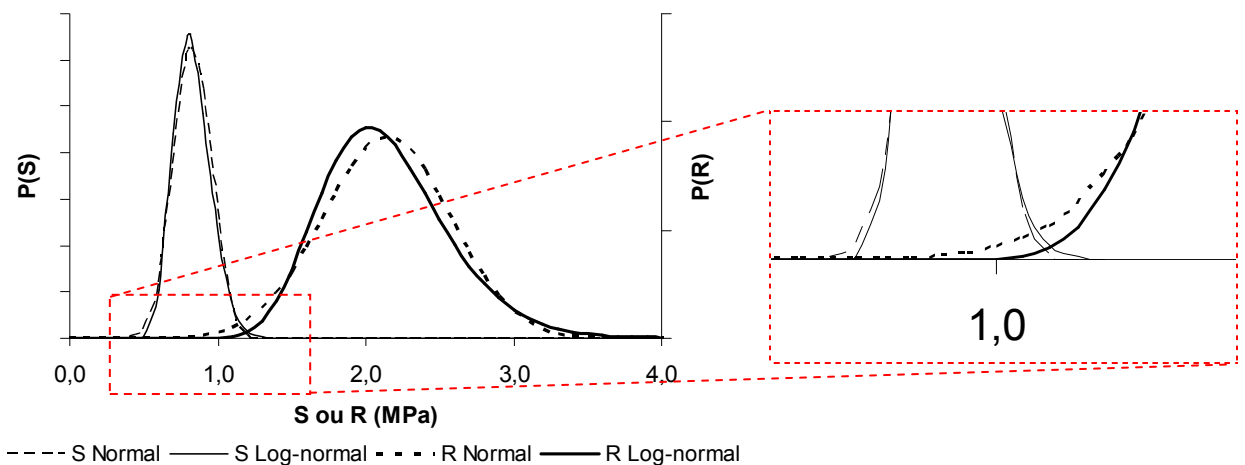


Figura 44: comparação entre as distribuições normal e log-normal para uma parede do prédio que desobedece as normas

Considerando a incerteza já explanada sobre o real comportamento da alvenaria executada no Recife, e a possibilidade de que as contribuições dos revestimentos não possam ser consideradas, testou-se também a hipótese das paredes com 9,0 cm de espessura, sem flanges. Neste caso, a probabilidade de ruína para o 1º pavimento e para o térreo já é de 100% (naturalmente esta também será a probabilidade para a estrutura inteira). Este valor, que se repete caso se adote a distribuição log-normal para as solicitações e resistências, é obviamente impossível, já que se assim fosse nenhum edifício construído nesse sistema ainda estaria em pé.

Uma conclusão possível desta análise é que se as solicitações e as resistências verificadas nos prédios do Recife forem similares às apontadas neste exemplo, o que garante a estabilidade dos edifícios é o revestimento de suas paredes, fato absolutamente perturbador. Ressalta-se que as tensões atuantes, muito provavelmente, serão parecidas, já que as tipologias de edifícios de quatro pavimentos não variam muito. Lembra-se que atenção especial deve ser dada à forma de apoio das lajes, que no caso de serem bi-apoiadas tendem a concentrar as cargas em algumas paredes. Já no caso das resistências, lembra-se ainda que os valores utilizados neste exemplo são referentes ao Conjunto Residencial Enseada do Serrambí, que ruiu em dezembro de 1999 ocasionando sete vítimas fatais [2].

Considerando a possibilidade de que as altíssimas probabilidades de ruína observadas para o edifício quando se deixa de considerar a contribuição do reboco e dos flanges possa ser ocasionada pelos esforços de vento, e considerando que o vento para o qual o prédio deve ser projetado atua, em média, uma vez a cada cinquenta anos, testou-se ainda esta configuração com velocidade nula, buscando simular a condição do edifício na maior parte do tempo. Neste caso, adotando-se distribuições normais para solicitações e resistências, a situação permanece inalterada, com ligeiros aumentos de confiabilidade para as paredes individualmente, mas ainda com 100% de probabilidade global de ruína para a estrutura. Isto significa que a baixa resistência dos tijolos, no caso de não se poder contar com a colaboração do revestimento, é o fator pelo qual os edifícios não são seguros. Mesmo ao se retirar toda a carga acidental, restando apenas o próprio peso da estrutura, a probabilidade de ruína ainda seria de 100%, o que ratifica a conclusão anterior.

Voltando ao caso de consideração do reboco na definição das características das paredes, já que este parece o único caminho lógico – a julgar pelos resultados

anteriormente apontados – passa-se a testar algumas variáveis, já que as probabilidades de ruína mostradas na tabela 22 também são extremamente elevadas.

O primeiro teste será a inclusão de uma estrutura de concreto armado na região da escada e reservatório superior. De fato, sabendo que esta é uma região crítica, é relativamente usual que os construtores insiram alguns pilares em pontos estratégicos. Naturalmente esta seria uma condição a ser detalhadamente analisada, face à enorme diferença conceitual entre os dois sistemas estruturais. Admita-se, no entanto, que simplificada as paredes desta região (PAR07X, PAR09Y e PAR10Y) tenham suas cargas reduzidas à metade, ou seja, metade das cargas nelas atuantes passará a ser resistida pela estrutura de concreto que, também simplificada, será considerada como 100% segura. Neste caso, a probabilidade de ruína do edifício cairia para 2,6%, ainda extremamente elevada, mas o teste mostra que mais da metade da probabilidade de ruína da estrutura é ocasionada por três dos 22 tipos de paredes de cada pavimento. Observa-se que, para a arquitetura do edifício tomado como exemplo, a redistribuição de cargas das PAR 09Y e PAR10Y é praticamente impossível, o que reforça a hipótese do modelo serial utilizado.

Outro teste, que não inclui a possibilidade de uma estrutura de concreto armado, se refere ao Coeficiente de Variação das resistências. Ao baixá-lo de 20% para 15%, um valor absolutamente possível, a probabilidade de ruína seria da ordem de  $2,8 \cdot 10^{-3}$ , valor bem melhor do que os quase 6% observados na condição original. Caso, além desta redução, aumente-se em 10% a resistência média das paredes, de 3,25 para 3,58 MPa, a probabilidade de ruína cairia para cerca de  $9,1 \cdot 10^{-4}$ , valor ainda elevado, mas que já começa a beirar o admissível caso a sociedade assim o entenda. A tabela 23 demonstra os cálculos efetuados, ressaltando-se que todos os testes foram efetuados para as distribuições normais.

Tabela 23: testes de variação da média e CV da resistência para o prédio que não respeita as normas

CV	20%	15%	15%
$R_m$ (MPa)	3,25	3,25	3,58
$P_f$	5,75E-02	2,77E-03	9,12E-04

Todas estas considerações demonstram a enorme importância do estudo dos fatores envolvidos. Conforme ficou demonstrado, a redução de 5% no Coeficiente de Variação da resistência das paredes já pode ser um fator decisivo entre a segurança ou a insegurança de um prédio. Desta forma, as conclusões a que se chegará com o

auxílio da ferramenta aqui proposta são absolutamente dependentes dos estudos que devem ser feitos a respeito das reais condições encontradas no Recife e, num passo adiante, para cada edificação a ser avaliada.

Isto significa que os resultados obtidos com a ferramenta, como já se esperava, são altamente dependentes da qualidade dos dados de entrada. Numa primeira análise, quando os dados relativos às resistências, por exemplo, forem ainda obtidos da bibliografia ou de indicadores gerais, os resultados podem apontar apenas qualitativamente para o nível de segurança dos edifícios. A partir do momento em que as solicitações e as reações forem mais bem conhecidas, no entanto, os resultados passarão a ser indicadores quantitativos, possibilitando então o pleno benefício que deles se espera.

## Capítulo 5. CONCLUSÕES

---

### 5.1. Sobre os resultados alcançados.

Dados os resultados obtidos nos exemplos detalhados e nos testes efetuados, conclui-se que a ferramenta desenvolvida é de fácil utilização e os resultados obtidos por sua aplicação mostram que a mesma é confiável, uma vez que os valores obtidos apresentam um comportamento lógico, de acordo com o que se espera, e considerando a convergência verificada para os três métodos testados.

Esta ferramenta, que é o primeiro passo dado na busca de uma nova abordagem para o problema descrito neste trabalho, poderá ser utilizada para a estimativa da confiabilidade de edifícios construídos em alvenaria estrutural, estejam eles de acordo com as normas técnicas ou não. De acordo com a qualidade dos dados disponíveis pode oferecer resultados qualitativos ou quantitativos, podendo assim auxiliar nas difíceis decisões de manter, demolir ou reforçar um prédio, ou ainda de desocupar ou não um edifício que esteja em desacordo com as premissas normativas.

Cabe ressaltar que a mesma metodologia poderia ser aplicada para a determinação das principais causas de eventuais desabamentos. É fato conhecido que a ruína de uma estrutura geralmente é causada por uma série de fatores, num fenômeno que se pode denominar de mecanismo de colapso. Neste mecanismo, no entanto, geralmente existe uma causa preponderante, sem a qual o desabamento não ocorreria. Esta causa pode ou não ser o desrespeito às normas construtivas, fato que pode ser esclarecido pelo estudo do risco de ruína da estrutura.

No caso de reforço, ou até mesmo de projeto, a estrutura também pode ser calculada com a mesma ferramenta. De fato, cada parede pode ter suas características alteradas, com o que a sua confiabilidade e a da estrutura podem ser monitoradas, até que a confiabilidade requerida seja alcançada.

Destaca-se por fim que esta tese não objetivou tecer recomendações sobre o tipo de material adequado para a construção de edifícios em alvenaria estrutural nem determinar o risco aceitável em estruturas deste tipo.

De fato, o risco deverá ser debatido entre integrantes de vários segmentos da sociedade, havendo inúmeros fatores subjetivos a serem considerados, conforme detalhado na revisão bibliográfica. Esta necessidade é reforçada pelos resultados obtidos na avaliação da confiabilidade de um edifício projetado e teoricamente construído inteiramente de acordo com as normas, exemplo para o qual o resultado global foi de  $5,27 \cdot 10^{-4}$ , bastante superior ao valor considerado adequado, ressaltando-

se que a probabilidade global de ruína de  $10^{-6}$  pode ser atingida se for demonstrado que o Coeficiente de Variação real das resistências é de cerca de 16%.

No caso dos prédios da Região Metropolitana de Recife a ferramenta mostra que os revestimentos das paredes têm uma importância capital, muito maior do que deveriam estes elementos que não foram projetados ou executados com funções estruturais. Este fenômeno, que a princípio é real, pode estar mascarando problemas construtivos originados no projeto e construção destes prédios. Embora sua consideração seja importante para a obtenção do real estado das estruturas, alerta-se para o perigo de sua utilização indiscriminada em cálculos de confiabilidade, dadas as variáveis envolvidas e o comportamento verificado na ruína de paredes revestidas.

## **5.2. Sobre trabalhos que podem ser desenvolvidos futuramente.**

Com base nos resultados alcançados e nas dificuldades encontradas, bem como na teoria utilizada para desenvolver a proposta apresentada nesta tese, sugere-se os assuntos seguintes a serem desenvolvidos posteriormente, como forma de aprofundar o tema introduzido.

Um aspecto importantíssimo que deve ser observado é o valor admissível do risco em edificações residenciais no Brasil. Deve ser desenvolvido inicialmente um estudo que aponte as questões técnicas e sociais envolvidas na fixação de uma probabilidade de ruína aceitável. Este estudo seria, então, submetido ao crivo público para as deliberações necessárias.

Da mesma forma, deve ser sistematizada uma rotina de coleta de dados relativos a solicitações e resistências que sejam adequados às realidades de todo o território nacional, permitindo que no futuro sejam utilizados parâmetros inteiramente adequados, tanto para verificação de edifícios existentes quanto para o projeto de novas estruturas.

Ainda nesta linha, mais estudos devem ser efetuados sobre a pertinência da utilização da contribuição dos revestimentos na resistência das paredes. Para o caso da Região Metropolitana de Recife, acredita-se que a coleta de corpos-de-prova nos edifícios sob suspeita seja a melhor alternativa, não sendo esta passível de substituição por resultados laboratoriais unicamente.

Por fim, acredita-se que o desenvolvimento de um programa computacional com interface mais amigável ao usuário seria benéfico à comunidade técnica. Neste caso poderiam ainda ser implementados diferentes recursos, tais como a consideração de



distribuições estatísticas diferentes para cada tipo de solicitação e resistência e a consideração da variabilidade das solicitações no tempo, eliminando-se algumas simplificações adotadas.

## Apêndice A – Exemplos das planilhas de cálculo desenvolvidas

Neste apêndice são mostradas as planilhas de cálculo desenvolvidas nesta tese. Considerando-se o caráter repetitivo das planilhas, tais amostras são truncadas por questão de espaço, ressaltando-se que as principais informações estão presentes. As planilhas de cálculo pelo método numérico tiveram redução de 500 para 20 passos de cálculo para cada parede, motivo pelo qual podem apresentar pequena diferença de valores em relação às planilhas do método analítico. As planilhas completas podem ser obtidas no sítio do Grupo de Desenvolvimento da Alvenaria: [www.gda.ufsc.br](http://www.gda.ufsc.br)

RESUMO	Prob. Ruína	Confiab.
3º Pavto.	4,90E-05	99,995%
2º Pavto.	7,94E-05	99,992%
1º Pavto.	1,13E-04	99,989%
Térreo	1,71E-04	99,983%
Fundação	1,14E-04	99,989%
<b>GLOBAL</b>	<b>5,27E-04</b>	<b>99,947%</b>

### 3º Pavimento

Coefficiente de Variação das solicitações G	<b>5%</b>				
Coefficiente de Variação das solicitações Q	<b>100%</b>				
Coefficiente de Variação das solicitações W	<b>38%</b>				
Coefficiente de Variação das resistências R	<b>20%</b>				
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>	<b>PAR03X</b>	<b>PAR04X</b>
Repetições		4	4	4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,1252	0,1370	0,1818	0,2021
Solicitação acidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0049	0,0055	0,0080	0,0327
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0139	0,0121	0,0131	0,0106
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200	4,1200	4,1200
$\beta$		0,8073	0,8075	0,7505	0,7425
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,1157	0,1266	0,1680	0,1867
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0058	0,0063	0,0084	0,0093
Solicitação acidental média $Q_m$ (MPa)		0,0019	0,0021	0,0030	0,0124
Desvio-padrão da solicitação acidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0019	0,0021	0,0030	0,0124
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0086	0,0075	0,0081	0,0065
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0033	0,0028	0,0031	0,0025
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,1261	0,1361	0,1791	0,2056
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0069	0,0072	0,0094	0,0157
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401	6,1401	6,1401
Resistência média da parede R (MPa)		4,9569	4,9583	4,6079	4,5593
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		0,9914	0,9917	0,9216	0,9119
$z=$		-4,872683	-4,862633	-4,8054529	-4,7738355
Probabilidade de ruína para a parede:		5,512E-07	5,800E-07	7,730E-07	9,049E-07
Confiabilidade acumulada:	<b>99,995%</b>	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00

Figura A1: amostra de planilha analítica para o 3º pavimento (distribuições normais)

## 2º Pavimento

Coeficiente de Variação das solicitações G	<b>5%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações Q	<b>100%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações W	<b>38%</b>				
Coeficiente de Variação das resistências R	<b>20%</b>				
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>	<b>PAR03X</b>	<b>PAR04X</b>
Repetições		4	4	4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,2202	0,2403	0,3207	0,3525
Solicitação accidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0197	0,0219	0,0320	0,0836
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0253	0,0220	0,0238	0,0192
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200	4,1200	4,1200
$\beta$		0,8746	0,8740	0,8294	0,8193
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,2035	0,2221	0,2963	0,3257
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0102	0,0111	0,0148	0,0163
Solicitação accidental média $Q_m$ (MPa)		0,0075	0,0083	0,0121	0,0316
Desvio-padrão da solicitação accidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0075	0,0083	0,0121	0,0316
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0156	0,0136	0,0147	0,0118
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0059	0,0051	0,0056	0,0045
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,2265	0,2439	0,3231	0,3691
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0139	0,0148	0,0199	0,0358
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401	6,1401	6,1401
Resistência média da parede R (MPa)		5,3703	5,3662	5,0926	5,0306
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		1,0741	1,0732	1,0185	1,0061
z=		-4,788755	-4,772309	-4,6818915	-4,6301849
Probabilidade de ruína para a parede:		8,402E-07	9,118E-07	1,423E-06	1,829E-06
Confiabilidade acumulada:	<b>99,992%</b>	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00

## 1º Pavimento

Coeficiente de Variação das solicitações G	<b>5%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações Q	<b>100%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações W	<b>38%</b>				
Coeficiente de Variação das resistências R	<b>20%</b>				
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>	<b>PAR03X</b>	<b>PAR04X</b>
Repetições		4	4	4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,3152	0,3437	0,4596	0,5029
Solicitação accidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0345	0,0383	0,0560	0,1344
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0398	0,0347	0,0376	0,0303
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200	4,1200	4,1200
$\beta$		0,9008	0,9001	0,8675	0,8584
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,2912	0,3176	0,4247	0,4647
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0146	0,0159	0,0212	0,0232
Solicitação accidental média $Q_m$ (MPa)		0,0130	0,0145	0,0212	0,0508
Desvio-padrão da solicitação accidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0130	0,0145	0,0212	0,0508
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0245	0,0214	0,0231	0,0186
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0093	0,0081	0,0088	0,0071
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,3288	0,3534	0,4690	0,5342
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0217	0,0230	0,0312	0,0563
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401	6,1401	6,1401
Resistência média da parede R (MPa)		5,5309	5,5270	5,3264	5,2706
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		1,1062	1,1054	1,0653	1,0541
z=		-4,7018716	-4,6792968	-4,5577985	-4,4868637
Probabilidade de ruína para a parede:		1,290E-06	1,441E-06	2,587E-06	3,617E-06
Confiabilidade acumulada:	<b>99,989%</b>	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00

Figura A2: amostra de planilha analítica para o 2º e 1º pavimentos (distribuições normais)

## Térreo

Coeficiente de Variação das solicitações G	<b>5%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações Q	<b>100%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações W	<b>38%</b>				
Coeficiente de Variação das resistências R	<b>20%</b>				
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>	<b>PAR03X</b>	<b>PAR04X</b>
Repetições		4	4	4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,4102	0,4470	0,5986	0,6748
Solicitação accidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0463	0,0514	0,0752	0,1751
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0573	0,0500	0,0541	0,0436
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200	4,1200	5,9500
$\beta$		0,9141	0,9136	0,8879	0,8800
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,3790	0,4131	0,5531	0,6235
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0190	0,0207	0,0277	0,0312
Solicitação accidental média $Q_m$ (MPa)		0,0175	0,0194	0,0284	0,0662
Desvio-padrão da solicitação accidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0175	0,0194	0,0284	0,0662
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0353	0,0307	0,0333	0,0268
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0134	0,0117	0,0126	0,0102
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,4318	0,4632	0,6148	0,7165
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0291	0,0307	0,0416	0,0739
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401	6,1401	8,8674
Resistência média da parede R (MPa)		5,6128	5,6093	5,4515	7,8035
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		1,1226	1,1219	1,0903	1,5607
z=		-4,6137916	-4,5853823	-4,432931	-4,5358118
Probabilidade de ruína para a parede:		1,979E-06	2,268E-06	4,652E-06	2,872E-06
Confiabilidade acumulada:	<b>99,983%</b>	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00

## Fundação

Coeficiente de Variação das solicitações G	<b>5%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações Q	<b>100%</b>				
Coeficiente de Variação das solicitações W	<b>38%</b>				
Coeficiente de Variação das resistências R	<b>20%</b>				
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>	<b>PAR03X</b>	<b>PAR04X</b>
Repetições		4	4	4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,3074	0,3027	0,4396	0,3514
Solicitação accidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0359	0,0360	0,0555	0,0903
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0442	0,0348	0,0397	0,0227
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200	4,1200	5,9500
$\beta$		0,9900	0,9900	0,9900	0,9900
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,2841	0,2797	0,4062	0,3247
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0142	0,0140	0,0203	0,0162
Solicitação accidental média $Q_m$ (MPa)		0,0136	0,0136	0,0210	0,0341
Desvio-padrão da solicitação accidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0136	0,0136	0,0210	0,0341
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0272	0,0214	0,0244	0,0140
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0103	0,0081	0,0093	0,0053
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,3248	0,3147	0,4516	0,3728
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0222	0,0211	0,0306	0,0382
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401	6,1401	8,8674
Resistência média da parede R (MPa)		6,0787	6,0787	6,0787	8,7787
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		1,2157	1,2157	1,2157	1,7557
z=		-4,7320227	-4,7404339	-4,6270567	-4,7865082
Probabilidade de ruína para a parede:		1,113E-06	1,068E-06	1,856E-06	8,496E-07
Confiabilidade acumulada:	<b>99,989%</b>	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00

Figura A3: amostra de planilha analítica para o pavimento térreo e fundação (distribuições normais)

RESUMO	Prob. Ruína	Confiabilidade
3º Pavto.	4,89E-05	99,995%
2º Pavto.	7,94E-05	99,992%
1º Pavto.	1,13E-04	99,989%
Térreo	1,71E-04	99,983%
Fundação	1,14E-04	99,989%
<b>GLOBAL</b>	<b>5,27E-04</b>	<b>99,947%</b>

## 3º pavimento

Coefficiente de Variação das solicitações G	5%		
Coefficiente de Variação das solicitações Q	100%		
Coefficiente de Variação das solicitações W	38%		
Coefficiente de Variação das resistências R	20%		
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>
Repetições		4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,1252	0,1370
Solicitação acidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0049	0,0055
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0139	0,0121
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200
$\beta$		0,8073	0,8075
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,1157	0,1266
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0058	0,0063
Solicitação acidental média $Q_m$ (MPa)		0,0019	0,0021
Desvio-padrão da solicitação acidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0019	0,0021
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0086	0,0075
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0033	0,0028
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,1261	0,1361
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0069	0,0072
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401
Resistência média da parede R (MPa)		4,9569	4,9583
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		0,9914	0,9917
Probabilidade de ruína para a parede		5,0782E-07	6,1624E-07
Confiabilidade acumulada	<b>99,995%</b>	<b>0,999998</b>	<b>0,9999975</b>

Valor de S ou R (MPa)	GLOBAL	P(R<S)		ÁREAS ITERAÇÃO	
		PAR01X	PAR02X	PAR01X	PAR02X
0,000		3,617E-78	2,454E-82	6,675E-59	2,248E-63
0,020		6,675E-57	2,248E-61	2,722E-41	9,909E-46
0,040		2,722E-39	9,909E-44	2,453E-27	2,101E-31
0,060		2,453E-25	2,101E-29	4,883E-17	2,143E-20
0,080		4,883E-15	2,143E-18	2,148E-10	1,051E-12
0,100		2,148E-08	1,051E-10	2,090E-07	2,482E-08
0,120		2,088E-05	2,482E-06	2,537E-07	3,066E-07
0,140		4,486E-06	2,818E-05	4,486E-08	2,833E-07
0,160		2,129E-10	1,539E-07	2,129E-12	1,539E-09
0,180		2,233E-18	4,043E-13	2,233E-20	4,043E-15
0,200		5,175E-30	5,110E-22	5,175E-32	5,110E-24
0,220		2,650E-45	3,107E-34	2,650E-47	3,107E-36
0,240		2,998E-64	9,087E-50	2,998E-66	9,087E-52
0,260		7,496E-87	1,278E-68	7,496E-89	1,278E-70
0,280		4,141E-113	8,652E-91	4,141E-115	8,652E-93
0,300		5,056E-143	2,817E-116	5,056E-145	2,817E-118
0,320		1,364E-176	4,412E-145	1,364E-178	4,412E-147
0,340		8,128E-214	3,324E-177	8,128E-216	3,324E-179
0,360		1,070E-254	1,205E-212	1,070E-256	1,205E-214
0,380		3,115E-299	2,100E-251	3,115E-301	2,100E-253
0,400		0,000E+00	1,761E-293	0,000E+00	1,761E-295
0,420		0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,440		0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,460		0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,480		0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,500		0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,520		0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00

Figura A4: amostra de planilha numérica para o terceiro pavimento (distribuições normais)

RESUMO	Prob. Ruína	Confiab.
3º Pavto.	3,95E-14	100,000%
2º Pavto.	5,11E-15	100,000%
1º Pavto.	0,00E+00	100,000%
Térreo	0,00E+00	100,000%
Fundação	0,00E+00	100,000%
<b>GLOBAL</b>	<b>4,46E-14</b>	<b>100,000%</b>

## 3º Pavimento

Coefficiente de Variação das solicitações G	<b>5%</b>				
Coefficiente de Variação das solicitações Q	<b>100%</b>				
Coefficiente de Variação das solicitações W	<b>38%</b>				
Coefficiente de Variação das resistências R	<b>20%</b>				
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>	<b>PAR03X</b>	<b>PAR04X</b>
Repetições		4	4	4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,1252	0,1370	0,1818	0,2021
Solicitação acidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0049	0,0055	0,0080	0,0327
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0139	0,0121	0,0131	0,0106
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200	4,1200	4,1200
$\beta$		0,8073	0,8075	0,7505	0,7425
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,1157	0,1266	0,1680	0,1867
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0058	0,0063	0,0084	0,0093
Solicitação acidental média $Q_m$ (MPa)		0,0019	0,0021	0,0030	0,0124
Desvio-padrão da solicitação acidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0019	0,0021	0,0030	0,0124
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0086	0,0075	0,0081	0,0065
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0033	0,0028	0,0031	0,0025
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,1261	0,1361	0,1791	0,2056
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0069	0,0072	0,0094	0,0157
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401	6,1401	6,1401
Resistência média da parede R (MPa)		4,9569	4,9583	4,6079	4,5593
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		0,9914	0,9917	0,9216	0,9119
$\sigma_S^2$		0,003	0,003	0,003	0,006
$\mu_S$		-2,072	-1,996	-1,721	-1,585
$\sigma_R^2$		0,039	0,039	0,039	0,039
$\mu_R$		1,581	1,581	1,508	1,498
Z=		-17,78309208	-17,4462307	-15,75961035	-14,52550627
Probabilidade de ruína para a parede:		0,00000E+00	0,00000E+00	0,00000E+00	0,00000E+00
Confiabilidade acumulada:	<b>100,000%</b>	1,00000E+00	1,000E+00	1,000E+00	1,000E+00

Figura A5: amostra de planilha analítica para o 3º pavimento (distribuições log-normais)

RESUMO	Prob. Ruína	Confiab.
3º Pavto.	3,93E-14	100,000%
2º Pavto.	5,11E-15	100,000%
1º Pavto.	0,00E+00	100,000%
Térreo	0,00E+00	100,000%
Fundação	0,00E+00	100,000%
<b>GLOBAL</b>	<b>4,44E-14</b>	<b>100,000%</b>

### 3º pavimento

Coefficiente de Variação das solicitações G	5%		
Coefficiente de Variação das solicitações Q	100%		
Coefficiente de Variação das solicitações W	38%		
Coefficiente de Variação das resistências R	20%		
Parede	<b>GLOBAL</b>	<b>PAR01X</b>	<b>PAR02X</b>
Repetições		4	4
Solicitação permanente característica $G_k$ (MPa)		0,1252	0,1370
Solicitação accidental característica $Q_k$ (MPa)		0,0049	0,0055
Solicitação de vento característica $W_k$ (MPa)		0,0139	0,0121
Resistência característica do prisma $R_k$ (MPa)		4,1200	4,1200
$\beta$		0,8073	0,8075
Solicitação permanente média $G_m$ (MPa)		0,1157	0,1266
Desvio-padrão da solicitação permanente $\sigma_G$ (MPa)		0,0058	0,0063
Solicitação accidental média $Q_m$ (MPa)		0,0019	0,0021
Desvio-padrão da solicitação accidental $\sigma_Q$ (MPa)		0,0019	0,0021
Solicitação de vento média $W_m$ (MPa)		0,0086	0,0075
Desvio-padrão da solicitação de vento $\sigma_W$ (MPa)		0,0033	0,0028
Combinação $G_m + Q_m + W_m = S$ (MPa)		0,1261	0,1361
Combinação $\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_W = \sigma_S$ (MPa)		0,0069	0,0072
Resistência média do prisma $R_m$ (MPa)		6,1401	6,1401
Resistência média da parede R (MPa)		4,9569	4,9583
Desvio-padrão da resistência da parede $\sigma_R$ (MPa)		0,9914	0,9917
Solicitação média correspondente log-normal (MPa)		-2,0721	-1,9958
Desvio-padrão solíc. corresp. log-normal (MPa)		0,0546	0,0531
Resistência média correspondente log-normal (MPa)		1,5812	1,5815
Desvio-padrão resist. corresp. log-normal (MPa)		0,1980	0,1980
Probabilidade de ruína para a parede:		0,0000E+00	0,0000E+00
Confiabilidade acumulada:	<b>100,000%</b>	1,00000E+00	1,000E+00

Valor de S ou R (MPa)	GLOBAL	P(R<S)		ÁREAS ITERAÇÃO	
		PAR01X	PAR02X	PAR01X	PAR02X
0,001		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,020		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,040		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,060		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,080		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,100		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,120		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,140		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,160		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,180		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,200		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,220		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,240		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,260		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,280		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,300		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,320		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,340		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,360		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,380		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,400		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,420		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,440		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,460		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,480		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,500		0,0000E+00	0,0000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,520		0,0000E+00	0,0000E+00		

Figura A6: amostra de planilha numérica para o 3º pavimento (distribuições log-normais)

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

---

- [1] HANAI, João Bento de; OLIVEIRA, Fabiana Lopes de. Alvenaria estrutural de blocos cerâmicos: patologias e técnicas inadequadas. **Téchne**, n. 62, p. 54-58, 2002.
- [2] PIRES SOBRINHO, Carlos Wellington de Azevedo; MELO, Lucyana Vieira de. Sistema construtivo em alvenaria utilizado na região metropolitana do Recife, nordeste do Brasil: razões técnicas de sua inviabilidade. In: VII INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. **Anais**. Belo Horizonte, 2002. p. 497-502.
- [3] MINISTÉRIO PÚBLICO DE PERNAMBUCO. MPPE pede execução de tutela antecipada em favor dos moradores. Disponível em <[http://www.mp.pe.gov.br/imprensa/noticias/2003\\_outubro/17\\_mppe.htm](http://www.mp.pe.gov.br/imprensa/noticias/2003_outubro/17_mppe.htm)>. Acesso em: 04 mai. 2004.
- [4] HENDRY, A. W. Safety factors in limit state design of masonry. **International Journal of Masonry Construction**, n. 4, v. 2, p. 178-180, 1982.
- [5] JOINT COMITEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic Model Code, Part 1 – Basis of Design**. Disponível em: <[http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PART\\_I.PDF](http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PART_I.PDF)>. Acesso em: 17 mai. 2004.
- [6] HAMMURABI. The Code of Hammurabi. Disponível em <<http://www.wsu.edu/~dee/MESO/CODE.HTM>>; em <<http://eawc.evansville.edu/anthology/hammurabi.htm>>; em <<http://www.dhnet.org.br/direitos/anthist/hamurabi.htm>>. Acesso em 05 mai. 2004.
- [7] BRIGTH, N. J., FUDGE, C. A. Historical Development of Simple Rules for Masonry Design. In: 8<sup>th</sup>. INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE. **Anais**. Dublin, 1988. p. 1417-1426.
- [8] HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. **Handbook to BS 5628: Structural Use of Masonry Part 1 – Unreinforced Masonry**. Windsor: Brick Development Association, 1981.
- [9] ELLINGWOOD, Bruce R. Load and Resistance Factor Criteria for Progressive Collapse Design. In: WORKSHOP ON PREVENTION OF PROGRESSIVE COLLAPSE. Rosemont: National Institute of Buildings Science, 2002. Disponível em: <<http://www.nibs.org/MMC/ProgCollapse%20presentations/Ellingwood%20paper.pdf>>. Acesso em: 22 out. 2005.
- [10] MORTON, J. **Accidental damage robustness & stability**. Windsor: Brick Development Association, 1985.
- [11] SCHNEIDER, Robert R.; DICKEY, Walter L. **Reinforced Masonry Design - 3<sup>rd</sup>. Ed.** Prentice-Hall, New Jersey, 1994.
- [12] SINHA, B. P. The Research on Structural Masonry at the University of Edimburgh. In: 5<sup>th</sup> INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. **Anais**. Florianópolis, 1994. p. 685-709.
- [13] LEVITT, Steven D.; DUBNER, Stephen J. **Freakonomics: o lado oculto e inesperado de tudo que nos afeta: as revelações de um economista original e politicamente incorreto**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2005.
- [14] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Censo demográfico 2000. Disponível em: <[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/educacao/bras\\_tab112.pdf](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/educacao/bras_tab112.pdf)>. Acesso em: 27 abr. 2004.



- [15] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Censo demográfico 2000. Disponível em: <[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/trabalho\\_rendimento/tabrendbr1212.pdf](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/trabalho_rendimento/tabrendbr1212.pdf)>. Acesso em: 27 abr. 2004.
- [16] INSTITUTO DE PESQUISAS DATAFOLHA. Avaliação do Presidente Luiz Inácio Lula da Silva. Disponível em: <[http://www1.folha.uol.com.br/folha/datafolha/po/aval\\_pres\\_01062005b.shtml](http://www1.folha.uol.com.br/folha/datafolha/po/aval_pres_01062005b.shtml)>. Acesso em: 18 out. 2005.
- [17] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. A Nation Prepared – Strategic Plan Fiscal Years 2003 – 2008. Disponível em: <<http://www.fema.gov/library/strategicplanfy03.shtml>>. Acesso em: 15 abr. 2004.
- [18] UNITED STATES OF AMERICA. National Construction Safety Team Act. Disponível em: <[http://www.nist.gov/public\\_affairs/releases/hr46871.pdf](http://www.nist.gov/public_affairs/releases/hr46871.pdf)>. Acesso em: 29 abr. 2004.
- [19] NAKAMURA, Juliana. Normas técnicas em construção. **Téchne**, n. 78, p. 30-36, 2003.
- [20] SANCHEZ, Paulo. Vale a norma. Entrevista concedida a Luiz Ciocchi. **Téchne**, n. 78, p. 26-28, 2003.
- [21] BRASIL. Lei 4.150/62. Institui o regime obrigatório de preparo e observância das normas técnicas nos contratos de obras e compras do serviço público de execução direta, concedida, autárquica ou de economia mista, através da Associação Brasileira de Normas Técnicas e dá outras providências. Disponível em: <<http://www.senado.gov.br/legbras/>>. Acesso em: 04 mai. 2004.
- [22] BRASIL. Lei 8.078/90. Dispõe sobre a proteção do consumidor e dá outras providências. Disponível em: <<https://www.planalto.gov.br/>>. Acesso em: 30 abr. 2004.
- [23] ANG, Alfredo H.-S.; LEE, Jae-Chull. Cost optimal design of R/C buildings. **Reliability Engineering and System Safety**, n. 73, p. 233-238, 2001.
- [24] GAYTON, N. et al. Calibration Methods for reliability-based design codes. **Structural Safety**, n. 26, p. 91-121, 2004.
- [25] RACKWITZ, Rüdiger. Optimization and risk acceptability based on the Life Quality Index. **Structural Safety**, n. 24, p. 297-331, 2002.
- [26] DITLEVSEN, Ove. Decision modeling and acceptance criteria. **Structural Safety**, n. 25, p. 165-191, 2003.
- [27] PANDEY, M. D.; NATHWANI, J. S. Life quality index for the estimation of societal willingness-to-pay for safety. **Structural Safety**, n. 26, p. 181-199, 2004.
- [28] GAYTON, N. et al. Calibration Methods for reliability-based design codes. **Structural Safety**, n. 26, p. 91-121, 2004.
- [29] RAIFFA, Howard. Science and Policy: Their Separation and Integration in Risk Analysis. In: THE RISK ANALYSIS CONTROVERSY – AN INSTITUTIONAL PERSPECTIVE. **Anais**. New York: Springer-Verlag, 1982. p. 27-37.
- [30] PATÉ-CORNELL, Elisabeth. Finding and Fixing Systems Weaknesses: Probabilistic Methods and Applications of Engineering Risk Analysis. **Risk Analysis**, v. 22, n. 2, p. 319-334, 2002.
- [31] RONGE, Volker. Risks and the Waning of Compromise in Politics. In: THE RISK ANALYSIS CONTROVERSY – AN INSTITUTIONAL PERSPECTIVE. **Anais**. New York: Springer-Verlag, 1982. p. 115-125.

- [32] FREUDENTHAL, Alfred M. The Safety of Structures. **Transactions**, ASCE, Vol. 112, p. 125-180, 1947.
- [33] FREUDENTHAL, Alfred M. Safety and the Probability of Structural Failure. **Transactions**, ASCE, Vol. 121, p. 1337-1397, 1956.
- [34] FREUDENTHAL, Alfred M., GARRELTS, Jewell M., SHINOZUKA, Masanobu. The Analysis of Structural Safety. **Journal of the Structural Division**, ASCE, Vol. 92, n.º. ST1, p. 267-325, 1966.
- [35] VROUWENVELDER, A. C. W. M. Developments towards full probabilistic design codes. **Structural Safety**, n. 24, p. 417-432, 2002.
- [36] JOINT COMITEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic Model Code, Part 2 – Load Models**. Disponível em: <[http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PART\\_II.PDF](http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PART_II.PDF)>. Acesso em: 17 mai. 2004.
- [37] JOINT COMITEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic Model Code, Part 3 – Material Properties**. Disponível em: <[http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PART\\_III.PDF](http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PART_III.PDF)>. Acesso em: 17 mai. 2004.
- [38] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations, and Recommendations. New York: FEMA, 2002. Disponível em: <<http://www.fema.gov/library/wtcstudy.shtm>>. Acesso em: 19 mai. 2004.
- [39] UNITED STATES OF AMERICA. MIL-HDBK-17-3E - Polymer Matrix Composites - Volume 3 - Materials Usage, Design and Analysis (Chapter 6 – Structural Reliability). Department of Defense Coordination Draft, 1996. Disponível em: <<http://mil-17.udel.edu/Pdf/v3ch6e.pdf>>. Acesso em: 13 mai. 2004.
- [40] DIAZ, Benjamim E. Sugestões sobre Coeficientes de Segurança. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais eletrônicos...** Belo Horizonte, 2002. 1066.
- [41] HARR, Milton Edward. **Reliability-Based Design in Civil Engineering**. New York: McGraw-Hill, 1987.
- [42] KAPUR, K. C.; LAMBERSON, L. R. **Reliability in Engineering Design**. New York: John Wiley & Sons, 1977.
- [43] MAREK, Pavel; BROZZETTI, Jacques; Gustar, Milan; Tikalski, Paul. **Probabilistic Assessment of Structures using Monte Carlo Simulation**. Praha: Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic, 2003.
- [44] TONG, Yu Chee. **Literature Review on Aircraft Structural Risk and Reliability Analysis**. Meulborne: DSTO Aeronautical and Maritime Research Laboratory, 2001.
- [45] DYMIOTIS, Christiana; GUTLEDERER, Brigitte M. Allowing for uncertainties in the modeling of masonry compressive strength. **Construction and Building Materials**, n. 16, p. 443-452, 2002.
- [46] HENDRY, Arnold W. **Structural Masonry**.
- [47] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- [48] OLIVEIRA, Fabiana L.; HANAI, João Bento de. Análise do comportamento de paredes de alvenaria construídas com blocos cerâmicos de vedação. In: VII INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. **Anais**. Belo Horizonte, 2002. p. 399-409.

- [49] CAVALHEIRO, Odilon Pâncaro. Resistência e deformabilidade de pequenas paredes em alvenaria cerâmica tradicional. In: 5<sup>th</sup>. INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. **Anais**. Florianópolis, 1994. p. 146-155.
- [50] SIGNOR, Régis. Exemplo de dimensionamento segundo as normas NBR 10837 e BS 5628. PROGRAMA DE CAPACITAÇÃO EMPRESARIAL – CURSO DE ALVENARIA ESTRUTURAL PARA PROJETISTAS DE ESTRUTURAS. **Apostila**. Florianópolis, 2000.
- [51] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- [52] BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628: Code of practice for the use of masonry – Part 1: Structural Use of Unreinforced Masonry**. London, 1992
- [53] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro, 1989
- [54] ALY, V. L. C.; SABBATINI, F. H. Determinação de correlações de resistência mecânica de paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto. In: 5<sup>th</sup> INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. **Anais**. Florianópolis, 1994. p. 115-126.
- [55] CAVALHEIRO, Odilon Pâncaro; GOMES, Nelson dos Santos. Alvenaria estrutural de blocos vazados: resultados de ensaios de elementos e redutores de resistência á compressão. In: VII INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. **Anais**. Belo Horizonte, 2002. p. 411-419.
- [56] PIRES SOBRINHO, Carlos Wellington de Azevedo; MELO, Lucyana Vieira de; OLIVEIRA, Romilde Almeida de. Causas do Desabamento do Bloco “B” do Conjunto Residencial Enseada de Serrambí – Bultrins, Olinda - PE. **Laudo Técnico**, v1. Recife, 2000. p. 497-502.