

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS DA UFMG

***“INFLUÊNCIA DA JUNTA VERTICAL NA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DE PRISMAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE
BLOCOS DE CONCRETO E BLOCOS DE CONCRETO CELULAR
AUTOCLAVADO”***

JACQUELINE ÁVILA RIBEIRO MOTA

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

ORIENTADOR: PROF. EDUARDO CHAHUD

BELO HORIZONTE, SETEMBRO/2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO
CELULAR AUTOCLAVADO E BLOCOS DE CONCRETO -
INFLUÊNCIA DA JUNTA VERTICAL NA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DE PRISMAS"**

Jacqueline Ávila Ribeiro Mota

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Eduardo Chahud
DEES/UFMG - (Orientador)

Profa. Maria Carmem Couto Ribeiro
DEMC/UFMG

Profa. Rosa Maria Sposto
UnB

Belo Horizonte, 27 de setembro de 2001

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Eduardo Chahud, pela orientação, incentivo e dedicação durante a elaboração deste trabalho.

Ao meu marido Augusto, pela compreensão e ajuda permanente nos momentos mais difíceis.

A minha tia Cirinha e meu tio Ismar, pelo estímulo e pelo respeito com que sempre tiveram pelo meu trabalho e por mim.

À minha mãe por lembrar de meus erros e que com seu coração solidário sempre me ofereceu um porto seguro.

À minha irmã Janaina, meu cunhado Rogério e meus “anjinhos” Paulo Rogério e Ana Luíza pelo carinho e por serem tão especiais na minha vida.

Aos amigos do Mestrado pelos momentos de solidariedade e apoio.

Aos funcionários do LAEES pela ajuda durante o trabalho experimental.

Ao CNPQ – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de estudos concedida.

Acima de tudo e de todos, a Deus que me protege e ilumina.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vi

CAPÍTULO 1

1.1. INTRODUÇÃO	01
1.2. OBJETIVO	05

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO	06
2.2. PESQUISADORES	09

CAPÍTULO 3

3.1. INTRODUÇÃO	35
3.2. BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO	35
3.2.1 HISTÓRICO	35
3.2.2 DEFINIÇÃO	39
3.2.3 PROPRIEDADES	43

CAPÍTULO 4

JUNTAS DE ARGAMASSA

4.1. DEFINIÇÃO	54
----------------	----

4.2. TIPOS DE ARGAMASSA	65
4.2.1 ARGAMASSA DE CAL	65
4.2.2 ARGAMASSA DE CIMENTO	65
4.2.3 ARGAMASSA DE CIMENTO COM ADITIVOS	66
4.2.4 ARGAMASSA MISTA DE CAL E CIMENTO	67
4.2.5 ARGAMASSA DE CIMENTO DE ALVENARIA	68
4.3. A ESCOLHA DA ARGAMASSA	68
CAPÍTULO 5	
5.1. JUNTAS HORIZONTAIS E VERTICAIS	71
CAPÍTULO 6	
NORMALIZAÇÃO DE ENSAIOS	73
CAPÍTULO 7	
PROGRAMA EXPERIMENTAL	
7.1. INTRODUÇÃO	88
7.2. MATERIAIS UTILIZADOS	88
7.3. BLOCOS	90
7.4. ARGAMASSAS UTILIZADAS NO TRABALHO EXPERIMENTAL	90
7.5. ENSAIO DOS PRISMAS	91
7.5.1 PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO	91
7.5.2 PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO	96

CAPÍTULO 8

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

8.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO	100
8.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO	101
8.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO DE ARGAMASSA	103
8.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO DE BLOCOS DE CONCRETO	104
8.5. RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO	105
8.6. MODO DE RUPTURA DOS PRISMAS	106
8.6.1 MODO DE RUPTURA DOS PRISMAS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO	106
• 8.6.1.1 PRISMAS COM JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA	106
• 8.6.1.2 PRISMAS COM JUNTA VERTICAL PREENCHIDA	107
8.6.2 MODO DE RUPTURA DOS PRISMAS DE CONCRETO	107
• 8.6.2.1 PRISMAS SEM JUNTA VERTICAL	107
• 8.6.2.2 PRISMAS COM JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA	108
• 8.6.2.3 PRISMAS COM JUNTA VERTICAL PREENCHIDA	109

CAPÍTULO 9

ANÁLISE DOS RESULTADOS

9.1. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO: JUNTA VERTICAL PREENCHIDA X SEM JUNTA VERTICAL	111
9.2. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO: JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA X SEM JUNTA VERTICAL	112

9.3. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO: JUNTA VERTICAL PREENCHIDA X JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA	113
9.4. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO: JUNTA VERTICAL PREENCHIDA X JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA	114
CAPÍTULO 10	
CONCLUSÕES	115
ANEXO A: PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO	117
ANEXO B: PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO	139
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Conjunto Residencial em Araras/SP	01
Figura 1.2 - Edifício Residencial de 4 pavimentos	03
Figura 2.1 – Farol de Alexandria (280 a.C.)	07
Figura 2.2 - Edifício Residencial de 8 pavimentos – São Paulo/SP	08
Figura 2.3 - Estado de tensões considerado no modelo de HAMID e DRYSDALE (1979)	09
Figura 2.4 - Critério de ruptura de HILSDORF (1969)	11
Figura 2.5 – Distribuição de tensões segundo ATKINSON e NOLAND (1985)	12
Figura 2.6 - Bloco de concreto utilizado por DRYSDALE e GAZZOLA (1991) (dimensões em milímetros)	20
Figura 3.1 - SICAL - Bloco de Concreto Celular Autoclavado	36
Figura 3.2 - Classificação geral dos concretos leve (CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION, 1970)	42
Figura 3.3 – Fatores que influenciam o módulo de deformação dos blocos de concreto celular autoclavado. (a) Densidade no estado seco. (ARONI, 1993)	51
Figura 3.4 – Fatores que influenciam o módulo de deformação dos blocos de concreto celular autoclavado. (b) umidade relativa. (ARONI, 1993)	52
Figura 4.1 – Perda de água da argamassa em função da sucção dos elementos (tempo de contato 4 minutos) {i2}	60
Figura 7.1 - Bloco de concreto celular autoclavado (dimensões em milímetros)	89
Figura 7.2 - Bloco de concreto (dimensões em milímetros)	89
Figura 7.3 - Esquema de assentamento do Prisma	92
Figura 7.4 - Prisma Com Junta Vertical Preenchida	93
Figura 7.5 - Prisma Com Junta Vertical Seca	94
Figura 7.6 - Prisma Sem Junta Vertical	95
Figura 7.7 - Esquema de assentamento do Prisma	96
Figura 7.8 - Prisma Com Junta Vertical Preenchida	97
Figura 7.9 – Prisma Com Junta Vertical Seca	98
Figura 7.10 – Prisma Sem Junta Vertical	99
Figura 8.1 – Dimensões modulares em mm do bloco de concreto	104
Figura 8.2 – Foto do ensaio de bloco de concreto feito no laboratório	104
Figura 8.3 – Modo de ruptura de prismas de BCCA com junta vertical não preenchida	106
Figura 8.4 – Modo de ruptura de prismas de BCCA com junta vertical preenchida	107
Figura 8.5 – Modo de ruptura de prismas de Blocos de Concreto sem junta vertical	108

- Figura 8.6 – Modo de ruptura de prismas de Blocos de Concreto com junta vertical não preenchida 108
- Figura 8.7 – Modo de ruptura de prismas de Blocos de Concreto com junta vertical preenchida 109

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resultado de resistências de prismas calculados e experimentais (McNARY e ABRAMS 1985)	15
Tabela 2.2 - Proporções e resistências dos grautes (slump 250 mm) DRYSDALE e GAZZOLA (1991)	21
Tabela 2.3 - Resultados dos ensaios à compressão com prismas DRYSDALE e GAZZOLA (1991)	21
Tabela 2.4 – Equações para o módulo de elasticidade da alvenaria de tijolos cerâmicos (COLVILLE e WOLDE-TINSAE 1991 a)	22
Tabela 2.5 – Detalhe das unidades de alvenaria (PAGE ET ALL 1991)	24
Tabela 2.6 – Resistência de unidades, prismas e paredes (PAGE ET ALL 1991)	24
Tabela 2.7 – Resistência à compressão das argamassas confinadas para diferentes tensões laterais – (MOHAMAD 1998)	30
Tabela 2.8 – Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M1 (MOHAMAD 1998)	31
Tabela 2.9 – Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M2 (MOHAMAD 1998)	31
Tabela 3.1 - Terminologia empregada em outros países para o concreto celular autoclavado	40
Tabela 3.2 - Classificação dos concretos leves segundo a densidade (HUMMEL APUD URBAN, 1963)	42
Tabela 3.3 - Classes, resistência à compressão e densidade de massa aparente (ABNT, 1994)	43
Tabela 3.4 - Densidade aparente no estado seco de blocos de concreto celular autoclavado	44
Tabela 3.5 - Influência do tipo de cura na resistência à compressão do bloco de concreto celular autoclavado. (TESUKA, 1989)	48
Tabela 3.6 - Especificações de norma para a resistência à compressão dos blocos de concreto celular autoclavado	49
Tabela 3.7 - Resistência à compressão de blocos de concreto celular autoclavado fabricados por empresas estrangeiras	49
Tabela 3.8 – Análise do módulo de deformação dos blocos de concreto celular autoclavado indicado por alguns autores	52
Tabela 6.1 - Dimensões reais de blocos modulares e submodulares	74
Tabela 6.2 - Espessura mínima das paredes dos blocos	74
Tabela 6.3 – Tabela contendo o número de amostras e o coeficiente da distribuição de Student	79

Tabela 6.4 - Limites granulométricos do agregado miúdo, NBR 8798 (1985), para a produção de argamassas de assentamento	83
Tabela 6.5 – Traço empírico da argamassa para assentamento de alvenarias estruturais de blocos cerâmicos ou de blocos de concreto – NBR 8798 (1985)	85
Tabela 6.6 – Exigências mínimas quanto ao desempenho da argamassa	85
Tabela 6.7 - Especificações dos traços das argamassas em volume (ASTM C 270-86b, 1987)	86
Tabela 6.8 - Especificação das propriedades das argamassas cimento e cal (ASTM C 270-86b, 1987) somente para argamassas desenvolvidas em laboratório	86
Tabela 6.9 - Traços de argamassas para alvenaria (BS 5628)	87
Tabela 7.1 - Traços das argamassas utilizadas	91
Tabela 8.1 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical preenchida	100
Tabela 8.2 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical não preenchida	100
Tabela 8.3 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados sem junta vertical	101
Tabela 8.4 – Valores Médios dos resultados obtido	101
Tabela 8.5 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical preenchida	101
Tabela 8.6 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical não preenchida	102
Tabela 8.7 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados sem junta vertical	102
Tabela 8.8 – Valores Médios dos resultados obtidos	102
Tabela 8.9 – Resultados dos ensaios à compressão da argamassa – traço 1:2:6	103
Tabela 8.10 – Resultados dos ensaios à compressão da argamassa – traço 1:3:7,5	103
Tabela 8.11 – Resultados dos ensaios à compressão dos blocos de concreto	105
Tabela 9.1 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas	111
Tabela 9.2 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas	112
Tabela 9.3 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas	113
Tabela 9.4 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas	114

RESUMO

As propriedades mecânicas à compressão da alvenaria são parâmetros básicos utilizados no dimensionamento em alvenaria estrutural e são em geral avaliadas a partir de ensaios de prismas.

Este trabalho descreve o estudo do comportamento mecânico de prismas de blocos de concreto celular autoclavado e blocos de concreto, não grauteados, sem junta vertical, com junta vertical preenchida e com junta vertical seca, submetidos à carregamento axial de compressão. Para tal foram realizados ensaios experimentais e análise estatística dos resultados.

Foram empregados no trabalho blocos de concreto celular autoclavado, fabricado e utilizado no Estado de Minas Gerais pela Empresa SICAL, possuindo o mesmo 60 cm de comprimento, 30 cm de altura e largura de 12,5 cm e blocos de concreto de 40 cm de comprimento, 20 cm de altura e largura de 10 cm.

As configurações dos prismas propostos, foram os recomendados pela norma americana ASTM-E 447 – 1991 Método de ensaio para determinação da compressão de prismas de alvenaria que descreve o possível processo de ruptura dos prismas quando submetidos ao carregamento axial de compressão.

ABSTRACT

The mechanical properties to the compression of the masonry are basic parameters used in design of structural masonry and they are generally evaluated from prism tests.

This work describes the study of the mechanical behavior of autoclaved cellular concrete and concrete blocks prisms, without grout, and vertical joint, with filled vertical joint, and with non-filled vertical joint, subjected to the loading of the axial compression. Then it was performed experimental tests and statistical analysis of the results.

It was employed on this work autoclaved cellular concrete blocks that were made and used in the state of Minas Gerais by SICAL company. The dimensions of these blocks are 60 cm length, 30 cm height, and 12,5 cm width. The dimensions of the concrete blocks are 40 cm length, 20 cm height, and 10 cm width.

The prisms configurations proposed are according to the American code ASTM-E-447 – Compressive Length of Prisms, which describes a possible fail process as they are subjected to loading axial compression.

CAPÍTULO 1

1.1. INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um dos sistemas construtivos mais antigos existentes, e vem se modificando ao longo dos anos de acordo com a evolução científica e industrial.

Vem despontando nos últimos anos como uma alternativa técnica e economicamente viável para o arrefecimento do grande déficit habitacional brasileiro.

Figura 1.1 - Conjunto Residencial em Araras/SP

Fonte: <http://www.geocities.com.br>



Manual técnico da ABCI (1990) destaca que, o desenvolvimento da construção civil, dada a necessidade do acompanhamento da criatividade e agilidade das demais atividades econômicas, vem se caracterizando por diversas e enriquecedoras fases de evolução, em especial no que diz respeito aos componentes destinados à alvenaria.

No passado, as construções seguiam praticamente o mesmo padrão estético, ou seja, as formas eram simples e não existia nenhum arrojo por parte dos projetistas. Os sistemas construtivos empregados até então eram limitados aos conhecimentos técnicos da época. As construções possuíam paredes largas, feitas com unidades maciças e unidas através de algum material cimentício, como consequência do desconhecimento das tensões atuantes na alvenaria e da resistência dos materiais empregados. Não existia nenhum código ou normalização que fixassem parâmetros a serem seguidos pelos responsáveis pela obra. O resultado era uma construção de custo oneroso cuja potencialidade dos materiais não era totalmente explorada.

Com o advento da era industrial e com a mudança nos padrões das construções, começaram-se a exigir obras rápidas e de menor custo.

Neste período, a construção civil passa a ter um novo rumo, em direção ao melhor entendimento das propriedades físicas dos materiais utilizados em obra. A construção civil torna-se “indústria da construção civil”. A partir desta época viu-se a necessidade de códigos e padronizações que fixassem as propriedades mínimas que os materiais deveriam atender.

Isto foi um grande salto para a engenharia civil e para as instituições de ensino da época. Neste período começa-se a utilizar unidades de maiores dimensões, com cavidades internas (furos), denominados blocos. Este tipo de unidade proporciona uma menor carga por metro quadrado e aumento da produtividade da mão-de-obra. Além disso, mostrou-se mais eficiente para uso estrutural.

Hoje é possível encontrar, em boa parte das cidades brasileiras, indústrias produtoras de blocos de concreto e blocos cerâmicos de pequeno e de grande porte.

A alvenaria estrutural é, incontestavelmente, em Belo Horizonte, o processo mais utilizado na construção de conjuntos habitacionais e de edifícios de até 5 pavimentos. Acredita-se, porém, que os estudos desenvolvidos sobre o assunto estejam defasados em relação aos outros materiais estruturais, e devem ser melhor estudados, frente a sua importância técnico-econômica.

Figura 1.2 - Edifício Residencial de 4 pavimentos

*Fonte: <http://www.geocities.com.br>



Nos últimos anos, várias tentativas vêm sendo realizadas para se modelar as estruturas numericamente, em função dos ensaios em painéis em escala natural serem caros e ao mesmo tempo demorados. Estes modelos são baseados em resultados de ensaios mecânicos em alvenaria feitos em escala menor, de acordo com as características dos materiais utilizados em obra. São obtidos através de métodos numéricos de análise estrutural, como por exemplo o Método dos Elementos Finitos.

Nota-se que a evolução tecnológica mundial associada ao conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria proporcionam condições para que as construções sejam seguras e ao mesmo tempo econômicas. No entanto, a disseminação e massificação do processo construtivo não teve o acompanhamento técnico em igual intensidade e magnitude, levando à sua utilização, na maior parte dos casos, sem critérios adequados.

CAMACHO (1986), cita que um dos principais motivos desse desconhecimento generalizado do meio técnico se deve ao fato de que, no Brasil a construção dessas obras antecederam às pesquisas na área, invertendo completamente o processo desejável.

Este descompasso entre uso extensivo e as informações técnicas inerentes ao método construtivo pode ocasionar, a curto prazo, prejuízo e desperdício muito grande de recursos financeiros para o saneamento de possíveis problemas patológicos que possam vir a ocorrer.

Portanto, a utilização de todo potencial da alvenaria só será possível através do conhecimento real das características dos componentes e, principalmente, da maneira correta de sua aplicação.

Acredita-se, assim, que a necessidade de realização de estudos específicos sobre os materiais e o comportamento estrutural do elemento parede de alvenaria é primordial e urgente para o desenvolvimento de normalização racional específica e coerente com a realidade e necessidade do país (SABBATINI (1984)).

Com o intuito de contribuir nesse desenvolvimento, na busca da compreensão dos fenômenos e no estabelecimento do comportamento de prismas de blocos de concreto celular autoclavado e blocos de concreto, foi desenvolvida esta pesquisa.

1.2. OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho consiste em avaliar o comportamento da alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado e blocos de concreto, com e sem junta vertical preenchida, através de ensaios à compressão de prismas.

Serão determinados o módulo de elasticidade e a tensão de ruptura dos prismas.

\

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

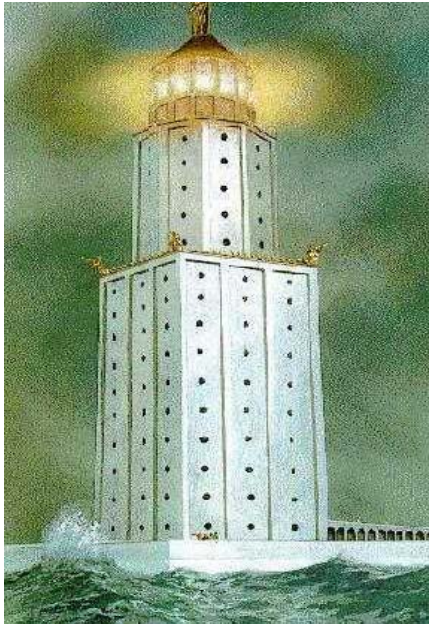
A utilização das paredes como estrutura é a técnica construtiva mais antiga utilizada pelo homem.

GOMES (1983) relata que, por volta do ano 10.000 a.C., ela já era usada pelas civilizações assíria e persa. Esses povos desenvolveram tijolos secos ao sol como material base para a construção. Com a evolução da tecnologia, em torno do ano 3.000 a.C. Surgiram os primeiros tijolos de barro queimados em fornos, obtendo-se, assim, um material mais resistente e durável.

No decorrer dos séculos, grandes obras foram construídas e marcaram a História pela beleza e imponência. Como exemplos podem ser citadas: as pirâmides do Egito (alvenaria de pedra, 4.000 a.C.), o Templo Ziggurat (edificado com tijolos de barro 2.200 a.C.), o Farol de Alexandria (280 a.C.) e o Coliseo (82 d.C.). Esse último monumento persiste edificado até os dias atuais e se tornou uma das obras em alvenaria mais visitadas do mundo.

Figura 2.1 – Farol de Alexandria (280 a.C.)

*Fonte: <http://www.google.com.br>



Segundo ARAÚJO (1987), “o início do emprego da alvenaria como estrutura de edifícios, no Brasil, data da época da colônia. As primeiras estruturas aqui realizadas eram, predominantemente, executadas com utilização de pedras como componentes de alvenaria, porém, em estados como São Paulo, Goiás e Mato Grosso utilizavam-se a taipa e o adobe para sua confecção, pois a pedra era de difícil obtenção.

A partir do início deste século, com o advento do concreto armado e do aço estrutural, que possibilitaram a construção de estruturas esbeltas e de grande altura, a alvenaria ficou relegada a construção de pequeno porte.

Neste período, a alvenaria como estrutura não foi tratada como sistema construtivo, no mesmo nível que a construção em aço e em concreto. Em consequência, diminuíram as pesquisas e o desenvolvimento da alvenaria estagnou.

No início da década de 50 outra revolução na concepção estrutural aconteceu. Após inúmeras pesquisas experimentais, o engenheiro suíço Paul Haller dimensionou e construiu na Basileia, em 1951, um edifício de 13 andares em alvenaria não armada. Neste prédio, a estabilidade para ação das cargas laterais foi obtida pela primeira vez, através das paredes de contraventamento, reduzindo com isto sensivelmente a espessura das paredes estruturais.

No Brasil, segundo CURY (1977), os primeiros prédios em alvenaria armada de blocos de concreto foram construídos em São Paulo, no conjunto habitacional “Central Parque da Lapa” (edifícios de 4 pav.) em 1966. Mas o marco mais importante foi a construção em 1972 de 4 edifícios de 12 pavimentos no mesmo conjunto.

Figura 2.2 - Edifício Residencial de 8 pavimentos – São Paulo/SP

*Fonte: <http://www.geocities.com.br>



Entre nós, a alvenaria estrutural não atingiu a maturidade. Não é ainda aceita e reconhecida como em outros países.

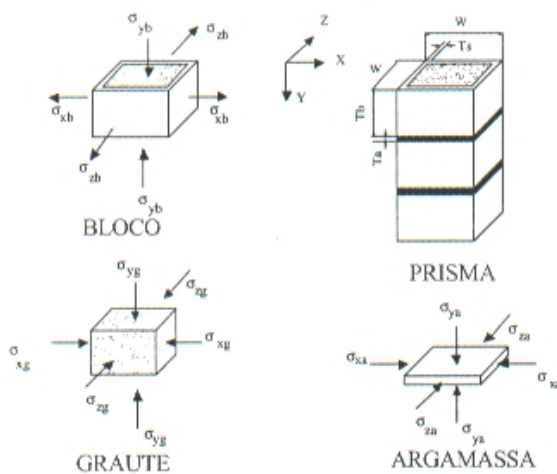
2.2. PESQUISADORES

HAMID e DRYSDALE (1979) desenvolveram uma formulação matemática para o comportamento dos prismas grauteados de blocos de concreto que considera critérios de interação do bloco, argamassa e graute sob um estado de tensões multiaxiais.

Estes critérios são baseados nas características mecânicas dos materiais, usando propriedades que são relativamente fáceis de se determinar através de testes padronizados dos elementos individuais. A formulação desenvolvida, em uma equação geral, considera qualquer resistência ou geometria característica, relação área líquida/área bruta, forma do núcleo de graute, espessura das juntas, fornecendo grandes subsídios para a avaliação da resistência última dos prismas grauteados e não grauteados.

A Figura 2.3 mostra o estado de tensões que os prismas de blocos de concreto estão sujeitos devido a aplicação de uma carga axial.

Figura 2.3 - Estado de tensões considerado no modelo de HAMID e DRYSDALE (1979).



Os autores analisaram o problema elasticamente, igualando as deformações do graute e da alvenaria $\hat{\alpha}_g = \hat{\alpha}_{uv}$. Determinaram então as envoltórias de ruptura para blocos em estado biaxiais (tração e compressão) e argamassas e grautes confinados triaxialmente, chegando a duas equações que, segundo os mesmos, podem ser empregadas para prever a resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto grauteada (Equação 1) e alvenaria de blocos de concreto não grauteada (Equação 2). Também através das equações formuladas, pode-se verificar o efeito de vários parâmetros na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto.

$$f_{mg} = \frac{4,1 \cdot \sigma_{tb} + 1,14 \cdot \alpha \cdot \sigma_{cm} + \beta \cdot \sigma_{cg}}{4,1 \cdot \sigma_{tb} + \left(1,14 + \frac{c \cdot \beta}{\eta}\right) \cdot \sigma_{cb}} \cdot \frac{\sigma_{cb}}{\eta \cdot \gamma \cdot K} \quad \therefore \quad (1)$$

$$f_{mu} = \eta \cdot \frac{3,6 \cdot \sigma_{tb} + \alpha \cdot \sigma_{cm} \cdot \sigma_{cb}}{3,6 \cdot \sigma_{tb} + \alpha \cdot \sigma_{cb} \cdot K} \quad \therefore \quad (2)$$

sendo:

f_{mg} = resistência à compressão da alvenaria grauteada;

f_{mu} = resistência à compressão da alvenaria não grauteada;

k = coeficiente de ajuste de tensões;

t_b = altura do bloco;

t_m = espessura da junta de argamassa;

$\alpha = t_m/t_b$;

η = proporção entre área líquida e área bruta do bloco;

$n = E_b/E_g$;

$$\hat{a} = \frac{\sqrt{1-\zeta}}{1-\sqrt{1-\zeta}};$$

$$\tilde{a} = \frac{1}{1+(n-1)\zeta};$$

σ_{tb} = Resistência à tração do bloco;

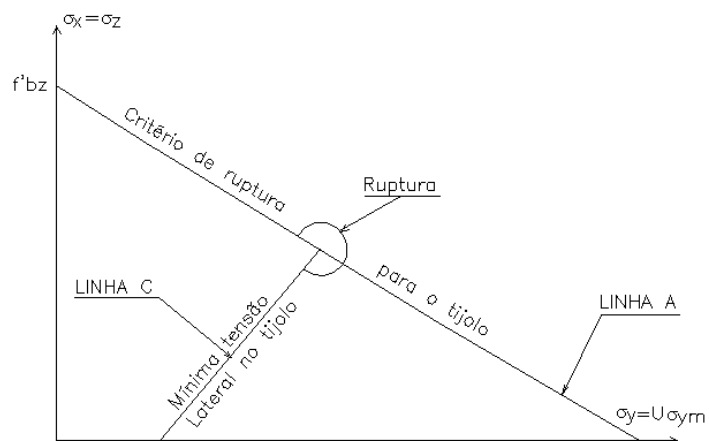
σ_{cm} = Resistência à compressão não confinada da argamassa;

σ_{cg} = Resistência à compressão não confinado do graute;

σ_{cb} = Resistência à compressão uniaxial do bloco.

ATKINSON e NOLAND (1985) desenvolveram teoria baseada no critério de HILSDORF (1969). HILSDORF, por sua vez, formulou teoria em 1969 baseada na consideração de uma relação linear entre a resistência à tração lateral biaxial e a tensão de compressão uniaxial do tijolo, a resistência à tração biaxial do tijolo, a resistência à compressão uniaxial da argamassa (início da linha C), o comportamento da argamassa sob um estado de compressão triaxial (linha C) e um coeficiente de não uniformidade U.

Figura 2.4 - Critério de ruptura de HILSDORF (1969).



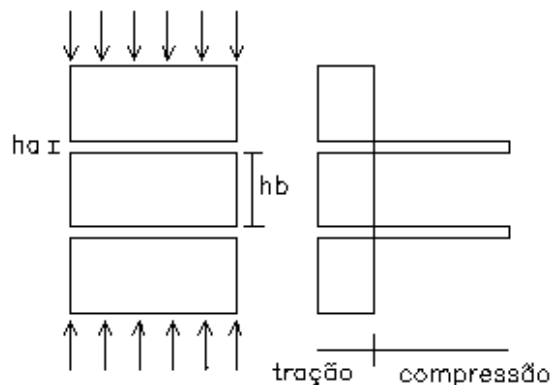
ATKINSON e NOLAND (1985) consideram os prismas como camadas de tijolos e argamassa sujeitos à uma tensão de compressão vertical uniforme, σ_1 , e as tensões laterais em ambos materiais também uniformes, conforme Figura 2.4.

O equilíbrio das forças na direção lateral fornece que:

$$\sigma_{xarg} \cdot h_a + \sigma_{xb} \cdot h_b = 0$$

Sendo: σ_{xarg} e σ_{xb} respectivamente as tensões laterais na argamassa e no tijolo; h_a é a espessura da junta e h_b é a altura do tijolo.

Figura 2.5 – Distribuição de tensões segundo ATKINSON e NOLAND (1985).



Os autores valeram-se da teoria da elasticidade, compatibilizaram as deformações laterais entre tijolo e argamassa, expressaram o comportamento não linear da argamassa como função da tensão principal maior σ_1 , e da tensão de confinamento σ_3 , chegando a Equação 3 para as tensões de tração geradas no bloco.

A teoria desenvolvida por ATKINSON e NOLAND relaciona as propriedades de resistência e deformação de prismas montados a prumo submetidos a esforços de

compressão. O comportamento do prisma é baseado na compatibilidade de deformação tijolo e argamassa. O modelo difere dos anteriores porque considera os efeitos do comportamento não linear da argamassa.

De acordo com a teoria proposta por ATKINSON e NOLAND (1985), a tensão lateral no tijolo pode ser expressa como:

$$\ddot{\sigma}_{xb} = \frac{\ddot{\sigma}_y \left[v_b - \frac{\dot{A}_b}{\dot{A}_m(\sigma_1, \sigma_3)} \cdot v_{m(\sigma_1, \sigma_3)} \right]}{1 + \frac{\dot{A}_b}{\dot{A}_m(\sigma_1, \sigma_3)} \cdot \frac{t_b}{t_m} - v_b - \frac{\dot{A}_b}{\dot{A}_m(\sigma_1, \sigma_3)} \cdot \frac{t_b}{t_m} \cdot v_{m(\sigma_1, \sigma_3)}} \quad (3)$$

Sendo:

$\Delta\sigma_{xb}$ = variação da tensão lateral no tijolo;

$\Delta\sigma_y$ = variação da tensão vertical no prisma;

v_b = coeficiente de Poisson do tijolo;

E_b = módulo de elasticidade do tijolo;

$v_{m(\sigma_1, \sigma_3)}$ = coeficiente de Poisson da argamassa em função das tensões principais;

E_m = módulo de elasticidade da argamassa em função das tensões principais;

t_b = altura do tijolo;

t_m = altura da junta de argamassa.

O autor conclui que quanto maior a altura da unidade, menor as tensões de tração induzidas na mesma.

McNARY e ABRAMS (1985) utilizaram 2 tipos de tijolos cerâmicos maciços e 4 tipos de argamassas de diferentes resistências para avaliar, com dados experimentais, a teoria de ruptura de prismas de tijolos maciços desenvolvida por ATKINSON e NOLAND (1985).

Para a obtenção dos dados de resistência e propriedades de deformação dos tijolos, argamassas e prismas, foram feitos os seguintes ensaios: compressão triaxial da argamassa, compressão uniaxial dos tijolos, compressão uniaxial de prismas de 4 blocos de altura construídos a prumo. As propriedades obtidas foram então utilizadas na equação de ATKINSON e NOLAND para verificação da teoria.

Quando sujeita à compressão a argamassa tende a expandir lateralmente mais do que o tijolo. Devido a argamassa estar ligada mecanicamente com o tijolo ela é restringida lateralmente, surgindo assim tensões laterais de tração no tijolo e compressão na argamassa. O estado de tensões resultantes é de compressão triaxial na argamassa e biaxial de tração – compressão no tijolo.

A expressão de ATKINSON e NOLAND (Equação 3) descreve a variação da tensão lateral do tijolo como função da variação da tensão vertical do prisma. A tensão lateral no tijolo é função das propriedades do tijolo e da argamassa. O coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade da argamassa são expressos como função das tensões vertical σ_1 e lateral σ_3 . Com isto é considerado a não linearidade da argamassa com respeito ao estado de tensão. De acordo com a teoria, a consideração da não linearidade das propriedades da argamassa ao invés da linearidade pode resultar em fendilhamento dos tijolos ao invés do esmagamento da argamassa como modo de ruptura.

A comparação dos resultados experimentais e calculados segundo a equação proposta por ATKINSON e NOLAND estão na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Resultado de resistências de prismas calculados e experimentais (McNARY e ABRAMS 1985)

Tijolo	Argamassa	Experimental (MPa)	Calculado (MPa)	Calc/Exp
1	1:1/4:3	48,2	34,2	71%
	1:1/2:4,5	40,9	28,8	70%
	1:1:6	32,5	25,8	79%
	1:2:9	29,9	18,1	60%
2	1:1/4:3	37,7	23,9	63%
	1:1/2:4,5	34,7	21,9	63%
	1:1:6	27,0	17,7	65%
	1:2:9	19,7	13,7	69%

Como pode ser visto os resultados das resistências dos prismas calculados foram mais baixos em todos os casos. Isto pode ser atribuído, segundo os autores, ao fato do modelo não representar a reserva de resistência após a fissuração inicial. O modelo também prevê a retração da argamassa após a cura. Esta retração pode pré-carregar o tijolo em compressão lateral e a argamassa em tração lateral. O pré carregamento pode resultar num aumento da capacidade de carregamento dos prismas ensaiados.

Algumas das conclusões dos autores são aqui transcritas:

- Os ensaios triaxiais de argamassa mostraram que o comportamento da argamassa é dependente da pressão de confinamento e do tipo de

argamassa. Todas as argamassas exibiram comportamento frágil sob pressões de confinamento. A argamassa mais fraca apresentou um comportamento substancialmente dúctil e rompeu próximo da máxima deformação axial do tipo mais forte;

- modo de ruptura dos prismas de tijolos variou conforme o tipo de argamassa. Os prismas com argamassa forte fissuraram subitamente e romperam explosivamente no carregamento último. Para prismas com argamassas mais fracas, a progressão da fissuração foi mais lenta e o colapso foi mais dúctil do que o observado para prismas com argamassas mais resistentes;
- Para a argamassa mais forte (1:1/4:3), a curva tensão deformação foi essencialmente linear. Já para a argamassa mais fraca (1:2:9), a curva tensão deformação foi não linear. Isto indica que as propriedades da argamassa tiveram uma forte influência sobre a deformação dos prismas. As propriedades dos tijolos permaneceram constantes até a ruptura e tiveram muito pouca influência na não linearidade da relação tensão x deformação dos prismas;
- A resistência dos prismas foi governada pela resistência à tração do tijolo e as propriedades de deformação da argamassa.

PAGE e SHRIVE (1988) ressaltam que a alvenaria é um material com propriedades diferentes, em diferentes direções, em virtude da anisotropia das unidades e da influência das juntas. O ideal seria a verificação da resistência através de ensaios em paredes, porém seriam mais demorados e mais caros. Com isto, duas aproximações são usualmente adotadas: testes em bloco e argamassas separadamente, e testes em prismas.

Os autores discutem as relações entre resistência de blocos, argamassas, prismas e paredes e avaliam os fatores que influenciam nos resultados dos ensaios de resistência à compressão da alvenaria:

a) Ensaio à compressão de materiais frágeis

Os ensaios não devem sofrer a influência da esbelteza dos corpos de prova ou das restrições devido aos pratos da prensa de ensaio.

b) Altura do corpo de prova

A resistência à compressão diminui com o aumento da altura do corpo de prova. Isto é devido a diminuição da influência da restrição dos pratos da prensa.

c) Condições terminais do corpo de prova

Os autores recomendam o uso de capeamento para reduzir as irregularidades dos corpos de prova. Segundo os autores, não há uma espessura e um tipo de capeamento ideal, para minimizar a interação corpo de prova/prensa. Tanto a espessura como o módulo de elasticidade do capeamento deverão variar com as propriedades, forma e tamanho dos espécimes a serem ensaiados. Na escolha de um capeamento deve-se balancear a facilidade de execução e a realização de um estado de tensões representativo no corpo de prova.

Outro ponto discutido pelos autores é que o capeamento deve ser feito conforme a alvenaria será executada, ou seja, se o bloco só permite transmissão dos esforços pelas faces externas, o capeamento deve ser executado também só nas faces externas das unidades.

d) Método de carregamento

A maneira como as tensões de compressão são induzidas no corpo de prova, pode afetar significativamente a resistência à compressão. O carregamento deve ser aplicado na forma de um deslocamento impedido de um prato de carga rígido. A velocidade de aplicação do carregamento pode também ter algum efeito, embora a especificação de velocidade varie grandemente entre as normas de ensaio em todo mundo. Os autores relatam que MAURENBRECHER (1978) reviu a taxa de carregamento de vários códigos de alvenaria e encontrou que estas variavam entre 2,4 a 28 N/mm²/min. Dentro desta variação, a velocidade do carregamento tem se mostrado não importante.

e) Mecanismos de ruptura da alvenaria à compressão

A ruptura da unidade de alvenaria como para todos os materiais frágeis, é causada pelo início e propagação de fissuras. As fissuras iniciam-se quando as tensões de tração aumentam o suficiente para quebrar a adesão interpartícula.

A tradicional explicação para a formação de fissuras verticais em prismas de alvenaria sólida carregados à compressão era a diferente taxa de expansão entre a junta flexível e o bloco rígido, produzindo tensões de tração lateral no bloco, causando fissuras e levando a ruptura. Os autores afirmam que estas tensões de tração são suficientes para causar ruptura. A fissuração é iniciada pelo aumento das tensões nos vazios dentro do material, produzindo tensões de tração suficientes para quebrar a interação interatômica. A ruptura ocorre quando estas fissuras se propagam através do corpo de prova.

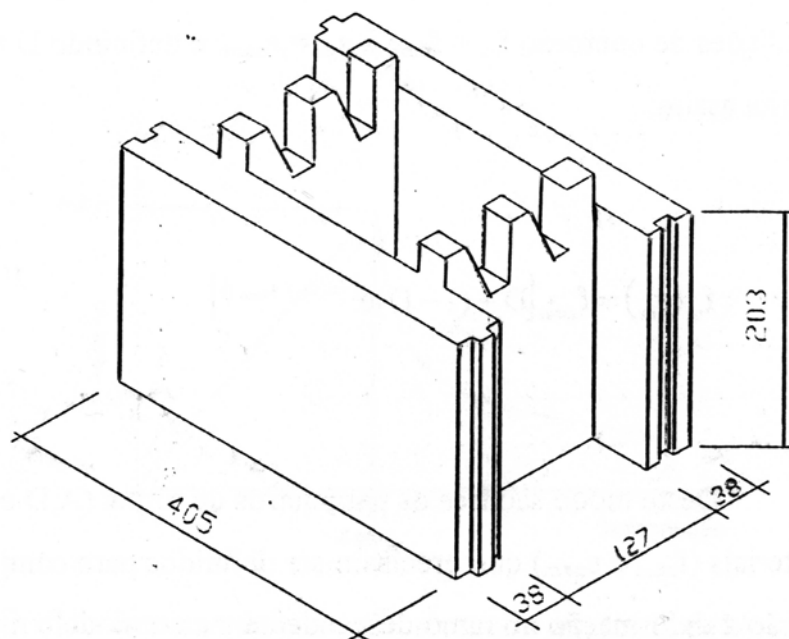
Alvenaria de blocos com argamassa em toda a superfície do bloco, rompem de uma maneira similar a alvenaria sólida, com fissuras verticais nas faces e nas paredes transversais dos blocos.

Alvenarias com blocos com argamassa assentada só nas laterais, rompem de maneira diferente, com as paredes transversais dos blocos agindo como vigas, onde começa a fissuração.

Para concluir, nos ensaios de prismas, segundo os autores é importante que o capeamento e a junta de argamassa sejam executados nas mesmas condições de transmissão de esforços da alvenaria, ou seja, se o bloco na parede só permite alinhamento das faces, a junta de argamassa no prisma deve ser feita também só nas faces e o capeamento também. Segundo os autores, a resistência à compressão de prismas de blocos de concreto executados com assentamento de argamassa só nas faces é relativamente insensível ao tipo e resistência da argamassa e variações na espessura da junta, devido a ruptura da alvenaria com argamassa só nas faces se iniciar por fendilhamento nas paredes transversais dos blocos, um mecanismo independente do tipo de argamassa, sendo que a ruptura final envolve algum esmagamento local de argamassa.

DRYSDALE e GAZZOLA (1991) mostram os resultados de ensaios com um novo tipo de bloco de concreto, projetado para ser usado grauteado com armadura transversal. Este bloco possui somente 1 cavidade central e recortes nas paredes transversais para acomodar a armadura (Figura 2.6).

Figura 2.6 - Bloco de concreto utilizado por DRYSDALE e GAZZOLA (1991) (dimensões em milímetros).



Foram ensaiados prismas grauteados e não grauteados de 4 blocos de altura, 1 bloco de largura, mas devido a utilização de meio bloco, os prismas possuíam juntas verticais também. Os prismas foram capeados com gesso. Foram utilizados 3 traços de grautes com resistências diferentes. Os grautes foram dosados a fim de se obter slump 250 mm. A fim de se verificar o efeito da absorção de água do graute, foram utilizados corpos de prova de graute moldados dentro de blocos, previamente preparados com papel toalha, para permitir a desmoldagem. Para fim de controle, corpos de prova moldados em cilindros não absorventes de 15 x 30 cm também foram feitos.

Foram ensaiados cinco blocos à compressão, resistindo a uma carga de 851 KN, resultando em uma resistência média de 30,4 MPa, calculado sobre a área das faces do bloco de espessura média de 34,5 mm.

Tabela 2.2 - Proporções e resistências dos grautes (slump 250 mm) DRYSDALE e GAZZOLA (1991)

Tipo de graute	Proporção do graute em peso				Resist. à compressão (MPa)		Resist. à tração na flexão (MPa)
	Cimento	Cal	Areia	Água	Cilindro	Moldado em bloco	
1	1	0,04	4,02	0,81	17,4	24,8	1,8
2	1	0,03	3,20	0,69	23,3	29,2	2,2
3	1	0,03	2,71	0,57	31,2	40,0	2,2

Tabela 2.3 - Resultados dos ensaios à compressão com prismas DRYSDALE e GAZZOLA (1991)
*calculado módulo secante a 50% da carga da ruptura

Série	Altura dos prisma (Blocos)	Tipo de graute	Resistência média (MPa)	Coefficiente de variação	Módulo de elasticidade*
1	4	Sem	11,5	15,8	-
2	4	1	15,9	2,7	17700
3	4	2	16,5	11,2	18900
4	4	3	19,5	11,7	20200
5	2	2	20,9	6,4	14100

Como pode se observado na Tabela 2.2, os grautes moldados dentro de blocos obtiveram um aumento de suas resistências devido à absorção dos blocos. Segundo o autor, estes resultados são mais realísticos da resistência do grautes quando dentro dos prismas. Todos os prismas não grauteados tiveram a ruptura caracterizada por rachaduras nas paredes transversais causadas por tensões de tração que se desenvolveram alí. Para os prismas grauteados, houve relativamente pouca diferença na resistência dos prismas com os grautes 1 e 2 de mais baixas resistências. Entretanto, houve um aumento de 23% na resistência do prisma com o graute 3 em relação ao prisma com graute 1. Contudo este aumento não foi proporcional ao aumento da resistência do graute, que foi de 79%. As deformações foram monitoradas por 2 transdutores em cada face dos prismas, e foi observado um aumento do módulo de elasticidade diretamente com o aumento

da resistência do prisma. A maior resistência obtida pelos prismas com apenas 2 blocos de altura, demonstra claramente a influência do confinamento dos pratos da prensa.

COLVILLE e WOLDE-TINSAE (1991 a) utilizaram uma extensiva base de dados de ensaios executados nos Estados Unidos e Canadá após 1960 para avaliar o módulo de elasticidade da alvenaria de tijolos cerâmicos. Os autores alertam para o fato de que as características dos tijolos podem variar muito de região para região.

O código Norte Americano tradicionalmente considera o módulo de elasticidade da alvenaria de blocos de concreto igual a $1000 f_m'$, sendo f_m' a resistência da alvenaria. O novo código ACI 530-88/ASCE 5-88 contém uma tabela que correlaciona o módulo de elasticidade da alvenaria à resistência da unidade e ao tipo de argamassa.

Baseado em análises de regressão de resultados experimentais de ensaios de prismas, são propostas as equações contidas na Tabela 2.4 para o módulo de elasticidade da alvenaria.

Tabela 2.4 – Equações para o módulo de elasticidade da alvenaria de tijolos cerâmicos (COLVILLE e WOLDE-TINSAE 1991 a)

Tipo de módulo	Tipo de prisma	Equação proposta
Tangente inicial	A prumo	$E_{alv} = 480.f_m$
Tangente inicial	Com amarração	$E_{alv} = 524.f_m$
Tangente inicial	A prumo	$E_{alv} = 728.f_{m(code)}$
Secante a $0,2.f_m$	A prumo	$E_{alv} = 455.f_m$
Secante a $0,5.f_m$	A prumo	$E_{alv} = 422.f_m$

* f_m calculado usando os códigos ACI – ASCE baseados na resistência da unidade e no tipo de argamassa.

Com base nos resultados de 30 ensaios, a seguinte relação é proposta entre E_{my} (módulo de elasticidade normal à junta de argamassa) e E_{mx} (módulo de elasticidade paralelo à junta de argamassa).

$$E_{mx} = \frac{3}{4}(E_{my})$$

PAGE et al (1991) descrevem uma investigação sobre as relações entre resistência da parede, prismas e unidades, com referência particular ao código australiano. Três tipos de blocos de concreto e um tipo de bloco cerâmico, foram utilizados no estudo. Ensaio de resistência à compressão uniaxial com os blocos, prismas e paredinhas foram feitos. Para a alvenaria de blocos cerâmicos, a argamassa utilizada foi 1:1:6 de cimento, cal e areia em volume. Para a alvenaria de blocos de concreto foi utilizada argamassa 1:0:5 de cimento e areia com agente plastificante. Um resumo das unidades usadas é mostrada na Tabela 2.5. Os blocos de concreto possuíam todas as paredes transversais com a mesma espessura. Com isto a área efetiva resistente era reduzida a área das paredes das faces. Os blocos cerâmicos possuíam o septo central com espessura com mais de duas vezes a espessura das paredes transversais laterais. Isto possibilita um aumento da área efetiva resistente.

Foram feitos ensaios aos 7 dias conforme código australiano e com mais de 28 dias para simular a resistência final dos prismas e paredinhas. As unidades foram ensaiadas secas em compressão uniaxial capeadas com chapas de compensado de 4 a 6 mm. Todos os prismas possuíam 2 blocos de altura de argamassa só nas faces, capeamento com compensado só nas faces também foi usado. A resistência à compressão dos prismas e blocos foram calculadas utilizando somente a área mínima das paredes da face, conforme código australiano.

Tabela 2.5 – Detalhe das unidades de alvenaria (PAGE ET ALL 1991)

Série	Tipo de unidade	Dimensões w x h x l (mm)	Material	Área resistente (mm ²)
1	20.01	190 x 190 x 390	Concreto	23790
2	15.01	140 x 190 x 390	Concreto	19890
3	10.01	90 x 190 x 390	Concreto	20670
4	cerâmico	190 x 90 x 290	Cerâmico	20860

W = largura; h = altura; l = comprimento

As paredezinhas de blocos de concreto possuíam 7 blocos de altura e três de largura. As de blocos cerâmico tinham 14 blocos de altura por 4 blocos de largura. As paredezinhas foram ensaiadas com mais de 28 dias. O carregamento foi aplicado somente nas faces, onde os blocos estavam capeados com gesso. As deformações foram medidas com LVDTs. A Tabela 2.6 mostra os resultados de resistência dos ensaios bem como as relações entre as resistências de prisma, unidades e paredezinhas.

Tabela 2.6 – Resistência de unidades, prismas e paredes (PAGE ET ALL 1991).

(valores em MPa)

Tipo de unidade	Unidade (7 dias)	Unidade (>28)	Prisma (7 dias)	Prisma (>28)	Parede (>28)	<u>Parede</u> <u>Unidade</u> (>28)	<u>Parede</u> <u>Prisma</u> (7)	<u>Parede</u> <u>Prisma</u> (>28)
20.01	25,8	28,2	22,4	25,5	17,6	0,62	0,79	0,69
15.01	33,5	30,8	15,5	22,9	19,6	0,64	1,26	0,89
10.01	26,3	28,5	17,2	24,4	19,3	0,68	1,12	0,79
cerâmica	33,6	28,5	19,8	21,7	19,0	0,66	0,96	0,88
Média						0,65	1,03	0,80
Desvio Padrão						0,02	0,18	0,07
Coef. Var. (%)						3,4	17,0	9,0

Como pode ser observado, melhores correlações, com menores variações são encontradas quando prismas e paredes possuem a mesma idade. Os autores ainda ressaltam que com os blocos utilizados, devido a sua geometria, é

impossível garantir o completo alinhamento das paredes dos blocos na parede, prismas com assentamento da argamassa só nas faces e capeamento deste mesmo modo, devem ser utilizados para serem mais representativos da parede real.

DRYSDALE e GUO (1991) também investigaram a resistência à compressão de alvenaria de bloco de concreto.

A partir de análise elastoplástica em elementos finitos os autores chegaram a uma equação básica que relaciona resistência de prisma, a resistência dos blocos de concreto e a resistência da argamassa. Para obter os parâmetros para simulação em computador, ensaios com os materiais foram feitos.

Um total de 356 prismas de blocos de concreto foram ensaiados para se investigar os mecanismos de ruptura e a influência dos materiais e os parâmetros geométricos. Foram moldados prismas de 2, 3, 4 e 5 blocos de altura montados com argamassa só nas faces e de forma amarrada (1,5 bloco de comprimento). Na prensa foram utilizados pratos com e sem as escovas de aço. Prismas de 5 blocos ou a utilização das escovas de aço foram consideradas os meios mais representativos da resistência da alvenaria. Os fatores de correção para os prismas de 2, 3, 4 e 5 blocos de altura ensaiados em prensas com pratos de aço simples são respectivamente 0,85, 0,95, 0,99 e 1,00.

Da análise elastoplástica feita em elementos finitos resultou a seguinte equação que correlaciona as resistências de prismas de 5 blocos (ou alvenaria), bloco e argamassa:

$$f'_{alv} = f_{bloc} * (0,85 - 0,004 * f_{bloc} - 0,7 / f_{arg})$$

sendo os materiais ensaiados em prensas com pratos de aço rígido e as resistências dos materiais obtidas segundo os procedimentos das normas americanas (ASTM C140-75 revista em 1988 - Standard Method of Sampling and Testing Concrete Masonry Units, e ASTM C109-86 - Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortar)

A equação acima foi testada com os dados de ensaios de prismas de 27 autores diferentes resultando num coeficiente de variação de 13%.

GANESAN e RAMAMURTHY (1992) utilizaram o método de elementos finitos para estudar o comportamento dos prismas de alvenaria de blocos furados sob compressão axial, observando a influência da geometria do bloco, tipo de arranjo, tipo de junta da argamassa e propriedades da argamassa.

Foram simulados em computador prismas de 2, 3 e 5 blocos de altura, feitos a prumo e de forma amarrada. Simulou-se o assentamento da argamassa somente nas faces externas (face shell) e em toda a superfície do bloco. Para a verificação das paredinhas da argamassa foi modelado $E_b/E_{arg} = 1$ quando as propriedades do bloco e da argamassa são iguais e $E_b/E_{arg} = 2$ representando o caso em que o bloco é mais rígido do que a argamassa.

E_b = módulo de elasticidade do bloco;

E_{arg} = módulo de elasticidade da argamassa.

Alguns resultados e conclusões dos autores estão abaixo transcritas:

- Prismas construídos a prumo não absorvem as diferenças de tensões provocadas pela geometria dos blocos. Nos prismas construídos com blocos eficientes, isto é, que permitem o completo alinhamento das paredes transversais dos blocos fiada após fiada, a utilização de argamassa

em toda a superfície elimina a concentração de tensões. Estes blocos eficientes possuem geralmente 2 furos, sendo a parede transversal do meio do bloco com o dobro da espessura mais 1 cm. Como a geometria afeta o alinhamento, isso determina os níveis de tensão crítica nos prismas de alvenaria de blocos furados. Esse fato leva a diferentes capacidades de carga das paredes construídas com blocos de diferentes geometrias, mas com a mesma capacidade do bloco.

- Prismas com argamassas só nas faces laterais, por imposição ou não da geometria do bloco, alcançam altas concentrações de tensão lateral nas transversais dos blocos, que passam a trabalhar como vigas. Nestes casos a fissuração começa na parede transversal central. Na simulação em elementos finitos, os autores encontraram concentrações de tensões de tração lateral na parede transversal central do bloco de prismas da ordem de até 3,50 MPa para prismas com argamassa só nas faces. Nesta mesma simulação, prismas a prumo, com argamassa em toda a superfície do bloco, não apresentaram concentração de tensão lateral.
- Segundo os autores, o que coordena o colapso da estrutura quando blocos não eficientes são usados não é a tensão axial mas sim a tensão de tração lateral nas paredes dos blocos. A maioria das normas apresentam uma tabela única de capacidade de carga da parede baseada somente na resistência à compressão do bloco e da argamassa. Segundo os autores isto precisa ser revisto.
- Em relação as propriedades da argamassa, os autores concluem que estas tem pequena influência sobre a compressão dos prismas de alvenaria. Os gráficos de desenvolvimento de tensões para os dois tipos de argamassa são praticamente idênticos.

Conforme KNUTSON e NIELSEN (1995), a teoria da elasticidade é freqüentemente aplicada nos projetos de estruturas de alvenaria. Para aplicação é necessário saber o módulo de elasticidade e a resistência última. Eles apresentam um método padronizado para obtenção do módulo de elasticidade da alvenaria. As curvas do diagrama tensão-deformação dos materiais são aproximadas ou por uma parábola ou por uma curva logarítmica, que são as chamadas curvas de RITTER.

As pesquisas com alvenaria estrutural no Brasil tomaram impulso no início da década de 80.

GOMES (1983) estudou a resistência à compressão de paredes de alvenaria com blocos cerâmicos. Os blocos estudados por Gomes apresentaram resistência à compressão variando de 6,9 a 15,3 MPa. Foram utilizados 4 traços de argamassas de assentamento e 5 traços de graute para teste dos prismas e paredes. As paredes grauteadas foram testadas com e sem armadura. O referido autor procurou estabelecer a influência da resistência à compressão dos blocos, da argamassa e do graute na resistência da parede. Além disto, foram verificadas a influência da utilização de emendas na armadura, e do módulo de deformação das paredes. GOMES utilizou a teoria elástica para determinação das cargas efetivas nos blocos, grautes e armaduras das paredes. O autor verificou a ruptura frágil e explosiva da parede quando não armada e ruptura um pouco mais dúctil, com aviso de ruptura quando armada.

GOMES concluiu que o fator de eficiência das paredes de blocos cerâmicos não grauteados aumenta com o aumento da resistência da argamassa. Contudo, segundo o autor, a resistência da argamassa não deve ser maior do que a resistência do bloco, sob pena de se produzir argamassas muito rígidas a qual não é adequada para o desempenho das paredes.

O autor conclui ainda que para o graute colaborar para o aumento da resistência da parede, é necessário que sua resistência seja no mínimo igual à do bloco.

PRUDÊNCIO (1986) estudou a resistência à compressão de paredes e prismas de tijolo maciço com diferentes alturas. Cinco tipos e um traço de argamassa (1:1:6) foram utilizados para fazer 3 tipos de paredes e prismas. Os prismas testados foram de 4, 5 e 7 fiadas, sendo os dois primeiros com 1 tijolo de comprimento e o de 7 fiadas com 2 tijolos de comprimento. Os principais resultados obtidos foram:

- As resistências à compressão dos tijolos mostraram coeficientes de variação bastantes variados;
- A relação entre resistência à compressão de paredes e prismas é linear e o intervalo de confiança para as previsões é relativamente pequeno;
- As relações entre as resistências de prismas e tijolos e paredes e tijolos, não são lineares. O aumento da resistência dos prismas e paredes é cada vez menor para maiores valores de resistência do tijolo.
- Não houve diferença significativa entre as resistências obtidas para os três diferentes tipos de prismas usados.

MEDEIROS (1993) realizou trabalho que consistiu tanto na verificação dos processos de fabricação de blocos de concreto, quanto no comportamento à compressão de paredes com os blocos produzidos.

O autor ressaltou a influência das argamassas e dos blocos na resistência à compressão das paredes. A resistência dos blocos utilizados para a produção de prismas e paredes variou de 8,4 MPa a 14,9 MPa. As argamassas utilizadas foram com traço 1:1:6 e 1:1/2:4 (cimento:cal:areia) em volume seco.

MOHAMAD (1998) estudou o comportamento mecânico de prismas de blocos de concreto confeccionados com diferentes traços de argamassa e dois blocos com diferentes níveis de resistência à compressão. O bloco M1 possuía resistência à compressão na área bruta de 10,7 MPa e na área líquida de 18,2 MPa. Já o bloco M2 possuía resistência à compressão na área bruta de 15,7 MPa e na área líquida de 27,0 MPa.

O autor também estabeleceu um modelo para prever o tipo de ruptura e o nível de tensão última dos prismas, com base na resistência à tração do bloco, proporção entre os módulos de elasticidade dos materiais e resistência à compressão das argamassas.

Os resultados dos ensaios triaxiais das argamassas são mostrados na Tabela 2.7. Os resultados dos ensaios à compressão com prismas são mostrados nas Tabelas 2.8 e 2.9.

Tabela 2.7 – Resistência à compressão das argamassas confinadas para diferentes tensões laterais – (MOHAMAD 1998)

Tensões laterais (MPa)	Resistência à compressão última das argamassa confinadas (MPa)		
	Traço 1:1/4:3	Traço 1:1/2:4,5	Traço 1:1:6
0	34,6	24,1	11,4
0,5	36,7	19,4	13,7
1,0	39,7	25,7	14,3
2,5	44,6	31,0	17,8
4,0	----	----	22,4

Tabela 2.8 – Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M1 (MOHAMAD 1998)

Resistência da argamassa (MPa)	Resistência à compressão dos prismas na área bruta – Bloco M2		Módulo de elasticidade (MPa)
	Média	Coef. Variação (%)	
19,9	10,56	6,20	9100
8,63	8,60	4,41	6712
4,20	8,17	6,88	4499
2,28	7,54	8,19	3373

Tabela 2.9 – Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M2 (MOHAMAD 1998)

Resistência da argamassa (MPa)	Resistência à compressão dos prismas na área bruta – Bloco M2		Módulo de elasticidade (MPa)
	Média	Coef. Variação (%)	
19,2	11,7	16,6	9167
7,6	10,8	5,24	5809
5,41	8,84	8,46	5848

Abaixo estão relacionadas algumas conclusões obtidas pelo autor:

- Para um mesmo traço de argamassa foi observado que à medida que foram aumentadas as tensões de confinamento, ocorreu um acréscimo nas deformações não lineares da argamassa;
- módulo de elasticidade das argamassas variou de acordo com o aumento das tensões transversais de confinamento. Para o traço 1:1:6 ocorreu uma diminuição no módulo de elasticidade com o aumento das tensões laterais, já os traços 1:1/4:3 e 1:1/2:4,5 apresentaram aumento no módulo de elasticidade com o acréscimo das tensões laterais;

- Houve uma diminuição no coeficiente de Poisson com o aumento das tensões de confinamento tanto para níveis de tensões iniciais quanto finais, para os quatros traços de argamassas utilizadas;
- tipo de capeamento pode influenciar no valor das resistências à compressão dos prismas e blocos;
- A espessura da junta de argamassa influi bastante na resistência à compressão da alvenaria e seu aumento impõe uma diminuição significativa na eficiência da mesma;
- As deformações laterais medidas nos blocos apresentam um comportamento linear até em torno de 50% da resistência à compressão última dos prismas;
- Quando foram utilizadas argamassas menos resistentes à compressão do que o bloco, a ruptura foi dúctil, ocorrendo um esfacelamento da parte externa das paredes dos blocos. Este esfacelamento iniciava próximo às juntas de argamassa, estendendo-se após por todo o bloco. Quando se utilizou argamassas de mesmo nível de resistência do bloco na área líquida, o tipo de ruptura foi essencialmente frágil.

GUIMARÃES e FLEURY (1997) desenvolveram um estudo visando obter dados para avaliar a resistência à compressão simples de prismas de tijolos e blocos cerâmicos, produzidos na região metropolitana de Goiânia. Foram realizados ensaios de resistência à compressão simples em tijolos e prismas. Foram confeccionados vários prismas, variando os traços de argamassa, tipo de bloco cerâmico e tipo de areia.

Os resultados mostraram a baixa qualidade dos tijolos e blocos. A análise dimensional mostrou que praticamente todos os tijolos ou blocos cerâmico ensaiados tem alguma de suas dimensões fora do estabelecido pelo norma brasileira, mas esses valores apresentaram pequenas dispersões entre si.

Os ensaios de resistência à compressão simples mostraram que 60% dos blocos cerâmicos não atingem nem mesmo a resistência mínima exigida pela norma. Os tijolos comuns e prensados obtiveram resistências maiores, variando entre 1,4 MPa e 11 MPa. Outro indicativo da baixa qualidade encontrada foram os altos coeficientes de variação dos resultados que ficaram entre 5% e 35%. Isto indica a falta de controle de qualidade devido à grande dispersão dos valores de resistência à compressão.

A resistência dos tijolos ou blocos é a grande determinante da resistência à compressão dos prismas, mas a resistência da argamassa não é. Observou-se um aumento significativo da resistência à compressão do prisma com o aumento da resistência à compressão dos tijolos e blocos. Os resultados indicam que os prismas são bem menos resistentes que os blocos e tijolos.

Os ensaios conduzidos com prismas de diferentes relações altura/espessura, indicaram que a resistência à compressão do prisma decresce com o aumento dessa relação. Esse resultado se deve a dois fatores: aumento na possibilidade de flambagem do prisma, diminuição da influência do atrito das faces do prisma com os pratos da prensa que cria um efeito de cintamento.

Os autores consideram necessária a criação de uma norma brasileira que padronize os ensaios de prismas de tijolos e blocos cerâmicos (atualmente existe somente a norma para prismas de blocos de concreto). A normalização torna-se necessária pois as expressões utilizadas pelas normas internacionais para o

cálculo da resistência à compressão da alvenaria são expressas em função dos resultados dos ensaios em prismas.

LA ROVERE e RODRIGUES (1997) utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) para analisar o comportamento mecânico de prismas de alvenaria de blocos de concreto vazados, preenchidos ou não com graute, submetidos à compressão. Os materiais dos componentes envolvidos: concreto, argamassa e graute são considerados elástico-linear.

Analisaram inicialmente o efeito da altura do prisma, tanto para prisma grauteados como não grauteados. Concluíram que prismas de 2 blocos de altura não são representativos de um ensaio uniaxial, devendo-se utilizar prismas de no mínimo 3 blocos de altura para obtenção das propriedades da alvenaria à compressão.

Em seguida investigaram o efeito da restrição das placas da prensa de ensaio em prismas grauteados, variando-se a altura da placa superior. Concluíram que uma placa de 5 cm produz a rigidez necessária à distribuição de tensões no topo do prisma.

Finalmente analisaram a influência das propriedades mecânicas da argamassa em prismas não grauteados e das propriedades mecânicas do graute em prismas grauteados. A variação das propriedades da argamassa em prismas não grauteados não afetou significativamente o comportamento dos prismas. Não foi possível extrair-se conclusões, sobre as propriedades do graute, através de uma análise elástico-linear, sobre a eficiência do graute no comportamento mecânico de prismas grauteados.

CAPÍTULO 3

3.1. INTRODUÇÃO

Para o desenvolvimento deste trabalho foram realizados ensaios de compressão em prismas de blocos de concreto e em prismas de blocos de concreto celular autoclavado (BCCA).

A utilização, bem como a composição, do bloco de concreto é bastante difundida nas construções em alvenaria, enquanto que o BCCA não tem a mesma aplicação.

Em função disto, este capítulo descreve, resumidamente o histórico, composição e principais propriedades dos BCCA.

3.2. BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO

3.2.1. HISTÓRICO

O concreto aerado é um material originário dos países escandinavos (Suécia e Dinamarca), tendo sido desenvolvido primeiramente na Suécia, em 1924. A principal característica deste material, a boa isolamento térmica, se adequa plenamente ao clima existente na região, justificando sua origem.

Figura 3.1 - SICAL - Bloco de Concreto Celular Autoclavado

*Fonte: <http://www.geocities.com.br>



Segundo BESSEY (1968), o concreto com agregado leve foi utilizado pelos romanos, a 2.000 anos atrás, para a construção do domo do “Pantheon”, e é aplicado até hoje nas construções. Supõe-se que, além da baixa massa específica, os romanos acreditavam na durabilidade deste material, o que pode ter dado margem à criação do concreto aerado, material mais leve.

Desde 1890 tentava-se adotar métodos para a introdução de poros nos concretos leves, mas não eram praticáveis comercialmente. Em 1923, na Dinamarca, E.C.BAYER desenvolveu dois procedimentos para a introdução de poros: através da adição de espuma ou da adição de um material à mistura, que gerava espuma ao ser misturado. Estes processos foram praticados nesta época, pela Alemanha, Inglaterra e Estados Unidos.

Na Suécia, um arquiteto chamado JOHAN AXEL ERIKSSON, desenvolveu um processo de introdução dos poros no concreto leve, e que atualmente é o mais utilizado pelas empresas fabricantes de bloco de concreto autoclavado.

Trata-se da introdução de um produto químico que reagia com a mistura, liberando gás, responsável pela alta porosidade do material. ERIKSSON tentava

desenvolver um material de construção com as propriedades da madeira, ou seja, boa isolamento térmica, estrutura sólida e facilidade de manuseio, mas sem as desvantagens de combustibilidade e deterioração da mesma.

Na época, parecia ser uma tarefa difícil produzir blocos com maiores dimensões, e que combinassem as propriedades de boa isolamento térmica, baixo peso e alta resistência à compressão, pois o material existente possuía características contrárias.

Em 1924, este processo foi adotado por duas empresas suecas: SKOVDE GASBETON AB. e YXHULTS STENHUGGERI AB. Os produtos destas empresas tornaram-se conhecidos internacionalmente pelos nomes “DUROX” e “YTONG” (combinação das palavras “YXHULTS” - a localização da fábrica e “BETONG” - palavra sueca para o concreto). Em 1929, ERIKSSON introduziu a cura em autoclave, sendo adotada por estas empresas em 1932.

Na Dinamarca, MEANWHILE, CHRISTIANI E NIELSEN desenvolveram o concreto aerado, conhecido como “Celcon”, e que foi produzido comercialmente em escala, em 1928. Também na Dinamarca, a empresa SIPOREX iniciou seu processo de produção em escala, a partir de 1934, através da patente de I.EKLUND.

Na Inglaterra, o processo “Aerocrete” que tratava-se da mistura de cimento Portland aerado com areia, despertou o interesse durante o período de 1925 a 1936. Quando verificou-se a alta retração na secagem do material curado a temperatura ambiente, este processo começou a ser abandonado.

Até a segunda guerra mundial (1945), a exploração comercial do concreto aerado ocorria quase que totalmente nos países escandinavos (Suécia e Dinamarca). As razões principais eram as fissuras apresentadas pelas paredes da alvenaria executadas com este material, quando o mesmo era curado à temperatura

ambiente ou com temperatura abaixo de 100⁰C, e o alto custo do processo de produção na adoção da cura em autoclave. Somente após o desenvolvimento de métodos de produção em massa, amplamente mecanizados e sofisticados, o concreto aerado curado em autoclave tornou-se um material competitivo, frente a outros materiais tradicionais.

A Alemanha foi o primeiro país, após os países escandinavos e a União Soviética, a adotar amplamente o concreto aerado. Talvez devido a proximidade com estes países, ou mesmo, pela semelhança no clima.

Na América do Norte, apesar do clima semelhante europeu, o CCA (concreto celular autoclavado) não obteve sucesso. Um dos problemas é que a construção com madeira era ainda bastante explorada, e os blocos de concreto com agregado leve eram amplamente competitivos em custo e qualidade.

A partir da segunda guerra mundial houve a disseminação do concreto aerado em outras regiões do mundo e o aumento da produção nos países onde já existia.

Apesar do clima tropical, nos anos 60, instalou-se no Brasil a primeira fábrica de BCCA, denominada “Pumex”, cujos sócios eram suecos. Com o passar do tempo, esta empresa mudou-se para “Siporex”, ainda dirigida por dois suecos. Em 1978, agora dirigida por brasileiros, tornou-se licenciada da empresa Siporex sueca, sob o nome “Siporex Concreto Celular S.A.”, atuando até os dias atuais na fabricação de blocos e painéis de CCA.

Outra empresa fabricante BCCA a se instalar no Brasil, foi a “Sical – Concreto Celular Autoclavado”, em 1983, atuando no mercado de construção através do fornecimento de blocos CCA, com capacidade instalada de 300.000m³/ano.

Atualmente o mercado nacional de BCCA é constituído por estas duas empresas: a Siporex e a Sical. As duas fabricantes utilizam o pó de alumínio na mistura para a formação da estrutura celular do concreto.

No Brasil, os BCCA vêm sendo utilizados na execução de paredes de alvenaria, a partir de tecnologia construtiva insuficiente para o adequado desempenho das paredes, ocasionando assim diversos problemas patológicos que tenderam a prejudicar o desempenho comercial deste produto no mercado nacional. O principal problema é que este material, cuja tecnologia de produção foi importada dos países de origem, foram vendidos e aplicados sem a adaptação à cultura construtiva encontrada no Brasil.

3.2.2. DEFINIÇÃO

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1994 – a), através da NBR 13.438 propõe a seguinte definição para o concreto autoclavado: “É um concreto leve obtido através de um processo industrial, constituído de materiais calcários (cimento, cal ou ambos) e materiais ricos em sílica, granulados finamente. Esta mistura é expandida através da utilização de produtos formadores de gases, água e aditivos, se for o caso, sendo submetidos à pressão e temperatura através de vapor saturado. O concreto celular autoclavado contém células fechadas, aeradas, uniformemente distribuídas”.

A DIN 4165 e DIN 4223 (1978) definem o concreto aerado autoclavado (“autoclaved aerated concrete”) como um concreto de poros finos, elaborado de cimento e/ou cal e substâncias finamente moídas ou de grânula fina, com a utilização de produtos formadores de gases, água e aditivos, se for o caso, endurecidos sob pressão de vapor.

Segundo LUCAS (1986), designam-se por concretos celulares, os concretos leves que apresentam uma estrutura alveolar uniforme, cujo diâmetro dos alvéolos (ou células) é da ordem do milímetro e o volume por eles ocupado não será nunca inferior a 50% do volume total do concreto. O CCA é um tipo particular de concreto celular caracterizado pela respectiva cura decorrer em autoclave, sob elevada temperatura e pressão de vapor de água, com vista à obtenção de níveis adequados de resistência mecânica e de retração de secagem.

LEGATSKI (1978) considera os concretos celulares (“cellular concretes”) como concretos leves, consistindo em um sistema de células macroscópicas, preenchidas com ar, uniformemente distribuídas na matriz de pasta de cimento ou de pasta de cimento e agregado.

Verifica-se que tanto as definições propostas nas normas, quanto as indicadas pelos autores para o concreto celular autoclavado, baseiam-se nas características dos materiais constituintes e na estrutura interna endurecida.

Observou-se na bibliografia internacional que há diferenciação no termo empregado para o concreto celular autoclavado, em função do país em questão.

Tabela 3.1 - Terminologia empregada em outros países para o concreto celular autoclavado.

TERMINOLOGIA	
Francesa	“Béton cellulaire autoclave”
Inglesa	“Autoclaved aerated concrete”
	“Autoclaved cellular concrete”
	“Autoclaved lightweight concrete”
	“Aerated lightweight concrete”
	“Aerated concrete”
	“Cellular concrete”
Italiana	“Calcestruzzo cellulaire espanso autoclavato”
	“Gasbeton”
Espanhola	“Hormigón celular”

A CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION (1970) apresenta a classificação dos concretos leves em quatro tipos básicos de concreto, na qual o concreto celular autoclavado está sendo tratado como concreto aerado (“aerated concrete”).

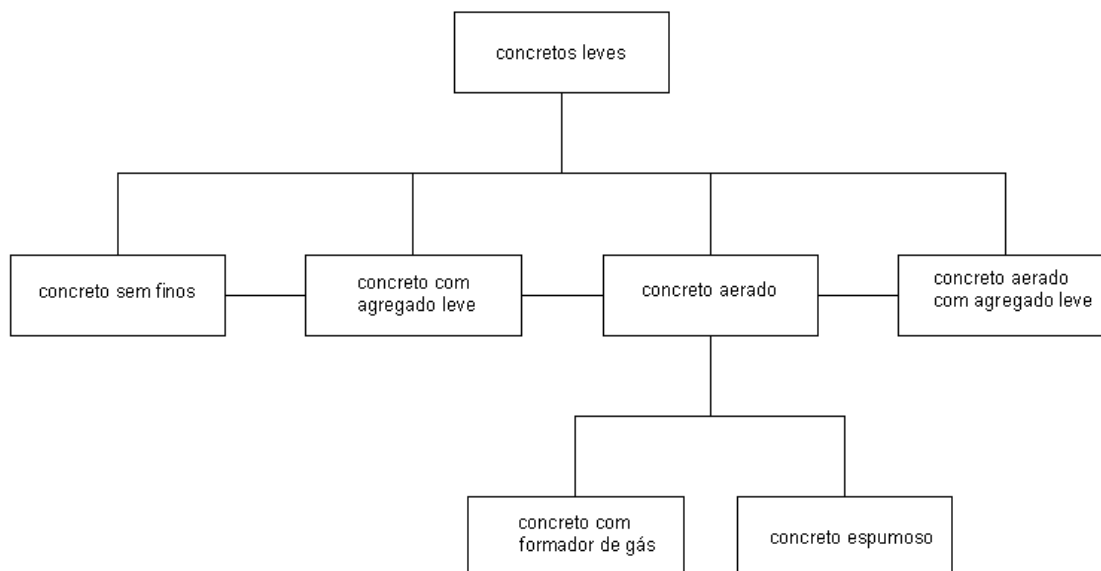
O concreto sem finos é um tipo de concreto leve constituído de cimento, agregado graúdo e água, sendo que diferencia-se do concreto convencional, por não apresentar agregado miúdo em sua constituição, conferindo-lhe com isso uma certa porosidade e leveza.

O concreto com agregado leve é formado pela mistura de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo leve e água. Neste tipo de concreto leve, a baixa massa específica é determinada pelos vazios existentes no agregado graúdo.

O concreto aerado é formado por agregado miúdo, aglomerantes, água e agentes responsáveis pela inclusão de poros na argamassa. No concreto com formador de gás, o agente formador de poros é um produto químico, que ao reagir com os outros componentes da mistura, dá origem a um gás que forma os poros da estrutura celular. No concreto espumoso, os poros da argamassa celular são formados, a partir da introdução na mistura de espuma ou de um produto químico, que através de agitação mecânica da mistura origina a espuma. Os poros da argamassa e a ausência de agregados graúdos conferem ao concreto celular a baixa densidade.

O concreto aerado com o agregado leve é um tipo de concreto leve formado por uma estrutura celular semelhante a do concreto aerado, com a adição de agregado leve. A baixa massa específica é conferida tanto pelos poros da estrutura celular, quanto pelos vazios existentes no agregado leve.

Figura 3.2 - Classificação geral dos concretos leve (CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION, 1970)



A partir da terminologia empregada pela CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION (1970) na classificação dos concretos leves, observa-se que o concreto celular autoclavado refere-se ao concreto aerado com formador de gás.

HUMMEL APUD URBAN (1963) classifica os concretos leves segundo sua densidade e capacidade de isolamento térmica, nos seguintes grupos apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Classificação dos concretos leves segundo a densidade (HUMMEL APUD URBAN, 1963)

Concreto leve de baixa resistência e boa isolamento térmica	250 a 800 Kg/m ³
Concreto leve de média resistência e adequada isolamento térmica	800 a 1400 Kg/m ³
Concreto leve com resistência estrutural e isolamento térmica limitada	1400 a 2100 Kg/m ³

A norma alemã DIN 4165 (1984) refere-se aos blocos simples de concreto aerado como blocos maciços de formato grande, com densidade bruta limitada, fabricados de concreto aerado endurecido sob vapor.

A aplicação proposta pela ABNT (1994 – a) para os blocos de concreto celular autoclavado é: “componentes de edificação, maciços, com função estrutural ou não, utilizados principalmente para a construção de paredes internas, paredes externas e preenchimento de lajes”. Estes são classificados em BCCA do tipo vedação, estrutural e preenchimento de lajes e BCCA especiais, os quais são fabricados em formatos, dimensões e especificações acordadas entre as partes.

Por esta mesma norma, os BCCA do tipo vedação, estrutural e preenchimento de lajes são ordenados em 4 classes distintas, segundo a resistência à compressão e densidade de massa aparente seca, de acordo com a Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Classes, resistência à compressão e densidade de massa aparente (ABNT, 1994)

CLASSE	Resistência à compressão		Densidade de massa aparente seca (Kg/m ³)
	Valor médio mínimo (MPa)	Menor valor isolado (MPa)	
C 12	1,2	1,0	≤ 450
C 15	1,5	1,2	≤ 500
C 25	2,5	2,0	≤ 550
C 45	4,5	3,6	≤ 650

3.2.3. PROPRIEDADES

↪ Densidade

A densidade é a principal característica dos blocos de concreto celular autoclavado, pois influencia a maior parte de suas propriedades, principalmente a resistência à compressão e a condutibilidade térmica. A resistência tende a abaixar com a diminuição da densidade, enquanto que a condutibilidade térmica tende a aumentar com a mesma.

O processo de produção dos blocos de concreto celular autoclavado influencia diretamente sua densidade final, pois conforme o tipo e a dosagem dos constituintes pode-se obter diversas densidades.

Além dos constituintes, as etapas de produção também poderão influenciar a densidade do produto final.

A densidade deve ser especificada comercialmente para o material seco em estufa ou, em alguns casos, para o material seco ao ar e em equilíbrio com a temperatura ambiente.

Apresenta-se na Tabela 3.4 os valores de densidade indicados por algumas empresas estrangeiras fabricantes de blocos de concreto celular autoclavado.

Tabela 3.4 - Densidade aparente no estado seco de blocos de concreto celular autoclavado.

Empresas Fabricantes	DENSIDADE (Kg/m³)	
	mínima	máxima
DUROX	450	625
YTONG	450	550
CELLOX	400	500
CELCON	475	650

Obs: dados retirados de catálogos.

↳ **Porosidade e Absorção de água**

A absorção de água influencia várias propriedades dos materiais porosos, tais como: condutividade térmica e retração na secagem. Como os blocos de concreto celular autoclavado apresentam alta porosidade, a característica de absorção de água se torna importante frente às demais propriedades, pois o teor de umidade

que poderá influenciá-las é determinado em grande parte pela absorção de água do material.

A absorção de água apresentada pelos blocos pode influenciar o desempenho das funções da alvenaria, através da falta de aderência na interface do bloco com a argamassa. Quando a taxa inicial de sucção de água dos blocos, ou seja, a intensidade com que o bloco poderá retirar água da argamassa, é alta, poderá ocorrer absorção de água da mesma ainda em estágio de cura, ou até a perda precoce da trabalhabilidade durante o assentamento.

A absorção inicial dos blocos interfere na plasticidade da argamassa no momento do assentamento dos mesmos, e a absorção de água com o tempo dos blocos interfere nas características da argamassa durante seu período de cura. A avaliação desta característica é muito importante na definição de um método construtivo de execução das alvenarias, pois a partir de seus resultados pode-se impedir o comprometimento da aderência na interface do bloco com a argamassa, e conseqüentemente do desempenho das funções das paredes de alvenaria, através principalmente da utilização de argamassas com características satisfatórias.

↳ **Condutividade térmica**

A condutividade térmica é uma propriedade que representa o fluxo de calor através da superfície do material. Os materiais de construção, em sua grande maioria, possuem no seu interior matéria no estado sólido, líquido (água) e gasoso (ar ou gases especiais). Por isso, a transferência de calor interna envolve três processos distintos: a condução através do sólido, da água e do ar, a convecção através dos movimentos dos gases e a radiação entre as superfícies sólidas.

Os blocos de concreto celular autoclavado apresentam baixa condutividade térmica, devido principalmente à sua baixa densidade determinada pelos poros da estrutura interna. A existência de água nesses poros preenchidos com ar tende a aumentar a condutividade térmica do material, pelo fato da água conduzir maior quantidade de calor que o ar.

↳ **Retração na secagem**

A retração na secagem é a principal característica relacionada com a estabilidade dimensional dos blocos de concreto celular autoclavado, pois devido a capacidade de absorver e liberar água ou vapor de água, os blocos variam de volume ao variar seu conteúdo de umidade. O aumento da quantidade de água provoca expansão, enquanto que a diminuição da quantidade de água provoca a retração.

A retração na secagem é uma das principais características dos componentes de alvenaria que influenciam o desempenho das paredes em utilização. Dependendo do tipo de bloco e do método construtivo empregado, poder-se-á reduzir a amplitude da retração na secagem dos elementos, e conseqüentemente a probabilidade de ocorrência de problemas patológicos das paredes de alvenaria.

No caso dos blocos de concreto celular autoclavado que possuem alta retração na secagem, a principal medida adotada no método construtivo para reduzir esta característica, é evitar a molhagem dos blocos ao longo da execução das paredes. Além disso, a característica de retração de água pela argamassa de assentamento é necessária, devido à facilidade de absorção de água pelos blocos de concreto celular autoclavado que tende a aumentar a retração na secagem.

↳ Resistência à compressão

Segundo LEGATSKI (1978), além da influência direta com a densidade, a resistência à compressão dos blocos de concreto celular autoclavado é influenciada pela umidade dos corpos de prova e condições de cura da mistura no processo de produção dos blocos. A resistência à compressão tende a aumentar com o aumento da densidade, enquanto que o incremento do teor de umidade dos blocos provoca a redução da resistência.

Além da densidade, o teor de umidade apresentado pelo bloco de concreto celular autoclavado influencia também sua resistência à compressão, pois segundo HOUST (1983) não apenas esta propriedade mas todas as propriedades mecânicas dos materiais porosos são influenciadas pelo teor de umidade.

A resistência à compressão dos blocos de concreto celular autoclavado é também influenciada pelo seu processo de fabricação através do método de cura empregado. Vale lembrar que a cura é responsável pela formação do material cimentante, também chamado de silicato monocálcico hidratado, que por sua vez determina o desenvolvimento de resistência do produto. Logo, como este material cimentante é formado pela reação química entre a areia e a cal, estes constituintes da mistura influem também indiretamente na resistência à compressão.

Na Tabela 3.5 apresenta-se a influência da cura na resistência à compressão do bloco de concreto celular autoclavado, através de resultados mostrados por TESUKA (1989) para a cura ao ar e em autoclave.

Tabela 3.5 - Influência do tipo de cura na resistência à compressão do bloco de concreto celular autoclavado. (TESUKA, 1989)

Densidade no estado seco (Kg/m ³)	Resistência à compressão (MPa)	
	cura ao ar	cura em autoclave
400	-	1,5
600	-	4,5
800	2,0	-
1000	3,5	15,0
1200	5,0	-
1400	7,0	-

Observa-se na Tabela 3.5 que com a cura em autoclave obtém-se valores de resistência à compressão superiores à cura ao ar, para a mesma densidade do produto. Com pequenas densidades pode-se obter resistências com valores significativos com a cura em autoclave, pois a temperatura atingida pela autoclave permite a formação do material cimentante, não ocorrendo o mesmo com a cura ao ar.

Apresentam-se na Tabela 3.6, valores de resistência à compressão para os blocos de concreto celular autoclavado, recomendados por empresas estrangeiras, relativos às densidades especificadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.6 - Especificações de norma para a resistência à compressão dos blocos de concreto celular autoclavado

Referência	Classes de resistência	Resistência à Compressão (MPa)	Densidade no estado Seco (Kg/m ³)
CSA A165.4 (1973)	1	1,89	400
	2	3,10	496
	3	4,83	592
	4	5,52	704
BRE D178 (1975)	-	2,8 à 6,0	500 à 880
DIN 4223 (1978)	GB 2,2	2,2	500
	GB 3,3	3,3	600
	GB 4,4	4,4	700
	GB 6,6	6,6	800
RILEM LC2 (1978)	II*	>2,5	-
	III**	>0,5	-
DIN 4165 (1984)	2	2,5	310 à 500
	4	5,0	510 à 800
	6	7,5	610 à 800
NF P 14-306 (1986)	-	3,0 à 7,0	400 à 800
ABNT (1994-A)	C12	1,2	≤ 450
	C15	1,5	≤ 500
	C25	2,5	≤ 550
	C45	4,5	≤ 650

Obs: * blocos para execução de paredes com função estrutural e de isolamento térmica.

** blocos para execução de paredes com função de isolamento térmica.

Tabela 3.7 - Resistência à compressão de blocos de concreto celular autoclavado fabricados por empresas estrangeiras.

Empresas Fabricantes	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	
	para densidade mínima*	para densidade máxima*
DUROX	4,0	5,0
YTONG	-	4,0
CELLOX	≥ 2,5	≥ 3,5
CELCON	2,8	4,0

Obs: * indicada na tabela 3.4

Comparando-se as Tabelas 3.6 e 3.7, verifica-se a relação direta existente entre a densidade e a resistência à compressão dos blocos de concreto celular autoclavado. Observam-se valores de resistência à compressão superiores para blocos com maior densidade específica.

↪ **Módulo de deformação**

O módulo de deformação dos blocos influencia o comportamento das paredes quanto à acomodação de tensões impostas às mesmas. Apesar dos blocos representarem maior volume do que as argamassas, o módulo de deformação destas deverá ser adequado para possibilitar um bom desempenho das paredes, juntamente com os blocos.

De um modo geral, a bibliografia internacional referencia a influência da resistência à compressão, da densidade e também do teor em água sobre o módulo de deformação dos blocos de concreto celular autoclavado. A influência da densidade e do teor de água é bastante enfatizada por ARONI (1993) que através do gráfico mostrado na Figura 3.3, resume estas relações com o módulo de deformação.

Analisando-se os gráficos da Figura 3.3, observa-se que o módulo de deformação tende a aumentar com o aumento da densidade, e tende a reduzir com o aumento da umidade relativa. Com base na reta obtida no gráfico da Figura 3.3 (a), ARONI (1993) estabelece uma equação para representar a relação da densidade com o módulo de deformação, para os blocos de concreto celular autoclavado com densidade na faixa entre 300 e 800 Kg/m³.

$$E = (-520 + 4,7\rho_{sec a}) \pm 500N / mm^2$$

Sendo:

E = módulo de deformação tangente na origem (MPa)

ρ_{seca} = densidade no estado seco (Kg/m^3)

Apresenta-se na Tabela 3.8 valores de módulo de deformação indicado por alguns autores em função da densidade, e os mesmos obtidos a partir da fórmula indicada por ARONI (1993).

Figura 3.3 – Fatores que influenciam o módulo de deformação dos blocos de concreto celular autoclavado. (a) Densidade no estado seco. (ARONI, 1993)

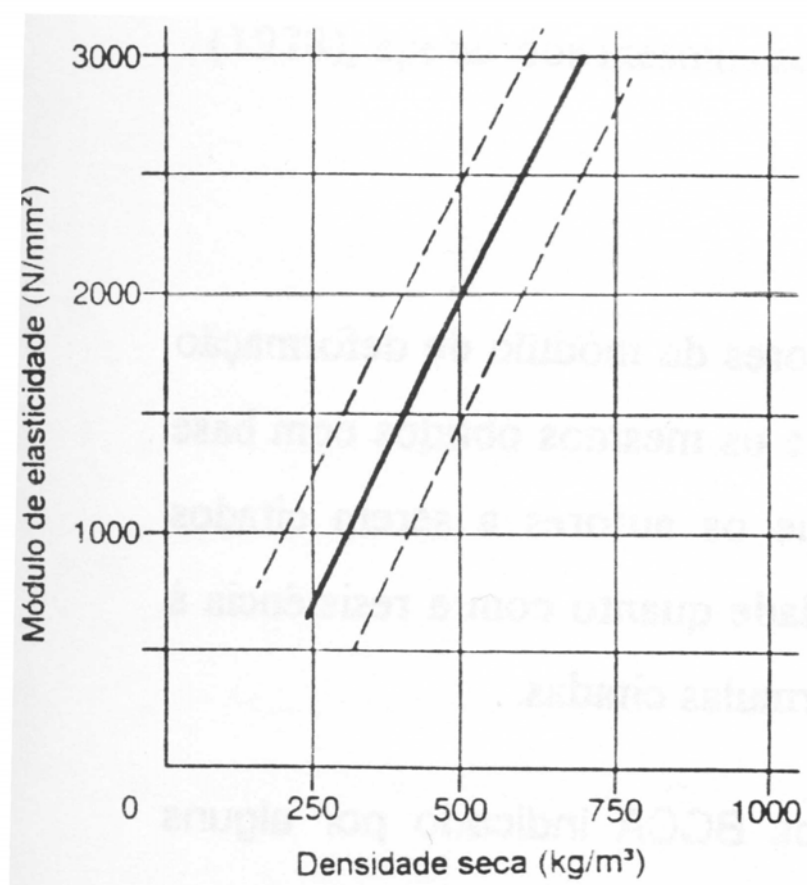


Figura 3.4 – Fatores que influenciam o módulo de deformação dos blocos de concreto celular autoclavado. (b) umidade relativa. (ARONI, 1993)

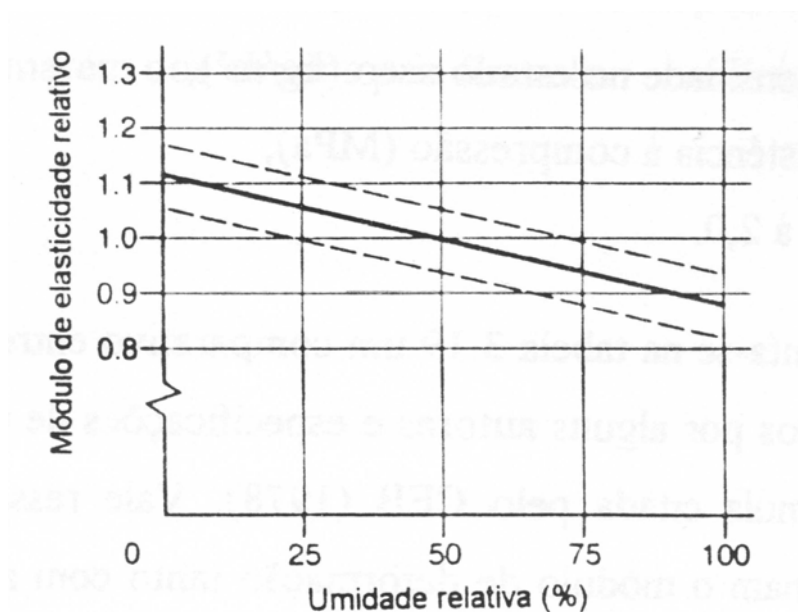


Tabela 3.8 – Análise do módulo de deformação dos blocos de concreto celular autoclavado indicado por alguns autores.

Referência	Densidade (Kg/m ³)	Módulo de deformação (MPa)	Módulo de deformação $E = (-520 + 4,7p_{seca}) \pm 500N / mm^2$ (MPa)
LEITCH (1975)	600 à 900	1700 à 3000	1800 à 4210
SHRIVASTAVA (1977)	320,4 à 961,2	492 à 3515	486 à 4498

O CBE (1978) relaciona o módulo de deformação não apenas com a densidade, mas também com a resistência à compressão, através da fórmula apresentada na seqüência. Esta fórmula foi obtida a partir de ensaios realizados com os produtos das empresas estrangeiras fabricantes de bloco de concreto celular autoclavado, Siporex e Ytong, para densidades entre 400 e 700 Kg/m³ e conteúdo de umidade entre 3 e 10% em volume. Logo deve ser utilizada apenas para estimar os valores de módulo de deformação.

$$E_0 = K \cdot \gamma_{seco} \cdot (f_c)^{1/2}$$

Sendo:

E_0 = módulo de deformação tangente na origem (MPa);

γ_{seco} = densidade no estado seco (Kg/m^3);

f_c = resistência à compressão (MPa);

K = 1,5 à 2,0.

CAPÍTULO 4

JUNTAS DE ARGAMASSA

4.1. DEFINIÇÃO

Em uma parede de alvenaria estrutural, composta por dois componentes: o bloco ou tijolo e junta de argamassa, a influência desta no desempenho funcional da parede é crítica, principalmente se ela for exterior à edificação e aparente (sem revestimento protetor).

No entanto, no estágio atual de desenvolvimento da alvenaria estrutural no Brasil, esta influência não é corretamente compreendida e o conhecimento das argamassas vem sendo absolutamente negligenciado.

Acredita-se que isto ocorra porque se confunde as características desejáveis de uma argamassa de assentamento com as da argamassa constituinte de cimento Portland. Para esta última é exigida, basicamente, a resistência a esforços mecânicos, enquanto que para a argamassa de assentamento são fundamentais as características da trabalhabilidade, aderência e deformabilidade (quando endurecida) tendo a resistência uma importância secundária.

Como efeito, observa-se freqüentemente nas edificações de alvenaria estrutural a ocorrência anormal de problemas patológicos, com origem no emprego de argamassas inadequadas.

SABBATINI (1984) considera as argamassa como materiais de construção sem forma ou função definidas. Estas passam a ter uma função quando se destinam a um determinado uso, como no caso das argamassas de assentamento que

possuem as funções de assentar e unir as unidades de alvenaria. Assim define-se junta de argamassa, ou, junta de assentamento, como um componente de alvenaria formado a partir da aplicação do material argamassa que adquire forma e funções definidas ao entrar em contato com as unidades de assentamento de alvenaria, após o endurecimento. Com base em referências bibliográficas, SABBATINI apresenta as características para as argamassas de assentamento. Segundo ele, a quantificação das características depende não apenas do tipo e composição da argamassa, mas também das características da unidade de alvenaria que ela irá unir.

MARTINELLI (1989) salienta que é necessário que as argamassas mantenham suas propriedades durante a vida útil da edificação, através do proporcionamento adequado entre os constituintes, sua qualidade, condições de preparo e forma de aplicação.

Para SOLÓRZANO (1994), as argamassas de assentamento devem satisfazer determinadas exigências para poder cumprir com as funções. Estas exigências devem ser as seguintes:

- Capacidade de aderência
- Capacidade de resistir a esforços mecânicos
- Capacidade de absorver deformações
- Durabilidade
- Eficiência (que significa bons índices de produção, manuseio, racionalização e economia)

Segundo o código CP-121 Walling da British Standards Institution (BSI), as funções primárias das juntas de argamassa em uma parede de alvenaria são:

1. Unir solidamente as unidades de alvenaria e ajudá-las a resistir aos esforços laterais;

2. Distribuir uniformemente as cargas atuantes na parede por toda a área resistente dos componentes de alvenaria;
3. Absorver as deformações naturais a que a alvenaria estiver sujeita;
4. Selar as juntas contra a penetração de água de chuva.

PLUMMER (1962) faz uma comparação com o concreto para definir enfaticamente a função da argamassa de assentamento: “Os ingredientes principais das argamassas de assentamento e do concreto são equivalentes e, por esta razão, a teoria que tem prevalecido nas últimas décadas é a de que os materiais e métodos que produzem concretos resistentes e duráveis são aplicáveis as argamassas de alvenaria. Ensaio de laboratório, bem como o comportamento de estruturas de alvenaria indicam que, em muitos casos, isso não é verdade. Tal concepção errônea é evidente se se considerar que o concreto por si próprio é um material estrutural, enquanto que argamassa é empregada para unir componentes estruturais entre si, e portanto, age como adesivo e selante. Por esta razão, a função primária de uma argamassa de alvenaria é desenvolver uma completa, resistente e durável aderência entre as unidades de alvenaria”.

DAVISON (1974) resume as funções em uma única: “ A função fundamental da argamassa (de assentamento) é unir as unidades de alvenaria constituindo um todo monolítico”.

Para que a argamassa tenha capacidade de prover as funções citadas ela deve apresentar as seguintes características:

- a) ter trabalhabilidade (consistência, plasticidade e coesão) suficiente para que o pedreiro produza com rendimento otimizado um trabalho satisfatório, rápido e econômico;

- b) ter capacidade de retenção de água suficiente para que uma elevada sucção do elemento não prejudique as suas funções primárias;
- c) adquirir rapidamente alguma resistência após assentada para resistir a esforços que possam atuar durante a construção;
- d) desenvolver resistência adequada para não comprometer a alvenaria da qual faz parte. Não deve, no entanto, ser mais resistente que os componentes que ela une;
- e) ter adequada aderência aos componentes a fim de que a interface possa resistir a esforços cisalhantes e de tração e prover a alvenaria de juntas estanques à água de chuva;
- f) ser durável e não afetar a durabilidade de outros materiais ou da construção como um todo;
- g) ter suficiente resiliência (baixo módulo de deformação) de maneira a acomodar as deformações intrínsecas (retração na secagem e de origem térmica) e as decorrentes de movimentos estruturais (de pequena amplitude) da parede de alvenaria, sem fissurar.

A quantificação destas características é fortemente dependente não só do tipo e composição da argamassa, mas também das características do componente que ela irá unir. De maneira geral, não existe parametrização limitante para estas características.

↩ **Trabalhabilidade**

DAVISON (1974), afirma que “A trabalhabilidade é a mais importante propriedade da argamassa no estado plástico”. E de acordo com ISBERNER “A trabalhabilidade é igualmente difícil de ser definida e de ser medida”.

Apesar do pedreiro reconhecer a trabalhabilidade de uma argamassa facilmente ao manuseá-la com a colher, é impossível mensurá-la em laboratório pois ainda segundo ISBERNER (1969) ela é uma propriedade de avaliação indefinível, arbitrária e pessoal sendo na realidade uma combinação de várias características reológicas da argamassa: plasticidade, coesão, consistência, viscosidade, adesão e massa específica.

Qualitativamente, diz-se que uma argamassa tem boa trabalhabilidade quando distribui facilmente ao ser assentada preenchendo todas as reentrâncias, agarra à colher de pedreiro (quando transportada e não agarra quando distribuída no componente de alvenaria); não segrega ao ser transportada; não endurece em contato com o componente de sucção elevada e permanece plástica por tempo suficiente para que os componentes sejam ajustados no nível e no prumo.

A importância da trabalhabilidade é que pelas características reológicas e por influir diretamente na qualidade do serviço do pedreiro, todas as demais propriedades desejáveis a ela se subordinam. Segundo DAVISON (1974) boa trabalhabilidade e boa retenção de água são fatores essenciais para uma máxima aderência entre as unidades de alvenaria. SAHLIN (1971), afirma que sem uma boa trabalhabilidade as chances de se obter juntas uniformes (bem preenchidas) são muito pequenas.

SHALON & SOROKA (1964) pesquisando as consistências reais adotadas por diferentes pedreiros chegaram a três importantes conclusões: a consistência

adequada para um pedreiro não o é para outro; ela é uma qualidade da argamassa de escolha individual de cada pedreiro e não pode ser generalizada e os pedreiros têm a capacidade de manter uma dada consistência (a ideal para cada um deles) constante qualquer que seja a composição (proporção) da argamassa.

Influem na consistência de uma argamassa: relação água/aglomerante; relação aglomerante/areia; granulometria da areia e natureza e qualidade do aglomerante.

↳ **Retenção de água**

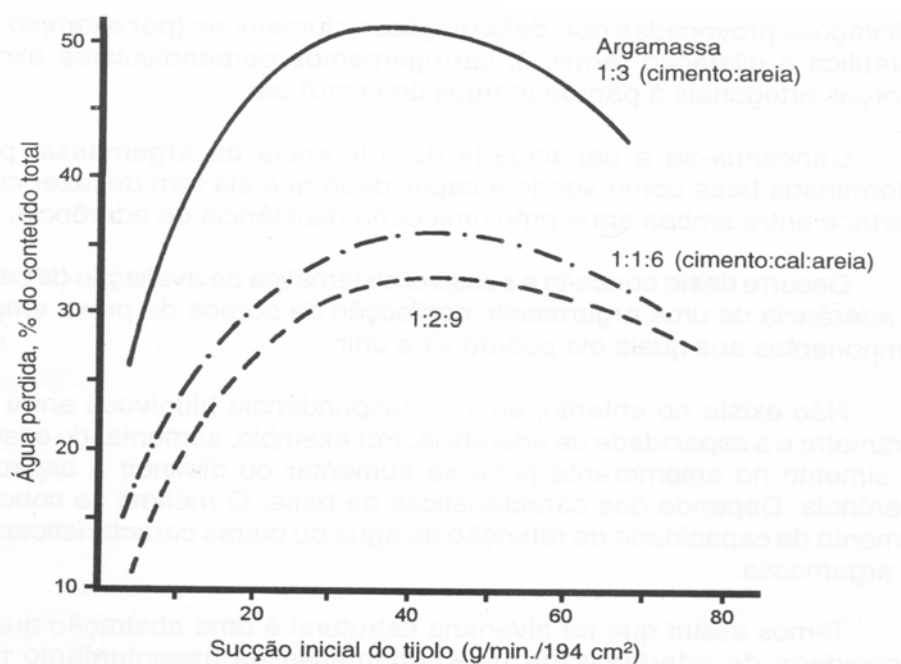
A retenção de água é entendida como a capacidade que a argamassa possui de reter a água que contém quando colocada em contato com o elemento de alta sucção. Não se define a retenção de água contra a evaporação.

“A capacidade de retenção de água está intimamente relacionada com a tensão superficial da pasta aglomerante. Uma argamassa tende naturalmente a conservar a água necessária para molhar a superfície dos grãos de areia e do aglomerante”. Porém, a água em excesso é facilmente cedida por efeito da sucção da base onde é assentada.

Portanto aumenta-se a capacidade de retenção de água da argamassa aumentando-se a superfície específica dos constituintes ou utilizando-se aditivos que por suas características adsorvam a água (por exemplo, derivados da celulose) ou impeçam a percolação da água (aeradores). A cal apresenta boas características de retenção de água não só em razão de sua elevada superfície específica, mas também, devido à grande capacidade adsortiva de seus cristais (até 100% do volume).

A capacidade de retenção de água de uma argamassa varia largamente com o potencial de sucção do elemento. DAVISON (1961) observou que para diferentes tipos de argamassa a perda de água por sucção é crescente em função do Initial Rate of Absortion (IRA) dos blocos até valores de sucção entre 30 g/min e 50 g/min por 194 cm², diminuindo para blocos com IRA maiores. O gráfico da Figura 4.1 ilustra tal variabilidade.

Figura 4.1 – Perda de água da argamassa em função da sucção dos elementos (tempo de contato 4 minutos) {i2}



Em não ocorrendo uma retenção adequada de água (em excesso) pela argamassa, irá ocorrer: a absorção excessiva de água pelo componente irá expandi-lo aumentando o potencial de retração na secagem; a argamassa perdendo rapidamente muita água provocará uma diminuição na resistência de aderência e apresentar-se-á mais rígida (maior módulo de deformação) quando endurecida, o que implica em menor capacidade de absorver deformações; a argamassa poderá ter reduzida sua resistência, pois a hidratação do cimento e a carbonatação da cal serão prejudicadas com a perda inadequada de água. Em

decorrência destes fatores haverá ainda prejuízo na durabilidade e na estanqueidade da parede.

↳ **Capacidade de aderência**

A aderência não é uma propriedade intrínseca da argamassa, pois ela depende também das características da base.

A resistência de aderência pode ser definida como a capacidade que a interface componente-argamassa possui de absorver tensões tangenciais (cisalhamento) e normais (tração) a ela, sem romper-se. Desta resistência depende a monolicidade da parede e a resistência da alvenaria frente a solicitações provocadas por: deformações volumétricas (por exemplo: retração hidráulica e dilatação térmica); carregamento perpendiculares excêntricos; esforços ortogonais à parede (carga do vento); etc.

Conceitua-se a capacidade de aderência da argamassa, para uma determinada base como sendo a capacidade que ela tem de fazer com que a interface entre ambas apresente uma certa resistência de aderência.

Decorre deste conceito a possível sistemática de avaliação da capacidade de aderência de uma argamassa: confecção de corpos de prova empregando componentes aos quais ela poderá vir a unir.

Não existe no entanto, uma correspondência biunívoca entre um dado parâmetro e a capacidade de aderência. Por exemplo, aumentando o teor relativo de cimento no aglomerante pode-se aumentar ou diminuir a capacidade de aderência. Depende das características da base. O mesmo se conclui com o aumento da capacidade de retenção de água ou outras características variáveis da argamassa.

Temos assim que na alvenaria estrutural é uma abstração quantificar a capacidade de aderência de uma argamassa de assentamento pois essa propriedade não possui sentido para a argamassa isolada. Quantifica-se diretamente a resistência de aderência do conjunto bloco-argamassa.

↳ **Resistência à compressão**

A resistência à compressão das argamassas se inicia com o endurecimento e aumenta continuamente com o tempo. As argamassas exclusivamente de cal e areia desenvolvem uma resistência pequena e de maneira lenta e cujo valor depende muito da umidade apropriada e da adequada absorção do dióxido de carbono do ar para ser atingida. Ao contrário, as argamassas de cimento dependem menos das condições ambientais, para desenvolver a resistência à compressão esperada.

A resistência requerida para uma argamassa a ser empregada na alvenaria estrutural irá variar com a resistência à compressão dos elementos. No entanto, como foi destacado por inúmeros pesquisadores, dentre eles ANDREWS já em 1950: "A resistência da parede de alvenaria construída com blocos de resistência intermediária não é muito influenciada pela resistência da argamassa como freqüentemente se supõe".

DAVISON (1974) esclarece que: "Talvez por causa da confusão entre concreto e argamassas de assentamento a importância da resistência à compressão tem sido muito enfatizada. Resistência de aderência é mais importante, bem como boa trabalhabilidade e retenção de água...". Ou ainda, de KLEIN (1967): "...A execução habilidosa da alvenaria tem muito maior importância que a resistência à compressão da argamassa".

É de ROSSELO (1976) a consideração de que: “As medidas diretas da resistência da argamassa não são válidas para se conhecer a qualidade da obra...”.

Os motivos para ainda hoje se ensaiar a resistência à compressão cubos e cilindros de argamassa empregados na alvenaria estrutural são: o ensaio permite um controle estatístico da qualidade da argamassa em si e justifica-se também porque a resistência à compressão reflete o grau de hidratação da argamassa (que tem influência em outras características de desempenho, por exemplo: durabilidade da própria argamassa).

↳ **Resiliência**

No sentido restrito do termo, a resiliência ou elasticidade de uma argamassa é a capacidade que ela possui de se deformar sem apresentar ruptura quando sujeita a solicitações diversas e de se retornar à dimensão original quando cessam estas solicitações.

No entanto, este sentido é estendido, no caso de argamassas, para o estado tal de deformação (plástica) em que a ruptura ocorre sob a forma de fissuras microscópicas ou capilares não prejudiciais.

As fissuras prejudiciais são aquelas que permitem a penetração da água de chuva através da parede ou que pelas suas características trazem prejuízos aos requisitos do usuário de ordem psicossociais (estética, temor pela segurança). Não estão relacionadas com a estabilidade da alvenaria ou estado limite de fissuração. Por isto o conceito é estendido para o estado de ocorrência de deformações plásticas.

A resiliência de uma argamassa (com o sentido descrito) está inversamente relacionada com o valor do seu módulo de deformação (e com a resistência à

compressão). Segundo HILSDORF (1973), o módulo de deformação para a argamassas mistas pode ser estimado por $E_a = 1000 f_{aj}$ (E_a = relação linear entre o módulo de deformação e f_{aj} = resistência à compressão, segundo Deutsches Institut for Normung (DIN) 18.555 aos j dias de idade). Deve-se frisar que esta correlação só tem validade para os materiais empregados na Alemanha Ocidental.

Segundo HEDSTROM et al (1968) o termo argamassa fraca implica em uma argamassa com baixo módulo de deformação e que permite movimento sem fissuras ou ainda das recomendações da Building Research Station (BRS): “Uma argamassa mais fraca irá acomodar pequenos movimentos e as fissuras irão se distribuir como fissuras capilares nas juntas”.

↳ **Durabilidade**

As argamassas podem ter a sua integridade comprometida por uma série de fatores dentre os quais temos: retração na secagem; absorção de água; temperaturas de congelamento; choque térmico; agentes corrosivos atmosféricos; agentes agressivos biológicos.

A retração na secagem ocorre sempre, pois as argamassas são materiais com alto teor de água em excesso (além da quantidade necessária para a combinação química dos aglomerantes). No entanto, o prejuízo maior que a retração na secagem da argamassa de assentamento pode causar não é o comprometimento da sua durabilidade, mas devido ao fato de que esta retração pode prejudicar sensivelmente o desempenho da alvenaria. Isto ocorre quando ela tem uma participação significativa no aparecimento de fissuras prejudiciais na interface elemento-argamassa. Assim, a análise do fenômeno ganha importância. A influência da retração na secagem das argamassas é melhor compreendida estudando-se a parede de alvenaria.

4.2. TIPOS DE ARGAMASSA

4.2.1. ARGAMASSA DE CAL

A argamassa tradicional de alvenaria é constituída de areia e cal. A pasta de cal, suspensão coloidal de hidróxido de cálcio, preenche os vazios entre os grãos de areia, proporcionando trabalhabilidade e retenção de água otimizada em comparação com outros tipos de argamassa, principalmente se a cal utilizada possuir um alto teor de óxidos de cálcio e for empregada sob a forma de pasta extinta (e não em pó, hidratada). A argamassa de cal desenvolve resistência mecânica lentamente e os valores máximos são pequenos, além do que para atingir estes valores ela requer condições ambientais específicas, como a manutenção da umidade e a garantia de acesso de dióxido de carbono durante todo o tempo de endurecimento. Além disso, ele não dá pega, endurecendo inicialmente por perda de água para os elementos e por evaporação. Por estas razões, as argamassas de cal não são recomendadas para a alvenaria com blocos estruturais.

4.2.2. ARGAMASSA DE CIMENTO

As argamassas de cimento Portland adquirem com rapidez resistências mecânicas elevadas e portanto desenvolvem, sem problemas, resistências adequadas para suportar as cargas durante uma construção de alvenaria estrutural. Mas não se pode ajustar a resistência requerida para uma argamassa de cimento simplesmente variando a proporção relativa de cimento e areia. Isto porque misturas pobres não possuem trabalhabilidade adequada e a mistura normal – traço 1:3 (cimento, areia, em volume) – ou as ricas, podem vir a ser deletérias em função das condições de uso.

Estas razões fazem com que as argamassas de cimento tenham uso restrito na alvenaria estrutural. São empregadas em situações especiais como por exemplo: fundações em solos agressivos; fundações abaixo do nível do lençol freático ou ainda quando utilizados blocos de altíssimas resistências à compressão (engineering bricks), não fabricados no Brasil.

Afora os casos específicos, não se recomenda a utilização de argamassas de cimento na alvenaria estrutural.

4.2.3. ARGAMASSAS DE CIMENTO COM ADITIVOS

As argamassas de cimento com pequena proporção deste em relação à areia podem ser empregadas se a elas foram adicionados aditivos plastificantes. Estes aditivos, geralmente aeradores (vinsol), tornam a argamassa trabalhável e com capacidade de retenção de água.

A desvantagem desta argamassa, segundo RASGDALE & RAYNHA (1972), é que comparada com uma argamassa mista de cal e cimento e propriedades semelhantes seu custo é maior. Além disto o teor de aditivo é crítico e quantidade incorretas podem trazer conseqüências adversas.

No Brasil estas argamassas têm sido muito pouco utilizadas na alvenaria estrutural pois, além das desvantagens citadas, são raros os estudos sobre a tecnologia adequada de utilização.

As argamassas adesivas (cimento-cola) que também podem ser classificadas junto com as anteriores são argamassas compostas de agregados inertes de granulometria fina fíleres minerais, cimento Portland, aditivos plastificantes e resinas solúveis em água. Em função de sua composição apresentam grande capacidade de aderência e elevada resistência quando endurecidas. São

comercializadas pré-misturadas necessitando para utilização apenas uma dosagem adequada de água.

No entanto, não são recomendadas para a alvenaria estrutural, pois em função do seu custo e tecnologia de utilização devem ser aplicadas em camadas pouco espessas (2 mm a 3 mm) o que conduz a estruturas de alto módulo de deformação, incapazes de absorverem as deformações naturais sem apresentarem rupturas macroscópicas.

4.2.4. ARGAMASSA MISTA DE CAL E CIMENTO

As argamassas mistas reúnem as propriedades satisfatórias das argamassas de cal e das argamassas de cimento simultaneamente. Para a EPUSP (1992), uma combinação equilibrada de cimento e cal produz uma argamassa com características satisfatórias, onde se combina a resistência dada pelo cimento com a trabalhabilidade e retenção de água conferida pela cal.

OLIN et al (1990) complementam dizendo que além da melhoria da trabalhabilidade, retenção de água e resistência, o cimento contribui para a durabilidade e a cal para o aumento da resiliência da argamassa. Ambos contribuem para o bom desempenho da resistência de aderência.

Para essas argamassas, o cimento Portland é o aglomerante principal, enquanto que a cal hidratada é ponderada, para efeito prático de dosagem, apenas com a função de material plastificante EPUSP (1989).

Segundo ROSELLO (1976) deve-se utilizar como base uma mistura de cimento e areia no traço em volume 1:3 (cimento: areia). Substitui-se parte do cimento por cal até que a pasta aglomerante formada seja capaz de preencher os vazios entre

os grãos de areia. Assim poder-se-á assegurar boa trabalhabilidade e resistências iniciais suficientes.

Para SOLÓRZANO (1994), a cal utilizada nas argamassas mistas diminui a rigidez das mesmas e permite a acomodação das movimentações intrínsecas da alvenaria. A capacidade de se deformar das argamassas com cal auxilia na distribuição de esforços e na vedação, determinando microfissuras não prejudiciais à estanqueidade e resistência da parede.

4.2.5. ARGAMASSAS DE CIMENTO DE ALVENARIA

O cimento de alvenaria é um cimento especial composto por cimento Portland e um filer mineral (geralmente calcário, finamente moído), com adição ou não de aditivos. Em tese, a argamassa produzida com este cimento seria adequada para uso na alvenaria estrutural.

No entanto, seu uso deve ser feito com cuidado (os ingleses recomendam que seja empregada na alvenaria estrutural só após estudos específicos), pois a tecnologia de seu emprego não está bem consolidada entre nós (falta tradição de uso e estudos comprobatórios da sua adequabilidade) e sua qualidade é muito variável de fabricante para fabricante.

4.3. A ESCOLHA DA ARGAMASSA

No Brasil, a escolha da argamassa de assentamento adequada para a alvenaria estrutural é um problema crítico e até o momento não equacionado.

Apesar do desempenho da parede de alvenaria estar essencialmente subordinado às características da argamassa, e da alvenaria estrutural estar já implantada, há

mais de uma década, não foram ainda desenvolvidas pesquisas que levassem a conclusões mais profundas sobre a escolha da argamassa.

A adoção de composições padronizadas, no estágio atual de conhecimento tecnológico das argamassas mistas (no Brasil) não é recomendável. Pois, além de não existirem pesquisas que correlacionem tais composições com as características desejáveis da parede de alvenaria também não existe ou é inconsistente a padronização e o controle de qualidade dos materiais empregados. É justamente quando se sabe que, as características destes materiais são as que mais decisivamente influem na qualidade da argamassa.

No entanto, há a necessidade premente de se especificar argamassas de assentamento para a alvenaria estrutural que possuam adequado desempenho funcional e concomitantemente inibam a ocorrência de problemas patológicos.

Diante disto, há que se escolher uma argamassa que:

- a) admita o máximo teor de cal (available lime) na composição;
- b) empregue pasta de cal;
- c) utilize uma areia granulometricamente contínua e classificada como média;

Na fundamental busca de uma argamassa ideal, deve-se ter como escopo dois conceitos:

- 1º) A argamassa adequada é aquela que melhor compatibilize as capacidades de aderência com a de absorver deformações.

2º) A avaliação correta destas capacidades da argamassa só é possível se se ensaiarem corpos de prova bloco-argamassa.

Os ingleses têm uma regra, segundo KLEIN (1967): “não use uma argamassa mais forte que aquela exatamente necessária para propiciar a resistência requerida para a alvenaria”.

ANDEREG (1942) citava uma regra inglesa que segundo ele deveria ser adotada nos Estados Unidos: “Escolha argamassas mais fracas que os tijolos. As argamassas devem ter muitas das funções de uma válvula de segurança e válvulas de segurança não podem ser tolhidas – (not be tied down)”.

CAPÍTULO 5

JUNTAS HORIZONTAIS E VERTICAIS

No Brasil, na alvenaria de vedação, devido à vinculação da parede com a estrutura, executam-se juntas espessas com a argamassas mistas ou aditivadas. As argamassas deverão apresentar, dentre outras propriedades, capacidade de acomodar deformações, devido à transferência de carga da estrutura para a parede de alvenaria.

No exterior e em algumas regiões do país, a parede não é vinculada à estrutura, sendo apenas ligada à mesma através de materiais resilientes, como por exemplo espuma de poliuretano, perfis de borracha, etc. Com isso, utilizam-se argamassas adesivas e juntas delgadas, já que neste caso, a capacidade de acomodar deformações pelas argamassas não se torna primordial à acomodação de tensões da parede.

A EPUSP (1994), diz que as juntas verticais não deverão ser preenchidas e os blocos deverão ser apenas justapostos com um espaço de 3 a 5 mm, caracterizando a junta seca. Em algumas situações especiais, indica o preenchimento das juntas verticais com 10 a 12 mm de argamassa, por exemplo: juntas das fiadas de demarcação e de respaldo da alvenaria, juntas entre os blocos e os pilares, juntas em paredes submetidas a esforços cisalhantes de grande intensidade, etc.

A utilização de juntas verticais secas poderá beneficiar a dissipação de tensões da parede de alvenaria, devidas à retração na secagem dos blocos e à deformabilidade das estruturas de concreto armado. O emprego dessas juntas poderá ser otimizado juntamente com a utilização de juntas de trabalho nas

paredes, com o objetivo de proporcionar um comportamento adequado às alvenarias, para o alívio de tensões.

Segundo ARONI (1993), as juntas verticais podem ser projetadas como sendo grauteadas, coladas ou secas, sendo que neste caso deve-se utilizar blocos com encaixes.

Segundo a ABCI (1990), existem duas formas de se distribuir as juntas verticais nas paredes de alvenaria: juntas em amarração e juntas aprumadas. Os componentes assentados com juntas em amarração produzem alvenarias com resistência superior àquelas onde os componentes são assentados com juntas verticais aprumadas.

A BSI 5628 recomenda para o projeto estrutural de alvenaria não armada, que em todas as paredes do edifício, as juntas verticais devem estar completamente preenchidas com a mesma argamassa utilizada para o assentamento dos blocos.

CAPÍTULO 6

NORMALIZAÇÃO DE ENSAIOS

Segundo a NBR 6136 (1980), bloco vazado é o elemento de alvenaria cuja área líquida da seção transversal é inferior a setenta e cinco por cento da seção transversal bruta. A mesma norma classifica os blocos em duas classes. Classe A são aqueles destinados à execução de alvenarias externas e que não recebem nenhum tipo de revestimento; e classe B são os destinados à execução de alvenarias internas ou de alvenarias externas que recebem revestimento.

A seguir são listadas as principais definições e recomendações da NBR 6136.

Os materiais que constituem o bloco são cimento Portland, agregados e água. É permitido o uso de aditivos, desde que estes não acarretem efeitos prejudiciais aos blocos. Os cimentos utilizados devem obedecer às normas brasileiras de especificações dos mesmos. Quanto aos agregados, estes podem ser areia, pedra, argila expandida, ou outros que satisfaçam às especificações próprias de cada um deles. A dimensão máxima característica do bloco deve ser menor que um quarto da menor espessura da parede do bloco.

Os blocos modulares e submodulares devem atender às dimensões reais constantes da Tabela 6.1 , observando que as tolerâncias permitidas nas mesmas devem ser de ± 3 mm, verificadas com precisão de 0,5 mm.

Tabela 6.1 - Dimensões reais de blocos modulares e submodulares

Dimensão (cm)	Designação	Dimensões Coordenadas (mm)		
		Largura	Altura	Comprimento
20	M-20	190	190	390
		190	190	190
		190	90	390
		190	90	190
15	M-15	140	190	390
		140	190	190
		140	90	190
		140	90	390

A espessura mínima de quaisquer paredes dos blocos deve ser a indicada na Tabela 6.2 .

Tabela 6.2 - Espessura mínima das paredes dos blocos

Designação	Paredes Longitudinais (A)	Paredes Transversais	
		Paredes (A)	Espessura Equivalente (B)
M-15	25	25	188
M-20	32	25	188

(A) - Média das medidas de três blocos tomadas do ponto mais estreito.

(B) - Soma das espessuras de todas as paredes transversais do bloco (em mm), dividida pelo comprimento do bloco (em metros lineares).

Os blocos devem ser fabricados e curados por processos que assegurem a obtenção de um concreto suficientemente homogêneo e compacto e devem ser manipulados com as devidas precauções para não terem as suas qualidades prejudicadas.

Os blocos devem ter aspecto homogêneo, compacto e arestas vivas. Não devem apresentar trincas, fraturas ou outros defeitos que possam prejudicar o seu assentamento ou afetar a resistência e durabilidade da construção.

Os blocos destinados a receber revestimento devem ter uma superfície suficientemente áspera para garantir uma boa aderência, não sendo permitida qualquer pintura que oculte defeitos eventualmente existentes no bloco.

Os blocos destinados à execução de alvenarias externas (que não vão receber revestimento), não devem apresentar trincas, lascas ou pequenas imperfeições na face que fica exposta.

Todos os blocos de um fornecimento devem ser separados em lotes e submetidos ao controle de aceitação. O lote deve ser formado por um conjunto de blocos com as mesmas características, produzido sob as mesmas condições e com os mesmos materiais, competindo ao fabricante, na entrega, a indicação dos blocos que atendem a este requisito.

Para conjuntos de até 10.000 blocos deve ser constituído somente um lote. Nenhum lote pode constituir-se de mais de 100.000 blocos.

De cada lote, perfeitamente definido, devem ser retirados ao acaso blocos inteiros que constituirão a amostra para efeito de ensaios. Para os lotes com até 10.000 blocos, a amostra deve ser composta de no mínimo doze blocos, e para os lotes com mais de 10.000, a amostra deve ser composta de no mínimo doze blocos para cada 10.000 blocos ou fração excedente.

Todos os blocos de uma amostra, devem ser marcados para facilidade de identificação, e remetidos a laboratório para os ensaios. Os blocos destinados a ensaios devem ser retirados e lacrados em recipiente impermeável no ato da

entrega. As marcas em cada exemplar não devem cobrir mais que 5% da área superficial do bloco.

Metade dos blocos da amostra devem ser submetidos ao ensaio de determinação da resistência à compressão e a outra metade aos ensaios de determinação de absorção d'água, umidade e, desde que requerido pelo comprador, ao ensaio de determinação da área líquida.

Sempre que o número de blocos da amostra forme um número ímpar, a maior quantidade de blocos destina-se ao ensaio de determinação da resistência à compressão.

O ensaio de resistência à compressão deve ser feito segundo a norma brasileira NBR 7186 (1982). A seguir estão listadas as recomendações apresentadas pela NBR.

A prensa com a qual se executa o ensaio deve ser equipada com dois pratos de aço, um dos quais articulado, que atua na face superior do corpo de prova. Quando as dimensões do prato de apoio não forem suficientes para cobrirem o corpo de prova, uma placa de aço deve ser colocada entre os pratos e o corpo de prova. As superfícies planas e rígidas dos pratos e placas de apoio não devem apresentar desníveis superiores a 8×10^{-2} mm para cada 4×10^{-2} mm. As placas de aço devem ter espessura igual a um terço da distância entre a borda do prato de apoio e o canto mais afastado do corpo de prova, desde que atendam ao mínimo de 13mm. A prensa deve ser no mínimo aferida anualmente, tolerando-se um erro máximo de $\pm 1\%$. A prensa deve possuir instrumentos que permitam a medida e leitura de carga máxima com aproximação de $\pm 2\%$, e ser provida de dispositivo que assegure distribuição uniforme dos esforços ao corpo de prova, e ser capaz de transmitir a carga de modo progressivo e sem choques.

Os blocos separados conforme a NBR 6136 (1980), devem ser ensaiados secos ao ambiente do laboratório. Para a regularização das faces de trabalho dos corpos de prova, devem ser utilizadas pastas ou argamassas capazes de apresentarem no momento do ensaio, resistência às compressão em corpos de prova cilíndricos de diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, superior à prevista para o bloco a ensaiar. Podem ser utilizadas pastas ou argamassa à base de gesso, enxofre, cimento, pozolana ou quaisquer outros materiais granulares que atendam aos requisitos de uniformidade e resistência exigidos. A pasta deve ser colocada sobre o molde de capeamento, cuja superfície não deve se afastar do plano mais que 8×10^{-2} mm para cada 4×10^{-2} mm, previamente untado com leve camada de óleo. Esta superfície deve ser suficientemente rígida e estar apoiada de modo a evitar deformações visíveis durante a operação de capeamento. Comprime-se a superfície a ser capeada de encontro à pasta ou argamassa, obrigando as faces laterais do bloco a ficarem perpendiculares à referida superfície, com tolerância máxima de $\pm 5^\circ$. O capeamento deve apresentar-se plano e uniforme no momento do ensaio, não sendo permitidos remendos. A espessura média do capeamento não deve exceder 3 mm.

As dimensões dos corpos de prova devem ser medidas com precisão de 0,5 mm. A área bruta do corpo de prova é calculada com o valor médio das dimensões totais da seção de trabalho do corpo de prova, sem desconto das áreas de furos ou reentrâncias. O valor médio de cada dimensão do corpo de prova é o resultado da média de, pelo menos, três determinações executadas em pontos diferentes.

Todos os corpos de prova devem ser ensaiados de modo que a carga seja aplicada na direção do esforço que o bloco deve suportar durante seu emprego.

O corpo de prova deve ser colocado na prensa de modo que seu centro de gravidade coincida com o alinhamento do centro de carga dos pratos de aço.

Os comandos da prensa devem ser controlados de forma que a tensão aplicada, calculada em relação à área bruta, se eleve progressivamente à razão de (50 ± 10) KPa/s.

Do certificado de ensaio devem constar uma das dimensões reais dos blocos em mm, sendo h a altura, b a largura, l o comprimento e deve ser indicada a idade dos corpos de prova, sempre que declarada. O certificado deverá conter o valor da carga máxima em N, referente a cada corpo de prova ensaiado, bem como a resistência dos mesmos, expressa em Pa. A resistência do bloco será obtida dividindo-se a carga máxima, em N, obtida durante o ensaio, pela área bruta, expressa em m^2 . Deverá constar do relatório ainda, a média dos resultados individuais.

O valor característico da resistência à compressão do bloco, é dado segundo a norma brasileira NBR 6136 (1980). Admite-se uma distribuição normal para as resistências à compressão dos blocos, sendo o valor característico estimado pela expressão:

$$f_{bk} = f_b - t \cdot S_n$$

onde f_{bk} é a resistência característica do bloco à compressão, em MPa; f_b é a resistência média dos blocos ensaiados à compressão, em MPa; S_n é o desvio padrão calculado com os exemplares da amostra, ensaiados à compressão, em MPa; n é o número de exemplares da amostra e t é o coeficiente da distribuição de Student dado pela relação constante da Tabela 6.3 (o coeficiente t é correspondente ao quantil de 5% da distribuição de Student).

Tabela 6.3 – Tabela contendo o número de amostras e o coeficiente da distribuição de Student.

n	6	7	8	9	10	12	14	16
t	2,015	1,943	1,895	1,860	1,833	1,796	1,771	1,753
n	18	20	22	24	26	28	30	>32
t	1,740	1,729	1,721	1,714	1,708	1,703	1,699	1,650

Para o ensaio à compressão, o lote deverá ser aceito se a resistência característica do bloco à compressão for:

- para blocos da classe A: $f_{bk} \geq 6,0\text{MPa}$ (60 Kgf/cm²);
- para blocos da classe B: $f_{bk} \geq 4,5\text{MPa}$ (45 Kgf/cm²).

Se os resultados não satisfizerem às exigências da norma, deve ser retirada do mesmo lote uma nova amostra com o dobro dos exemplares da inicial. Se todos os novos resultados satisfizerem às exigências, o lote deve ser aceito.

A norma brasileira NBR-8215 (1983) prescreve dois métodos de ensaio à compressão axial de prismas de blocos de concreto para alvenaria estrutural. A seguir estão listadas algumas recomendações da norma.

a-) Método A - Para a determinação de dados comparativos de resistência à compressão de alvenarias construídas em laboratórios com diversos tipos de argamassa, graute e bloco.

- preparar no mínimo três prismas por condição de ensaio;
- realizar o assentamento à temperatura de $(30 \pm 10) ^\circ\text{C}$ e umidade relativa de 40 a 90%. Colocar um bloco seco ao ar na posição de trabalho (com a extremidade de maior espessura das paredes voltadas para cima), sobre uma tábua, de espessura mínima igual a 1 cm,

nivelada e firmemente apoiada no solo. Não é permitido colocar mais que um prisma em cada tábua. A tábua deve ter dimensões suficientes para conter toda a seção do bloco. Entre o bloco e a tábua não deve haver materiais estranhos que impeçam a perfeita acomodação do primeiro. A argamassa deve ser colocada sobre toda a superfície superior do bloco, em quantidade suficiente, de modo a se resultar uma superfície convexa e sem sulcos. Outro bloco, de mesmas características e mesma composição, deve ser colocado sobre a argamassa, evitando-se movimentos horizontais.

Com um martelo de carpinteiro e o auxílio do nível e do prumo, colocar o bloco em sua posição final, resultando uma junta com (10 ± 3) mm. A junta deve ser rasada e as rebarbas aparadas para a eventual colocação de graute. Caso o prisma seja destinado ao preenchimento, limpar perfeitamente o fundo dos furos dos blocos sem manuseá-los. Colocar arames para posterior amarração dos prismas após a cura;

- efetuar o grauteamento após (24 ± 2) horas, do assentamento, dentro das mesmas faixas de temperatura e umidade. Verter o graute dentro dos furos dos blocos, devidamente limpos e adensado em duas camadas por meio de 30 golpes/camada com a haste de socamento. A superfície superior do graute deve ser rasada e alisada por meio de uma colher de pedreiro e imediatamente coberta por um filme impermeável;
- os prismas devem permanecer intactos nas condições de temperatura e umidade de assentamento, ao abrigo do sol e vento, durante o tempo estipulado para ensaios;

b-) Método B - Para a determinação da resistência à compressão de alvenaria construída no local da obra, com os mesmos materiais e mão de obra a serem ou sendo usados numa particular estrutura.

- preparar no mínimo dois prismas por condição de ensaio;
- o assentamento deve reproduzir o mais fielmente possível as condições da obra, principalmente no tocante à mão de obra, materiais, condições atmosféricas, colocação da argamassa e espessura da junta. O assentamento deve ser efetuado sobre uma tábua.
- efetuar o grauteamento de maneira idêntica ao do Método A;
- os prismas devem permanecer nas condições da obra durante o tempo estipulado para o ensaio;
- ao final do período da cura, os prismas devem ser solidarizados por meio de chapas de madeira, colocadas nos topos e amarradas solidamente por meio de arames, de modo a prevenir a ruptura da aderência argamassa/bloco durante o manuseio.

O ensaio à compressão para os dois Métodos, deve ser realizado conforme a NBR-7186, com exceção de que os prismas devem ser capeados somente com pasta à base de enxofre, e as interfaces prato/topo capeado devem ser untadas antes do ensaio, com películas de pelo menos 1 mm de espessura inicial de graxa para motores.

Os resultados devem ser relatados como a tensão obtida pela divisão da carga de ruptura pela:

- a-) área líquida do bloco, no caso dos prismas ocios (sem graute);

b-) área bruta, no caso dos prismas cheios (grauteados).

O relatório do ensaio deve conter:

- identificação dos prismas;
- indicação dos elementos empregados (argamassa, graute e blocos);
- data do ensaio;
- data do assentamento;
- data do grauteamento;
- condições de cura;
- indicações do local de aplicação, no caso do método B;
- seção de trabalho considerada no cálculo da tensão de ruptura (mm^2);
- tensão de ruptura (MPa);
- descrição do modo de ruptura, podendo-se usar fotografias ou desenhos, se necessário.

Segundo a norma NBR 8798 (1985) a argamassa de assentamento é o componente utilizado na ligação entre os blocos estruturais, garantindo a distribuição uniforme dos esforços atuantes no elemento parede de alvenaria e a monoliticidade do conjunto. É constituída por uma mistura homogênea de cimento, cal hidratada, agregados miúdos e água de amassamento em adequadas proporções.

A BS 5628: Part 3 (1985) descreve quais são as funções primárias das argamassas de assentamento:

- a) unir solidariamente as unidades de alvenaria e ajudá-las a resistir aos esforços laterais;

- b) distribuir uniformemente as cargas atuantes na parede por toda a área resistente dos blocos;
- c) absorver as deformações naturais a que a alvenaria estiver sujeita;
- d) selar as juntas contra a penetração da água de chuva.

A NBR 8798 (1985) apresenta a especificação sobre a produção e manuseio das argamassas. A norma não faz distinção do tipo de cimento a ser usado, a cal pode ser do tipo E ou C ou usada na forma de pasta de cal.

Os agregados devem ser composto de grãos de minerais duros, compactos, duráveis e isentos de substâncias de natureza orgânica. A granulometria deve cumprir os limites de somente uma das zonas indicadas na Tabela 6.4 .

Tabela 6.4 - Limites granulométricos do agregado miúdo, NBR 8798 (1985), para a produção de argamassas de assentamento.

# ABNT (mm)	Porcentagem, em peso, retida na peneira ABNT			
	Zona 1 (muito fina)	Zona 2 (fina)	Zona 3 (média)	Zona 4 (grossa)
9,50	0	0	0	0
6,30	0-7	0-7	0-7	0-7
4,80	0-5*	0-10	0-11	0-12
2,40	0-5*	0-15*	0-25*	5*-40
1,20	0-10*	0-25*	10*-45*	30*-70
0,60	0-20	21-40	41-65	66-85
0,30	50-85*	60*-85*	70*-92*	80*-95
0,15	85**-100	90**-100	90**-100	90**-100

* tolerância de até 5 unidades de porcento

** para agregado miúdo resultante de britamento este limite poderá ser de 80

A determinação das proporções dos materiais, para a mistura das argamassas, segundo a norma, pode ser experimental ou não experimental.

Para o amassamento mecânico, segundo a norma NBR 8798 (1985), deve-se:

- a) lançar parte da água e todo o agregado dentro da betoneira e homogeneizar a mistura;
- b) colocar o cimento na betoneira em funcionamento;
- c) lançar, para dentro da betoneira, o resto da água e cal hidratada.

Durante a mistura dos componentes da argamassa, todo material aglomerante e o agregado devem ser misturados por um tempo que varia de 3 a 5 minutos, com a quantidade de água requerida para conferir à mistura a consistência e a trabalhabilidade desejadas.

A norma não especifica qual o método a ser empregado na determinação da dosagem, podendo ser utilizado qualquer método baseado na correlação entre a resistência e durabilidade da mistura com o fator água/cimento, levando-se sempre em consideração a trabalhabilidade da mistura.

A dosagem não experimental somente é permitida para obras de pequeno vulto, respeitando certas condições e dispensando o controle da resistência. Para este tipo de dosagem a norma fixa o valor da resistência característica do prisma de projeto em valores não superiores a 3,0 MPa para o prisma oco e em 6,0 MPa para o prisma cheio. Deve ser obtida trabalhabilidade com a argamassa especificada na Tabela 6.5, o fator água/cimento não deve ultrapassar 0,8 L/Kg.

Tabela 6.5 – Traço empírico da argamassa para assentamento de alvenarias estruturais de blocos cerâmicos ou de blocos de concreto – NBR 8798 (1985)

Traço	Materiais				Água
	Cimento	Cal Hidratada	Agregados		
			Miúdo D _{máx} = 4,8 mm		
			Seco	Umidade 5% Inchamento 25%	
Massa	1,00	<0,12	<4,0		<0,80
Volume	1 saco	<10 dm ³	<133 dm ³	- <166 dm ³	<40 dm ³ <30 dm ³

A norma específica alguns valores quanto ao desempenho da argamassa. A Tabela 6.6 apresenta as exigências mínimas para as misturas.

Tabela 6.6 – Exigências mínimas quanto ao desempenho da argamassa

Propriedade	Argamassa
Consistência (Abatimento)	230 ± 10mm
Retenção de água	≥ 75%
Resistência à compressão axial	≥ 9 MPa

A norma permite a re-mistura nas primeiras duas horas e meia, sempre que for necessário restabelecer a trabalhabilidade.

A norma norte-americana, ASTM C 270-86b (Standard Specification for Mortar for Unit Masonry 1987), especifica o uso das argamassas de assentamento de componentes para a alvenaria estrutural quanto ao traço da argamassa e quanto às propriedades da mesma. Quanto ao traço a norma recomenda que os materiais constituintes devem atender as especificações da ASTM e que a escolha deve ser feita a partir da Tabela 6.7 . A escolha da argamassa de assentamento é efetuada objetivando-se certas propriedades tais como: retenção de água, quantidade de ar

incorporado pela mistura e resistência à compressão. As propriedades especificadas pela norma ASTM C 270-86b estão reproduzidas na Tabela 6.8 , sendo que os traços devem ser determinados através de ensaios laboratoriais.

Tabela 6.7 - Especificações dos traços das argamassas em volume (ASTM C 270-86b, 1987).

Tipo	Cimento Portland ou Cimento com adição	Cal Hidratada ou Leite de Cal	Proporção de Agregado
M	1	0,25	Maior que 2,25 e menor que 3 vezes a soma dos volumes de aglomerantes
S	1	0,25 a 0,50	
N	1	0,50 a 1,25	
O	1	1,25 a 2,25	

Tabela 6.8 - Especificação das propriedades das argamassas cimento e cal (ASTM C 270-86b, 1987) somente para argamassas desenvolvidas em laboratório.

Tipo	Resistência média à compressão 28 dias (MPa)	Retenção de água (%)	Ar na mistura (%)
M	17,2	75	12
S	12,4	75	12
N	5,2	75	14*
O	2,4	75	14*

*quando houver armadura incorporada a junta de argamassa, a quantidade de ar incorporado não poderá ser maior que 12%

A norma britânica BS 5628 (1985) especifica a produção e o uso das argamassas para assentamento de componentes estruturais de alvenaria. A Tabela 6.9 mostra as classes específicas de cada tipo de argamassa e as proporções em volume dos materiais para sua composição. A escolha da classe e do tipo de argamassa é feita tendo por referência os requisitos estruturais, as características dos componentes escolhidos para execução da alvenaria e o grau de exposição das argamassas às intempéries. Os tipos especificados de argamassa pela BS 5628 são: cimento, mista e especiais.

Tabela 6.9 - Traços de argamassas para alvenaria (BS 5628)

		Classe	Tipo de argamassa		
			Cim.: cal: areia	Ar incorporado na mistura	
				Cim. Alv.: areia	Cim.: Areia Plastificantes
Aumenta resistência à compressão e durabilidade	Aumenta capacidade de acomodar deformações	i	1:0 até 0,25:3		
		ii	1:0,5:4 até 4,5	1:2,5 até 3,5	1:3 até 4
		iii	1:1:5 até 6	1:4 até 5	1:5 até 6
		iv	1:2:8 até 9	1:5,5 até 6,5	1:7 até 8
		v	1:3:10 até 12	1:6,5 até 7	1:8
			<p style="text-align: center;">→ Aumenta a resistência ao ataque do frio durante a construção</p>		
			<p style="text-align: center;">← Aumenta a resistência e consequentemente a resistência a penetração da chuva</p>		

Comparando a norma brasileira com as outras duas aqui apresentadas verificamos que a norma brasileira baseia-se demasiadamente em critérios de resistência, não havendo preocupação maior com outras propriedades e funções das argamassas como retenção de água, estanqueidade às juntas e absorção de deformações.

CAPÍTULO 7

PROGRAMA EXPERIMENTAL

7.1. Introdução

Neste capítulo será descrito o procedimento experimental bem como os materiais empregados. São mostradas as características físicas e mecânicas dos blocos de concreto celular autoclavado, blocos de concreto, argamassas de assentamento e prismas testados.

O objetivo do programa experimental foi obter dados referentes a resistência à compressão e às características elásticas dos materiais e componentes envolvidos no estudo.

Foram realizados ensaios de resistência à compressão de blocos de concreto e blocos de concreto celular autoclavado, argamassas e prismas de 3 fiadas, sem graute.

Foram também determinadas as curvas tensão x deformação.

7.2. Materiais Utilizados

No estudo foram utilizados os seguintes materiais e componentes:

- Bloco estrutural de concreto celular autoclavado, dimensões de 600 x 300 x 125 mm (comprimento x altura x largura), conforme pode ser visto na Figura 7.1. Este bloco foi desenvolvido pela SICAL para utilização em alvenaria estrutural;
- Areia média lavada;
- Cimento

- Cal hidratada
- Bloco estrutural de concreto com 2 septos , dimensões reais de 390 x 190 x 90 mm (comprimento x altura x largura), espessura das paredes internas 25mm e uma das bases fechada, conforme pode ser visto na Figura 7.2 .

Figura 7.1 - Bloco de concreto celular autoclavado (dimensões em milímetros)

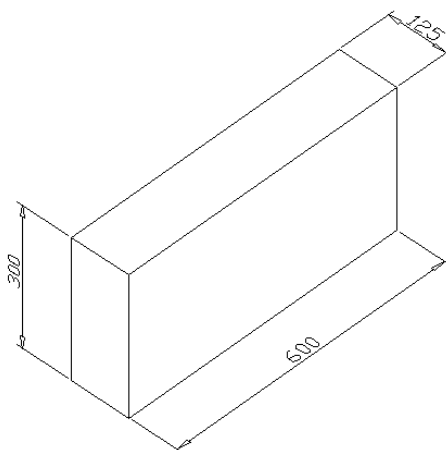
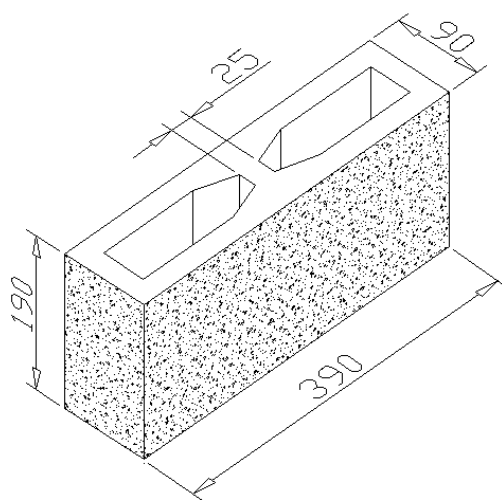


Figura 7.2 - Bloco de concreto (dimensões em milímetros)



7.3. Blocos

Para a execução da pesquisa foi recebido carregamentos de blocos de concreto celular autoclavado e blocos de concreto que foram utilizados em todo o programa experimental. As amostras recebidas não apresentavam variações significativas de cor e patologias como trincas e rachaduras.

Características mecânicas de resistência à compressão dos blocos foram determinadas através de ensaios.

Os blocos de concreto e blocos de concreto celular autoclavado foram ensaiados à compressão baseados na determinação da norma NBR – 7186.

7.4. Argamassas utilizadas no trabalho experimental

Duas argamassas de resistências diferentes foram escolhidas para serem utilizadas no desenvolvimento dos ensaios. Estas argamassas definem duas famílias diferentes de prismas. O traço (1:3:7,5), em volume, segundo trabalhos anteriores, apresenta uma melhor trabalhabilidade, alta capacidade de retenção de água e maior capacidade de acomodar deformações, Marienne (1995).

No Brasil, a otimização de cal é necessária porque permite a obtenção de argamassas mais resilientes, característica necessária devido às deformações impostas na alvenaria.

Os traços escolhidos são empregados em obras de alvenaria estrutural na região de Belo Horizonte.

Para cada série de prismas foram moldados de 3 a 6 cilindros de 5 x 10 cm para ensaios à compressão e determinação do módulo de ruptura da argamassa.

Os traços das argamassas utilizadas são mostradas na Tabela 7.1 .

Tabela 7.1 - Traços das argamassas utilizadas.

Argamassa		Cimento	Cal	Areia
(i)	Volume	1	3	7,5
(ii)	Volume	1	2	6

Todos os ensaios à compressão de argamassa foram feitos em prensa hidráulica de capacidade de carga igual a 50 toneladas, na mesma idade dos prismas (entre 28 a 31 dias).

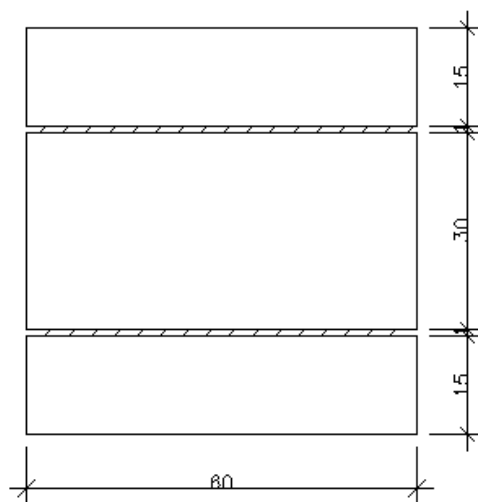
7.5. Ensaio dos Prismas

7.5.1. Prismas de blocos de concreto celular autoclavado

Foram ensaiados prismas confeccionados com blocos de concreto celular autoclavado, de 60 cm de comprimento, 30 cm de altura, e largura de 12,5 cm, resistência característica igual à 2,5 MPa. Vale observar que a resistência característica citada foi fornecida pelo fabricante dos blocos.

Os prismas eram compostos de dois blocos, sendo um inteiro, e o outro cortado no sentido longitudinal, duas juntas horizontais de argamassa de um centímetro de espessura cada uma, entre cada bloco, e uma junta vertical preenchida ou não entre os dois meios blocos centrais de um centímetro de espessura aproximadamente. A norma brasileira NBR – 8215, propõe uma configuração diferente para os prismas, devem ser compostos por dois blocos justapostos, com uma junta de argamassa entre os mesmos. Porém, por se acreditar que prismas com maior número de juntas horizontais representa melhor a parede de alvenaria, os mesmos foram ensaiados conforme descrito anteriormente.

Figura 7.3 - Esquema de assentamento do Prisma



Os prismas foram ensaiados à compressão. Quando do ensaio, os mesmos foram colocados sobre uma chapa metálica de aproximadamente dois centímetros de espessura, apoiada totalmente sobre a mesa metálica da prensa. Entre a chapa e o prisma, assim como na parte superior deste, foi colocada uma manta asfáltica, substituindo o capeamento recomendado pela NBR – 8215. Sobre o prisma foi colocada uma viga metálica, que tinha como função distribuir igualmente, ao longo de toda a seção do prisma, a carga aplicada no ensaio.

Para a aplicação da carga foi utilizado um cilindro hidráulico.

Foram colocados ainda dois relógios digitais, posicionados conforme indicado na Figura 7.4 , visando obter os deslocamentos do prisma, em função da carga aplicada. Para que a deformação da manta não viesse a influenciar a leitura do deslocamento, mascarando os dados reais do deslocamento vertical do prisma, e conseqüentemente a determinação da deformação do mesmo, as leituras foram feitas somente após a aplicação de uma carga inicial.

Figura 7.4 - Prisma Com Junta Vertical Preenchida

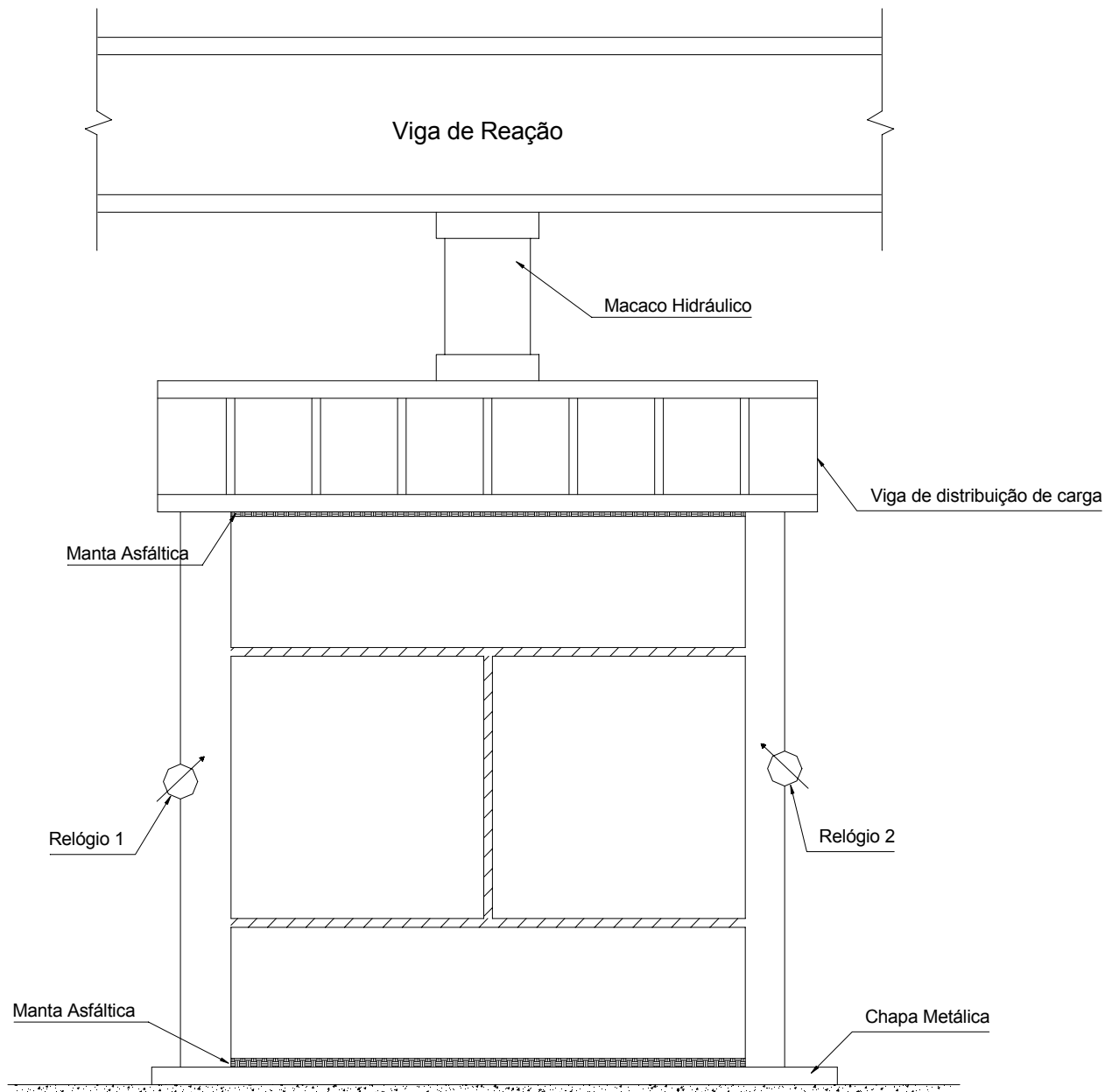


Figura 7.5 - Prisma Com Junta Vertical Seca

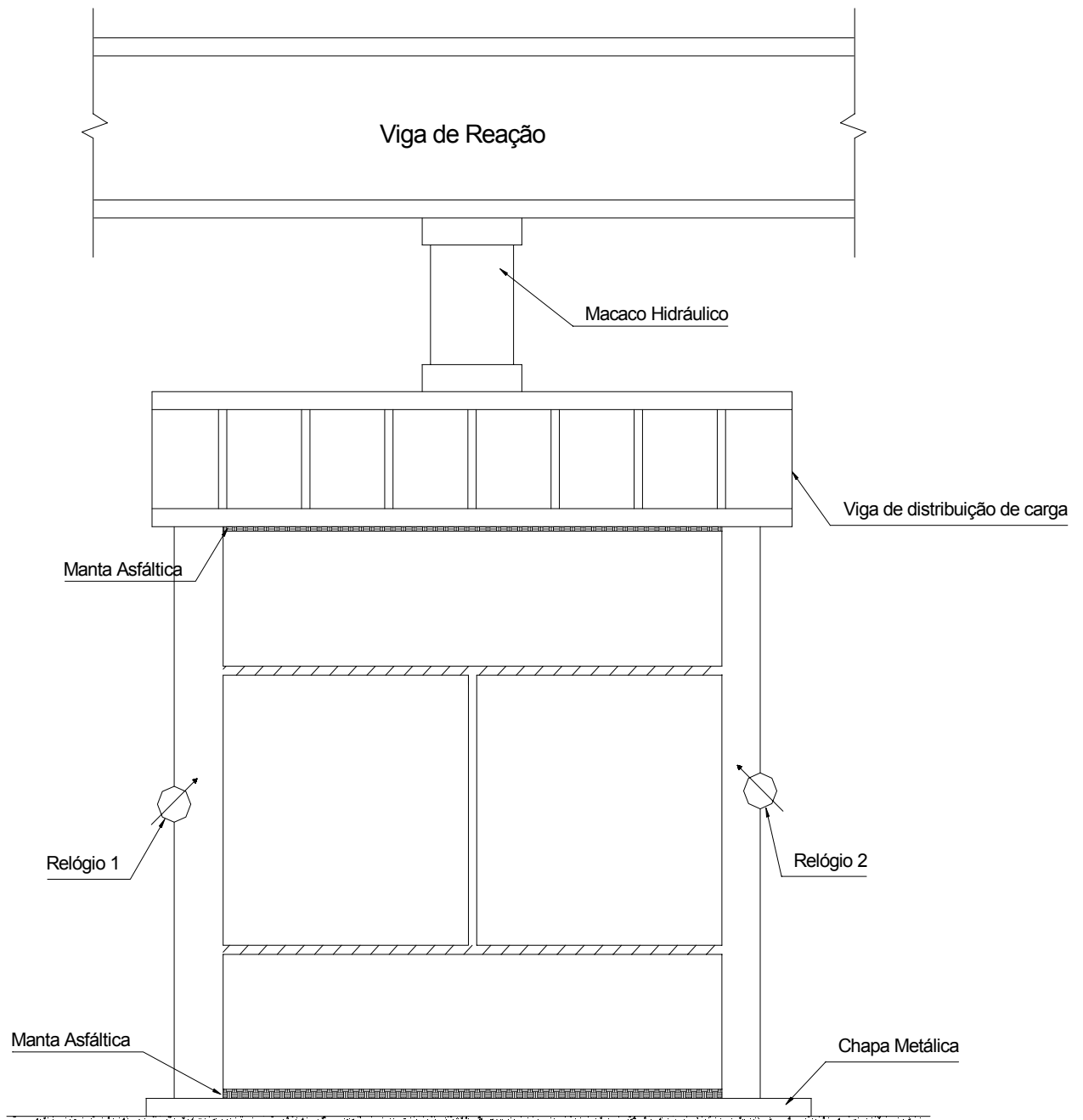
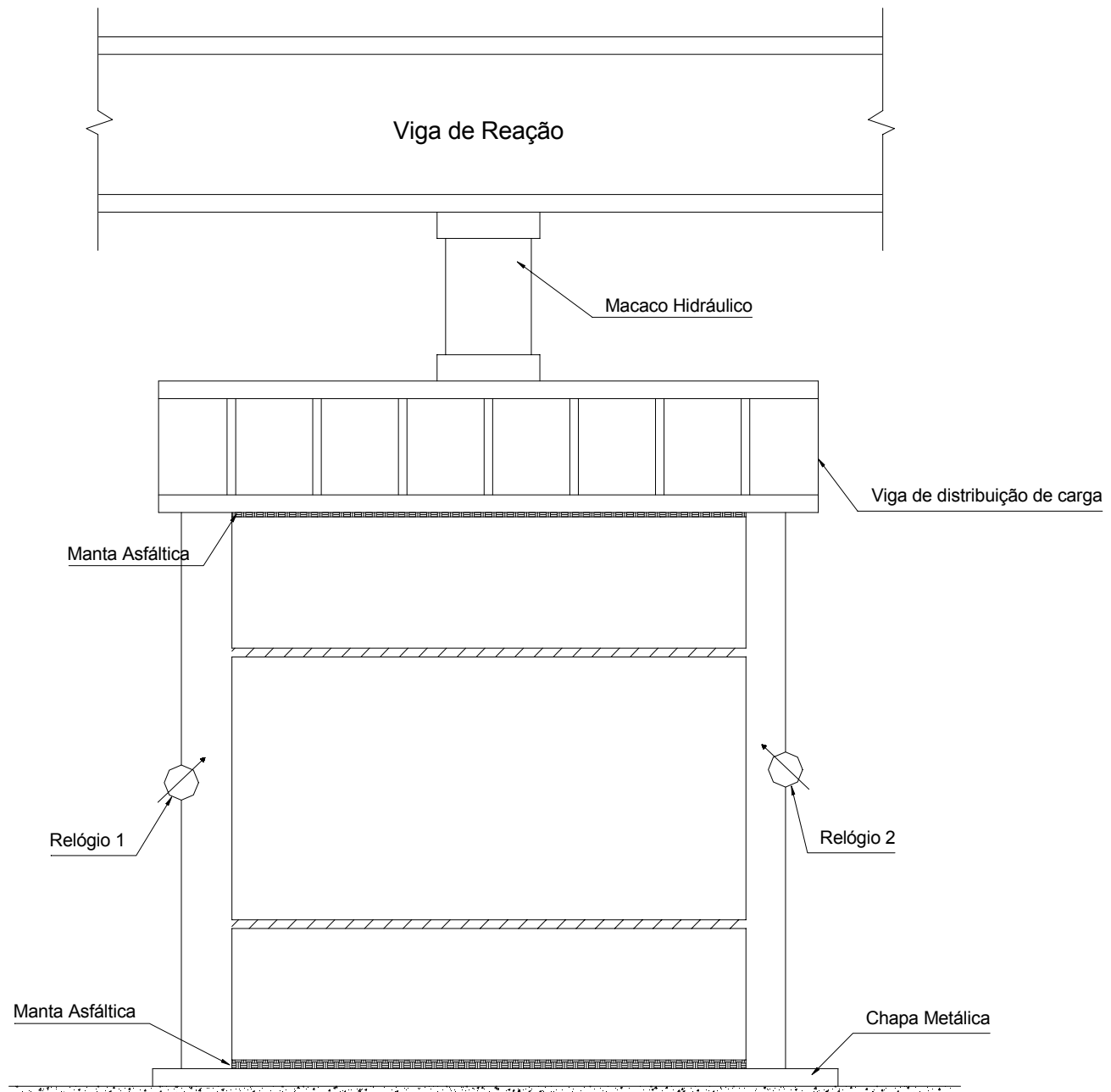


Figura 7.6 - Prisma Sem Junta Vertical



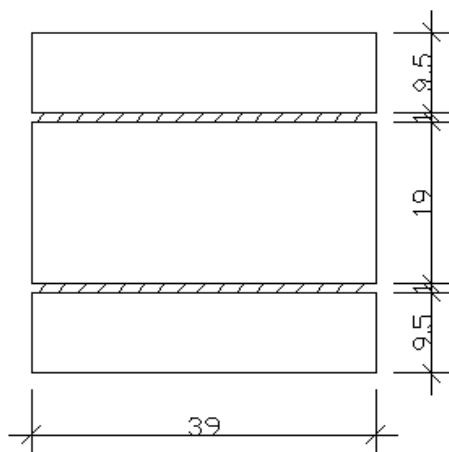
Os relógios foram retirados após um determinado número de leituras, que variou de acordo com a identificação visual das condições gerais do prisma, quando mostrava que o mesmo não resistiria a um acréscimo elevado de carregamento. Este procedimento objetivou evitar danos ao relógio, que poderiam ser provocados por uma ruptura brusca dos prismas.

7.5.2. Prisma de blocos de concreto

Foram ensaiados também prismas confeccionados com blocos de concreto, de 40 cm de comprimento, 20 cm de altura, e largura de 10 cm, resistência característica igual à 4,5 MPa. Observando também que a resistência característica citada foi fornecida pela empresa doadora dos blocos.

Os prismas eram compostos de dois blocos, sendo um inteiro, e o outro cortado no sentido longitudinal, duas juntas horizontais de argamassa de um centímetro de espessura cada uma, entre cada bloco, e uma junta vertical preenchida ou não entre os dois meios blocos centrais de um centímetro de espessura aproximadamente. Também apresentam configuração diferente da proposta pela norma brasileira NBR – 8215. Acredita-se que a configuração adotada representa mais fielmente o comportamento da parede de alvenaria.

Figura 7.7 - Esquema de assentamento do Prisma



O procedimento adotado no ensaio foi o mesmo do ensaio realizado com os prismas de BCCA.

Figura 7.8 – Prisma Com Junta Vertical Preenchida

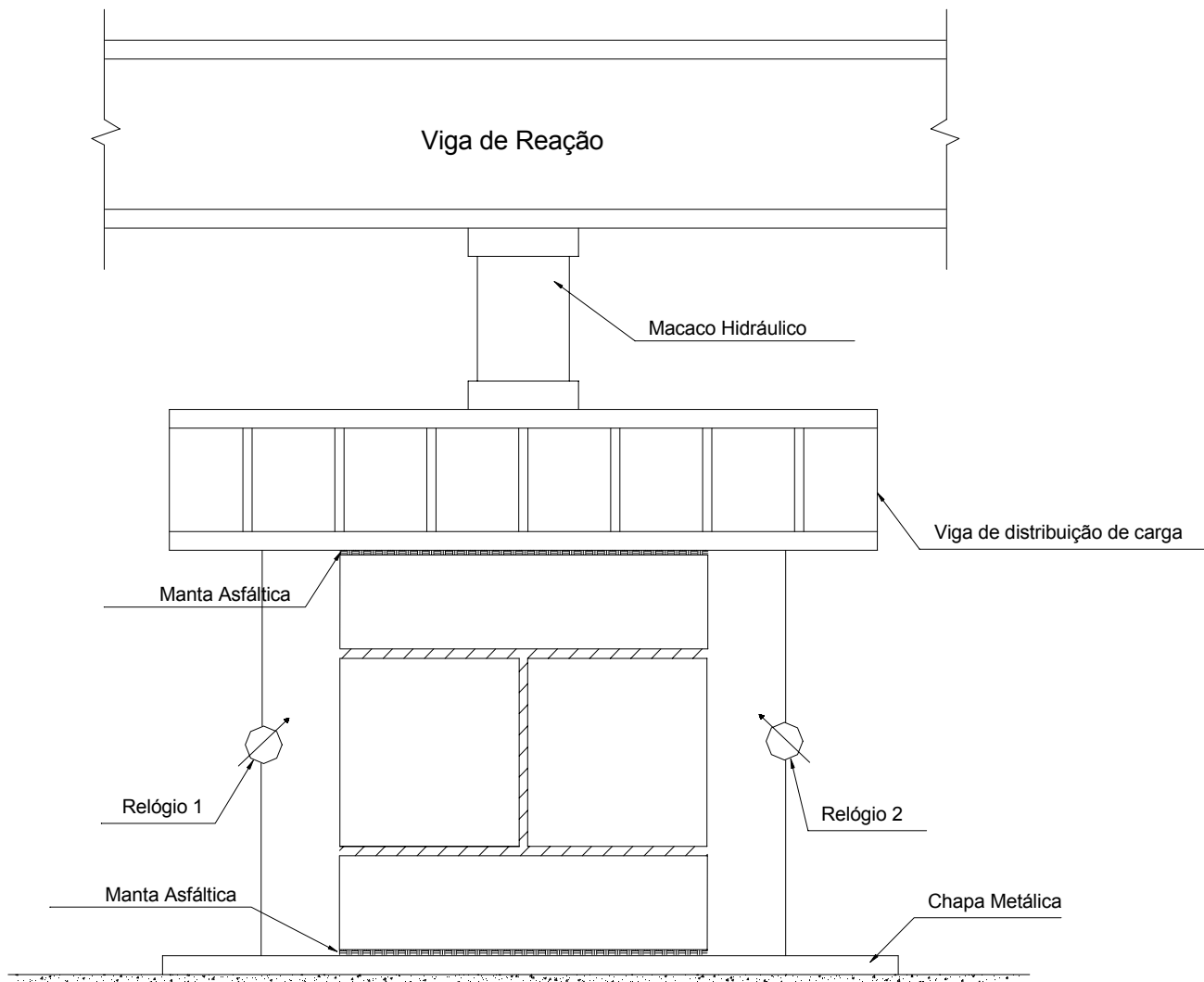


Figura 7.9 – Prisma Com Junta Vertical Seca

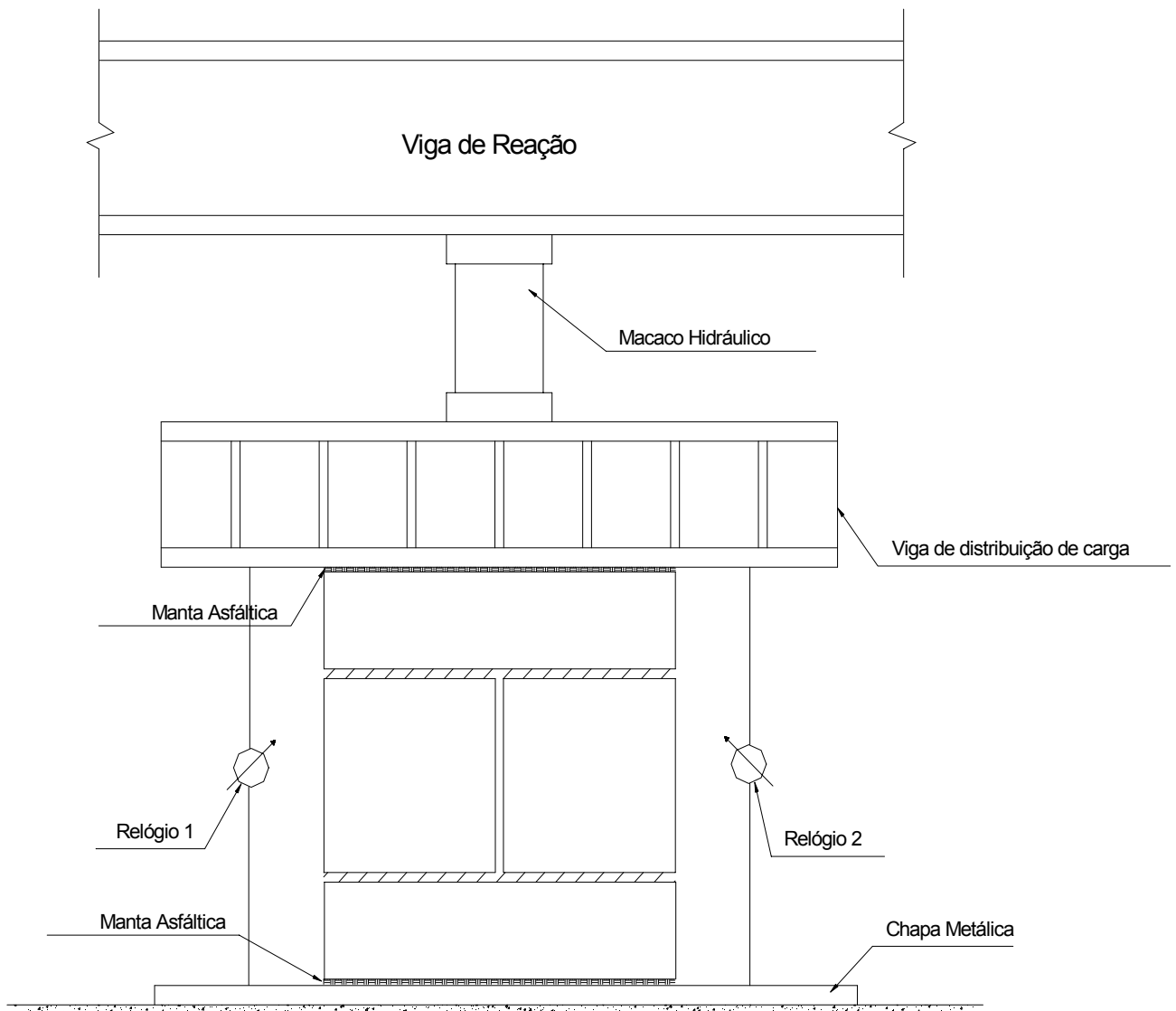
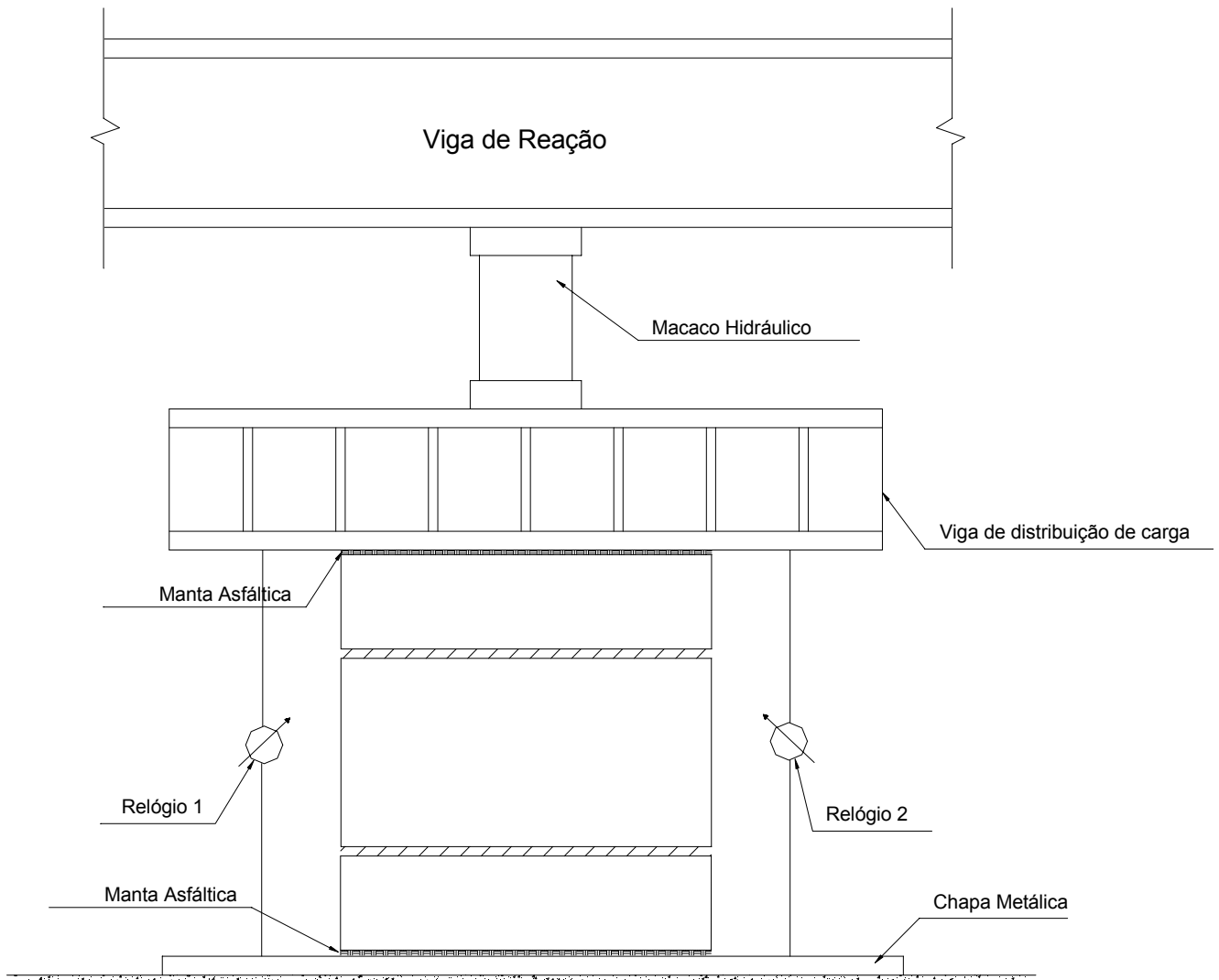


Figura 7.10 – Prisma Sem Junta Vertical



CAPÍTULO 8

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Nos itens abaixo serão apresentados os resultados das tensões de ruptura à compressão e dos módulos de elasticidade dos prismas e blocos ensaiados.

8.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO

Tabela 8.1 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical preenchida.

Junta Vertical Preenchida		idade: 28 dias
Prisma	Tensão de Ruptura σ (MPa)	Módulo de Elasticidade E (MPa)
01	3,76	5334
02	3,19	2960
03	2,79	3704
04	3,11	4174
05	3,68	4705
06	3,42	3579
07	2,68	3400
Média	3,23	3979

Tabela 8.2 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical não preenchida.

Junta Vertical Não Preenchida		idade: 28 dias
Prisma	Tensão de Ruptura σ (MPa)	Módulo de Elasticidade E (MPa)
01	3,39	4072
02	3,45	4678
03	3,11	3451
04	3,50	4923
05	3,33	4906
06	3,96	4639
07	3,85	4559
Média	3,51	4461

Tabela 8.3 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados sem junta vertical.

Sem Junta Vertical		idade: 28 dias
Prisma	Tensão de Ruptura	Módulo de Elasticidade

	σ (MPa)	E (MPa)
01	3,28	3227
02	3,28	2949
03	3,56	3804
04	4,07	4692
05	3,68	3997
06	3,16	3676
07	3,51	3724
Média	3,51	3724

Tabela 8.4 – Valores Médios dos resultados obtidos.

Tipo de Prisma	Tensão de Ruptura σ (MPa)	Módulo de Elasticidade E (MPa)
Com Junta Vertical Preenchida	3,23	3979
Com Junta Vertical Seca	3,51	4461
Sem Junta Vertical	3,51	3724

8.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO

Tabela 8.5 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical preenchida.

Junta Vertical Preenchida		idade: 28 dias
Prisma	Tensão de Ruptura σ (MPa)	Módulo de Elasticidade E (MPa)
01	2,01	4254
02	1,61	4473
03	1,89	3827
04	1,92	4201
05	1,98	5431
06	1,71	4052
07	1,68	4116
08	1,66	4256
09	1,72	4183
10	1,65	2741
11	1,64	3022
Média	1,77	4051

Tabela 8.6 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados com junta vertical não preenchida.

Junta Vertical Não Preenchida		idade: 28 dias
Prisma	Tensão de Ruptura σ (MPa)	Módulo de Elasticidade E (MPa)
01	1,34	4474
02	1,89	4670
03	1,80	3952
04	1,71	3725
05	2,04	3924
06	1,74	3988
07	1,60	3740
08	1,72	3901
09	1,83	3788
10	1,83	3058
11	1,60	2868
Média	1,73	3826

Tabela 8.7 – Resultados dos ensaios à compressão dos prismas executados sem junta vertical.

Sem Junta Vertical		idade: 28 dias
Prisma	Tensão de Ruptura σ (MPa)	
01	1,78	
02	1,73	
03	1,84	
04	1,90	
04	2,00	
Média	1,85	

Tabela 8.8 – Valores Médios dos resultados obtidos.

Tipo de Prisma	Tensão de Ruptura σ (MPa)	Módulo de Elasticidade E (MPa)
Com Junta Vertical Preenchida	1,77	4051
Com Junta Vertical Seca	1,73	3826
Sem Junta Vertical	1,85	-

8.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO DE ARGAMASSA

Tabela 8.9 – Resultados dos ensaios à compressão da argamassa – traço 1:2:6.

ARGAMASSA 1:2:6	
Corpos de Prova	Resistência (MPa)
01	2,04
02	2,55
03	2,04
04	1,78
05	1,78
06	1,78
Média	2,00

Tabela 8.10 – Resultados dos ensaios à compressão da argamassa – traço 1:3:7,5.

ARGAMASSA 1:3:7,5	
Corpos de Prova	Resistência (MPa)
01	4,58
02	3,82
03	4,07
04	4,07
05	4,33
06	4,07
Média	4,16

8.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO DE BLOCOS DE CONCRETO

Figura 8.1 – Dimensões modulares em mm do bloco de concreto.

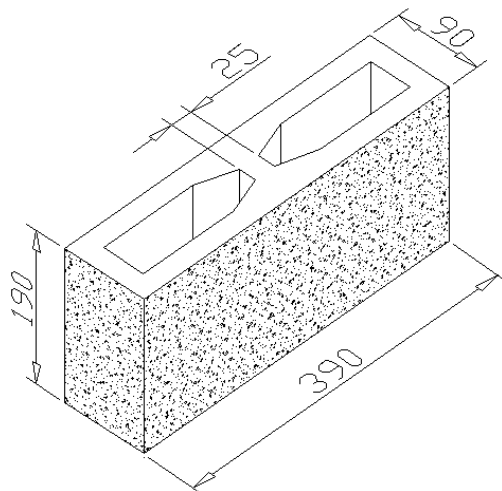


Figura 8.2 – Foto do ensaio de bloco de concreto feito no laboratório.

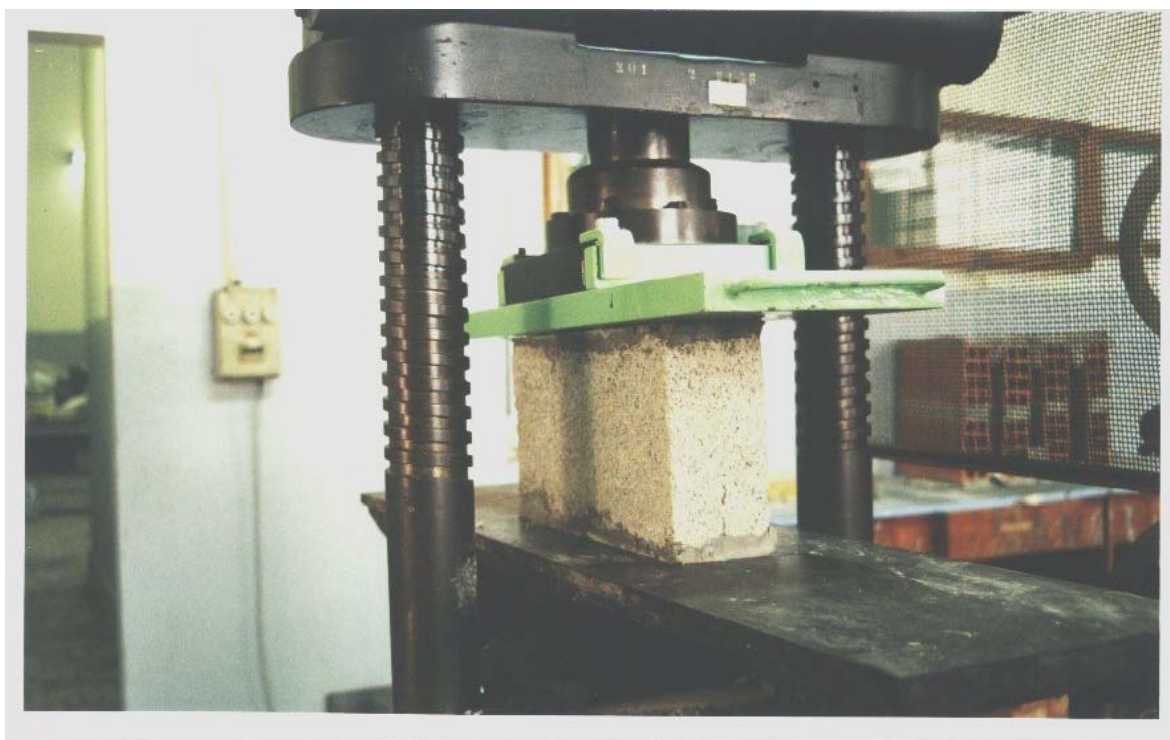


Tabela 8.11 – Resultados dos ensaios à compressão dos blocos de concreto.

Blocos	Carga (KN)	Resistência (MPa)
01	223,0	5,58
02	172,0	4,30
03	170,0	4,25
04	165,0	4,13
05	197,0	4,93
06	184,0	4,60
07	165,0	4,13
08	135,0	3,38
09	130,0	3,25
10	135,0	3,38
11	212,0	5,30
12	226,0	5,65
13	190,0	4,75
14	215,0	6,13
15	122,0	3,48
16	161,0	4,59
17	172,0	4,90
18	139,0	3,96
19	230,0	6,55
Média		4,59

8.5. RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO

A Empresa SICAL forneceu o valor médio da resistência à compressão do lote de blocos de concreto celular autoclavado, enviados para a realização deste trabalho. Os ensaios foram realizados pela Empresa em seu laboratório. O valor médio da resistência à compressão dos blocos é de 2,96 MPa.

8.6. MODO DE RUPTURA DOS PRISMAS

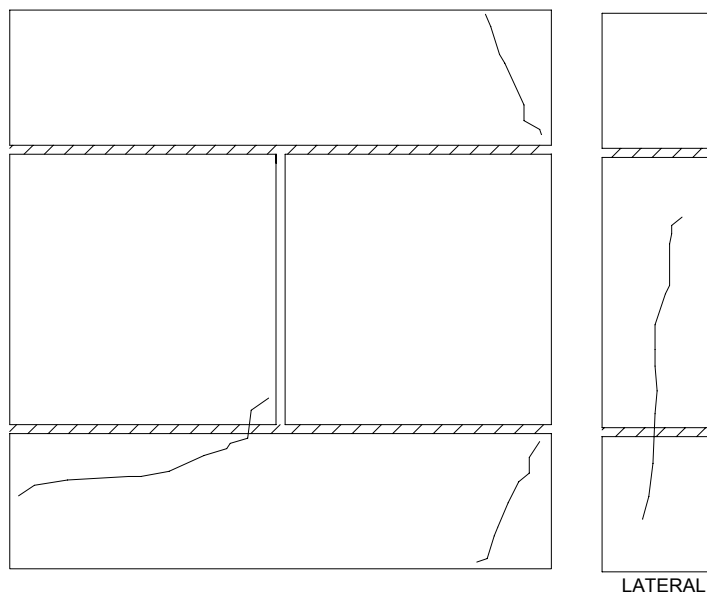
A seguir será apresentado o modo de ruptura dos prismas ensaiados.

8.6.1. MODO DE RUPTURA DOS PRISMAS BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO

8.6.1.1. PRISMAS COM JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA

A ruptura típica destes prismas foi o cisalhamento dos blocos, fissuração e tração lateral.

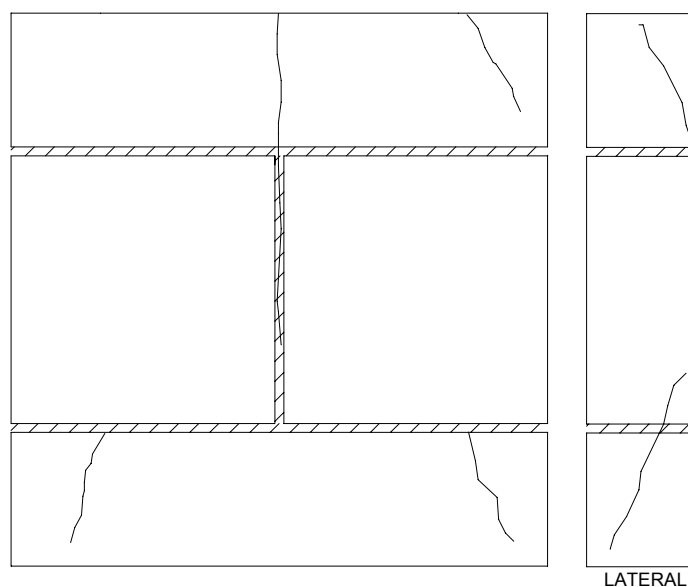
Figura 8.3 – Modo de ruptura de prismas de BCCA com junta vertical não preenchida



8.6.1.2. PRISMAS COM JUNTA VERTICAL PREENCHIDA

A ruptura típica destes prismas foi o cisalhamento dos blocos, fissuração e tração lateral.

Figura 8.4 – Modo de ruptura de prismas de BCCA com junta vertical preenchida

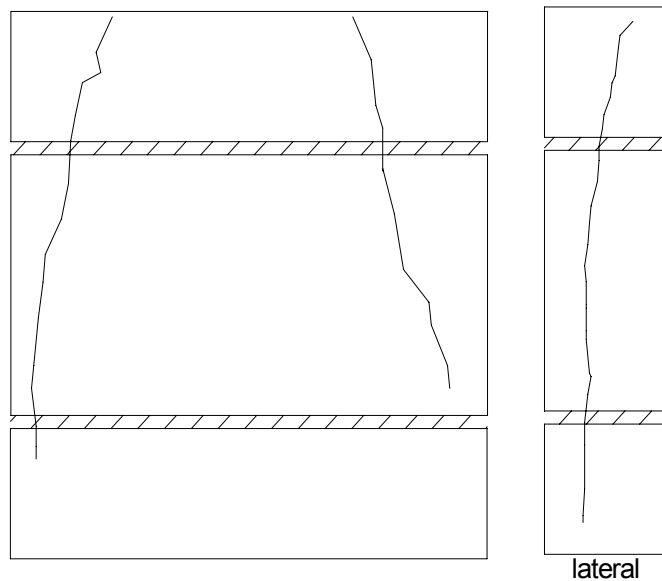


8.6.2. MODO DE RUPTURA DOS PRISMAS BLOCOS DE CONCRETO

8.6.2.1. PRISMAS SEM JUNTA VERTICAL

A ruptura típica destes prismas foi o cisalhamento dos blocos, fissuração e tração lateral.

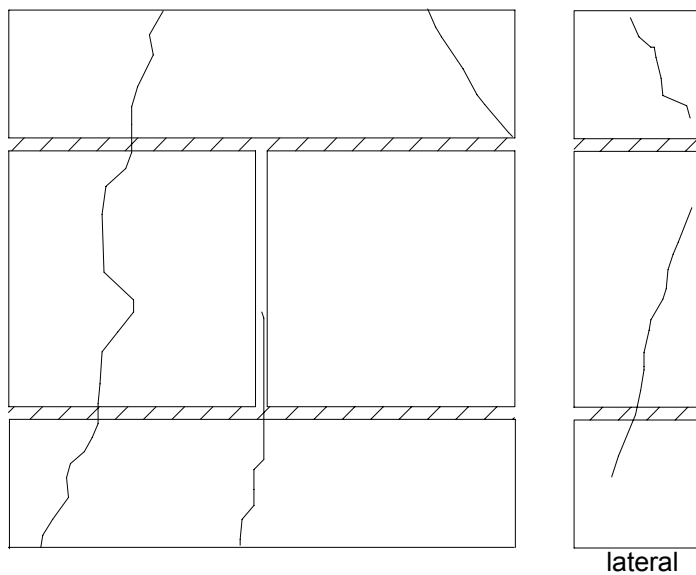
Figura 8.5 – Modo de ruptura de prismas de Blocos de Concreto sem junta vertical



8.6.2.2. PRISMAS COM JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA

A ruptura típica destes prismas foi o cisalhamento dos blocos, fissuração e tração lateral.

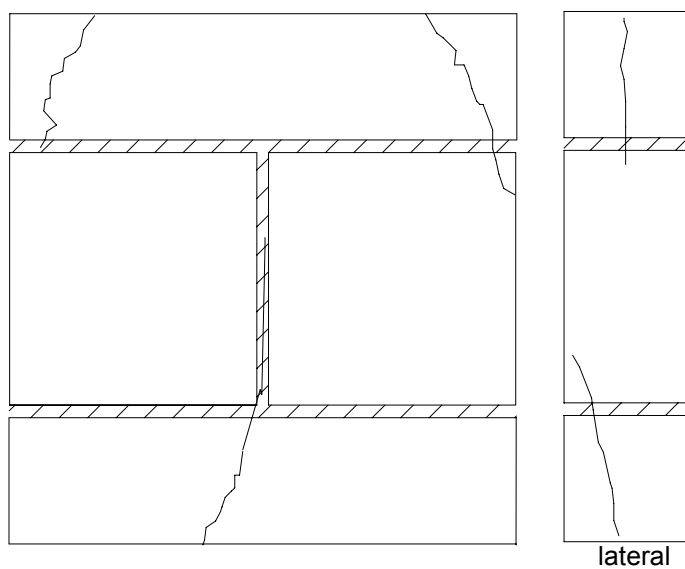
Figura 8.6 – Modo de ruptura de prismas de Blocos de Concreto com junta vertical não preenchida



8.6.2.3. PRISMAS COM JUNTA VERTICAL PREENCHIDA

A ruptura típica destes prismas foi o cisalhamento dos blocos, fissuração e tração lateral.

Figura 8.7 – Modo de ruptura de prismas de Blocos de Concreto com junta vertical preenchida



CAPÍTULO 9

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir da metodologia descrita no capítulo 7.

A análise aqui apresentada têm o intuito de verificar a variação das propriedades de resistência à compressão dos prismas, de acordo com o as configurações propostas, levando-se em consideração a existência ou não da junta vertical e o tipo dessa junta.

Existem vários testes para se verificar a semelhança estatística entre dois conjuntos de dados quaisquer. Neste trabalho, optou-se pela aplicação do *Teste de Dados Pareados (Pairing)*. Assim sendo, o procedimento deste teste é dado da seguinte maneira:

1º) Defina uma nova variável (desvio: X) a partir da diferença entre valores dos conjuntos considerados,

$$X = V_{\text{conj1}} - V_{\text{conj2}} \quad (4)$$

2º) Utilizando a definição do *Intervalo de Confiança da Média das Diferenças*, verifique a equivalência dos dados.

$$\bar{X} - t(95\%) \frac{S_d}{\sqrt{n}} \leq \mu_x \leq \bar{X} + t(95\%) \frac{S_d}{\sqrt{n}} \quad (5)$$

Onde,

* \bar{X} : média aritmética do conjunto de valores obtidos a partir da diferença entre as resistências à compressão dos prismas;

*t(95%): coeficiente da *Distribuição "t"*, para um valor de 95% de confiança;

* S_d : desvio padrão da amostra;

* n : número de corpos de prova da amostra;

* μ_x : média dos desvios.

Segundo FUSCO (1976), para pequenas amostras (quantidade não superior a 30 exemplares), a verificação da variabilidade dos resultados experimentais pode ser dada a partir de análises estatísticas, através da *Distribuição “t” de Student*.

Conforme o mesmo autor, desde que a amostra considerada tenha no mínimo quatro ou cinco exemplares, tal análise poderá ser quantificada através da condição probabilística, definida como Intervalo de confiança da média (μ_x).

Esta expressão substitui, para pequenas amostras, a função desempenhada pela distribuição de Gauss (distribuição normal) com grandes amostras.

9.1. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO: JUNTA VERTICAL PREENCHIDA X SEM JUNTA VERTICAL

Tabela 9.1 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas.

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO		
n	Junta Vertical Preenchida	Sem Junta Vertical
	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)
01	3,76	3,28
02	3,19	3,28
03	2,79	3,56
04	3,11	4,07
405	3,68	3,68
06	3,42	3,16
07	2,68	3,51

* n : número de corpos de prova da amostra $\Rightarrow n = 6$;

* ϕ : graus de liberdade $\Rightarrow \phi = n-1 = 6$;

* $t(95\%)$: coeficiente da *Distribuição “t”* $\Rightarrow *t(95\%) = 2,447$;

* S_d : desvio padrão da amostra $\Rightarrow S_d = 0,576$ MPa;

* \bar{X} : média do desvio (X) $\Rightarrow \bar{X} = -0,27$.

Aplicando-se as expressões 4 e 5, obtém-se o seguinte intervalo de confiança,

$$-0,803 \leq \mu_x \leq 0,263$$

De acordo com o resultado, percebe-se que o intervalo de confiança da média contém o valor zero, podendo assim a média ser nula e os conjuntos de dados serem estatisticamente equivalentes. Para os demais conjuntos esta hipótese também foi aceita.

9.2. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO: JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA X SEM JUNTA VERTICAL

Tabela 9.2 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas.

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO		
n	Junta Vertical Não Preenchida	Sem Junta Vertical
	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)
01	3,39	3,28
02	3,45	3,28
03	3,11	3,56
04	3,50	4,07
405	3,33	3,68
06	3,96	3,16
07	3,85	3,51

*n: número de corpos de prova da amostra $\Rightarrow n = 6$;

* ϕ : graus de liberdade $\Rightarrow \phi = n-1 = 6$;

*t(95%): coeficiente da *Distribuição "t"* $\Rightarrow *t(95\%) = 2,447$;

* S_d : desvio padrão da amostra $\Rightarrow S_d = 0,491$ MPa;

* \bar{X} : média do desvio (X) $\Rightarrow \bar{X} = 0,007$.

$$-0,447 \leq \mu_x \leq 0,461$$

9.3. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO: JUNTA VERTICAL PREENCHIDA X JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA

Tabela 9.3 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas.

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO		
n	Junta Vertical Preenchida	Junta Vertical Não Preenchida
	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)
01	3,76	3,39
02	3,19	3,45
03	2,79	3,11
04	3,11	3,50
405	3,68	3,33
06	3,42	3,96
07	2,68	3,85

*n: número de corpos de prova da amostra $\Rightarrow n = 6$;

* ϕ : graus de liberdade $\Rightarrow \phi = n-1 = 6$;

*t(95%): coeficiente da *Distribuição "t"* $\Rightarrow *t(95\%) = 2,447$;

* S_d : desvio padrão da amostra $\Rightarrow S_d = 0,531$ MPa;

* \bar{X} : média do desvio (X) $\Rightarrow \bar{X} = -0,28$.

$$-0,771 \leq \mu_x \leq 0,211$$

9.4. PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO: JUNTA VERTICAL PREENCHIDA X JUNTA VERTICAL NÃO PREENCHIDA

Tabela 9.4 – Resultados das Tensões de Ruptura à compressão dos prismas.

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO		
n	Junta Vertical Preenchida	Junta Vertical Não Preenchida
	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)
01	2,01	1,34
02	1,61	1,89
03	1,89	1,80
04	1,92	1,71
05	1,98	2,04
06	1,71	1,74
07	1,68	1,60
08	1,66	1,72
09	1,72	1,83
10	1,65	1,83
11	1,64	1,60

*n: número de corpos de prova da amostra $\Rightarrow n = 11$;

* ϕ : graus de liberdade $\Rightarrow \phi = n-1 = 10$;

*t(95%): coeficiente da *Distribuição "t"* $\Rightarrow *t(95\%) = 2,228$;

* S_d : desvio padrão da amostra $\Rightarrow S_d = 0,251$ MPa;

* \bar{X} : média do desvio (X) $\Rightarrow \bar{X} = 0,034$.

$$-0,134 \leq \mu_x \leq 0,202$$

CAPÍTULO 10

CONCLUSÕES

De acordo com os resultados apresentados nos capítulos anteriores, estão resumidas a seguir as conclusões finais deste trabalho.

- a literatura, nacional e internacional, apresenta poucos trabalhos relativos à influência da junta vertical (preenchida ou não preenchida) na resistência à compressão de prismas ou paredes;
- dos tipos de prismas encontrados na literatura, o adotado neste trabalho, representa melhor o comportamento de paredes de alvenaria;
- a ocorrência de junta vertical não afeta a resistência à compressão dos prismas de blocos de concreto celular autoclavado e de blocos de concreto;
- a resistência à compressão de prismas com junta vertical preenchida, junta vertical não preenchida e sem junta vertical é estatisticamente equivalente, para prismas executados com blocos de concreto celular autoclavado e com blocos de concreto;
- os módulos de elasticidade obtidos nos ensaios de prismas, apresentaram uma dispersão de valores muito grande, impossibilitando uma conclusão precisa sobre o efeito da junta vertical nos valores dos módulos. Este fato, provavelmente, ocorreu devido à pouca sensibilidade dos aparelhos de medida de deslocamento utilizados;

- é importante ressaltar, que as conclusões citadas anteriormente são válidas apenas para prismas submetidos a carregamento vertical de compressão;
- a ruptura característica dos prismas ocorre por tração lateral e fissuração nas faces dos blocos.

ANEXO A

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO

ANEXO A

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO

Neste anexo estão apresentados os valores das dimensões dos prismas, carga, deslocamento e os gráficos de Tensão x Deformação de cada prisma ensaiado.

Os prismas de 01 a 06 são prismas ensaiados à compressão sem junta vertical.

Os prismas de 1A a 7A são prismas ensaiados à compressão com junta vertical preenchida.

Os prismas de 1B a 7B são prismas ensaiados à compressão com junta vertical não preenchida.

Características dos prismas:

- Resistência característica do bloco – 4,5 MPa
- Argamassa utilizada (Traço) – 1:2:6
- Seção de trabalho considerada – 351 m²
- Sem Junta Vertical
- Idade dos Prismas – 28 dias

Prisma 1

Data do ensaio: 16/10/2000

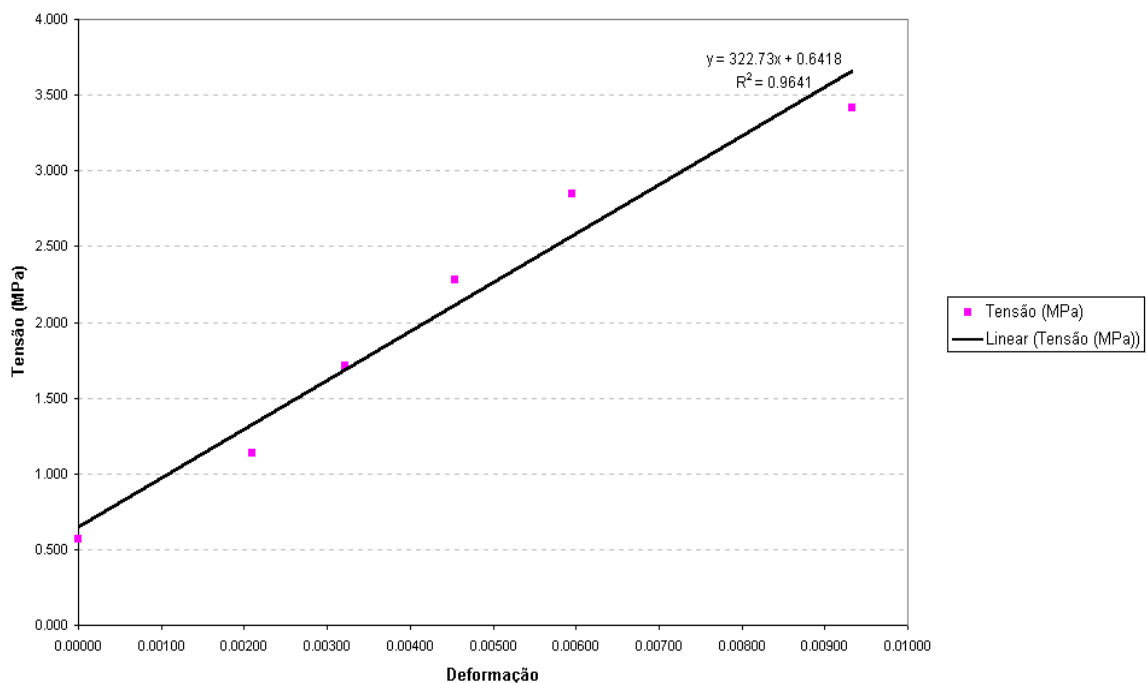
Altura do prisma: 41,3 cm

Carga de Ruptura: 115,0 Kn

Tensão de Ruptura: 3,28 MPa

Força (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00085	0.310	0.390	0.350
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00209	0.710	1.020	0.865
6	60	1.709	0.00322	1.100	1.560	1.330
8	80	2.279	0.00454	1.530	2.220	1.875
10	100	2.849	0.00596	1.960	2.960	2.460
12	120	3.419	0.00933	2.360	5.350	3.855

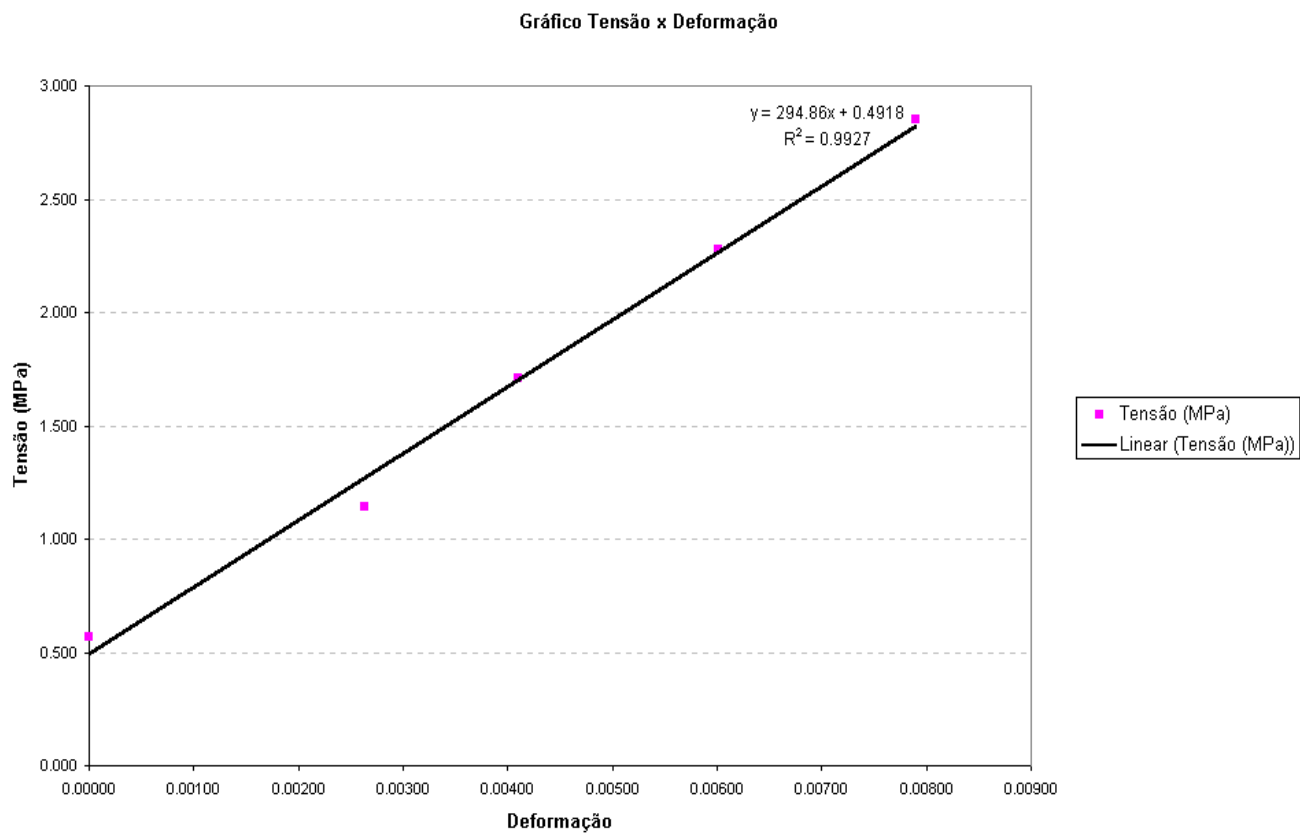
Gráfico Tensão x Deformação



Prisma 2

Data do ensaio: 16/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 115,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,28 MPa

Força (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00082	0.300	0.370	0.335
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00263	0.920	1.240	1.080
6	60	1.709	0.00410	1.310	2.050	1.680
8	80	2.279	0.00601	1.670	3.260	2.465
10	100	2.849	0.00790	2.030	4.450	3.240

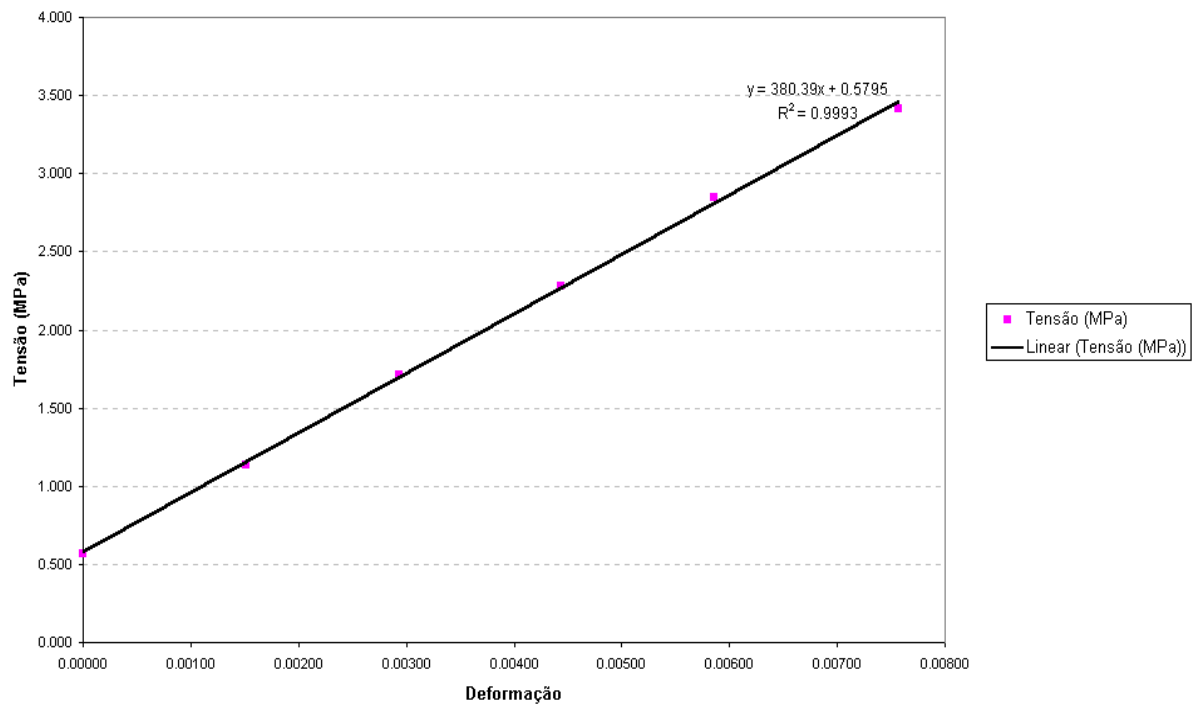


Prisma 3

Data do ensaio: 16/10/2000
Altura do prisma: 41,0 cm
Carga de Ruptura: 125,0 Kn
Tensão de Ruptura: 3,56 MPa

Força (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00013	0.050	0.060	0.055
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00151	0.540	0.700	0.620
6	60	1.709	0.00294	1.030	1.380	1.205
8	80	2.279	0.00444	1.530	2.110	1.820
10	100	2.849	0.00585	1.980	2.820	2.400
12	120	3.419	0.00757	2.440	3.770	3.105

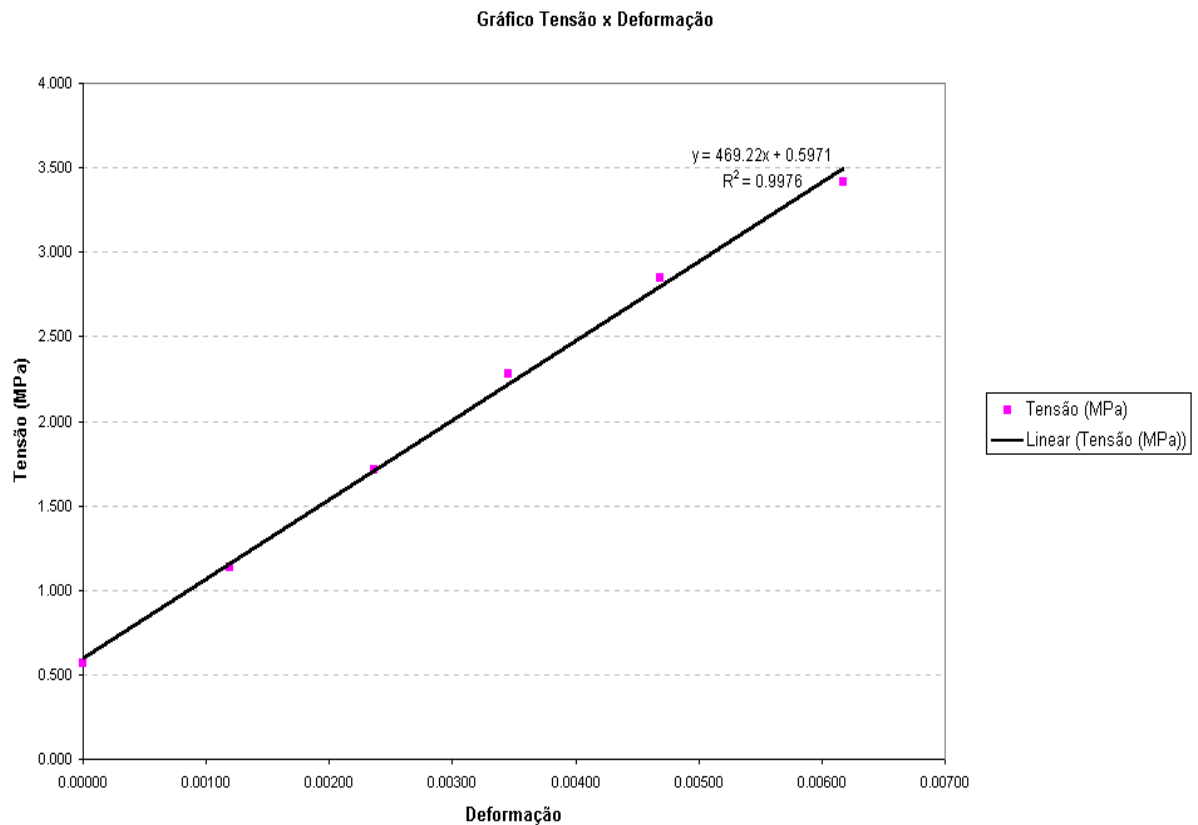
Gráfico Tensão x Deformação



Prisma 4

Data do ensaio: 16/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 143,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 4,07 MPa

Força (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00120	0.490	0.490	0.490
6	60	1.709	0.00237	1.000	0.940	0.970
8	80	2.279	0.00345	1.490	1.340	1.415
10	100	2.849	0.00468	2.050	1.790	1.920
12	120	3.419	0.00617	2.740	2.320	2.530

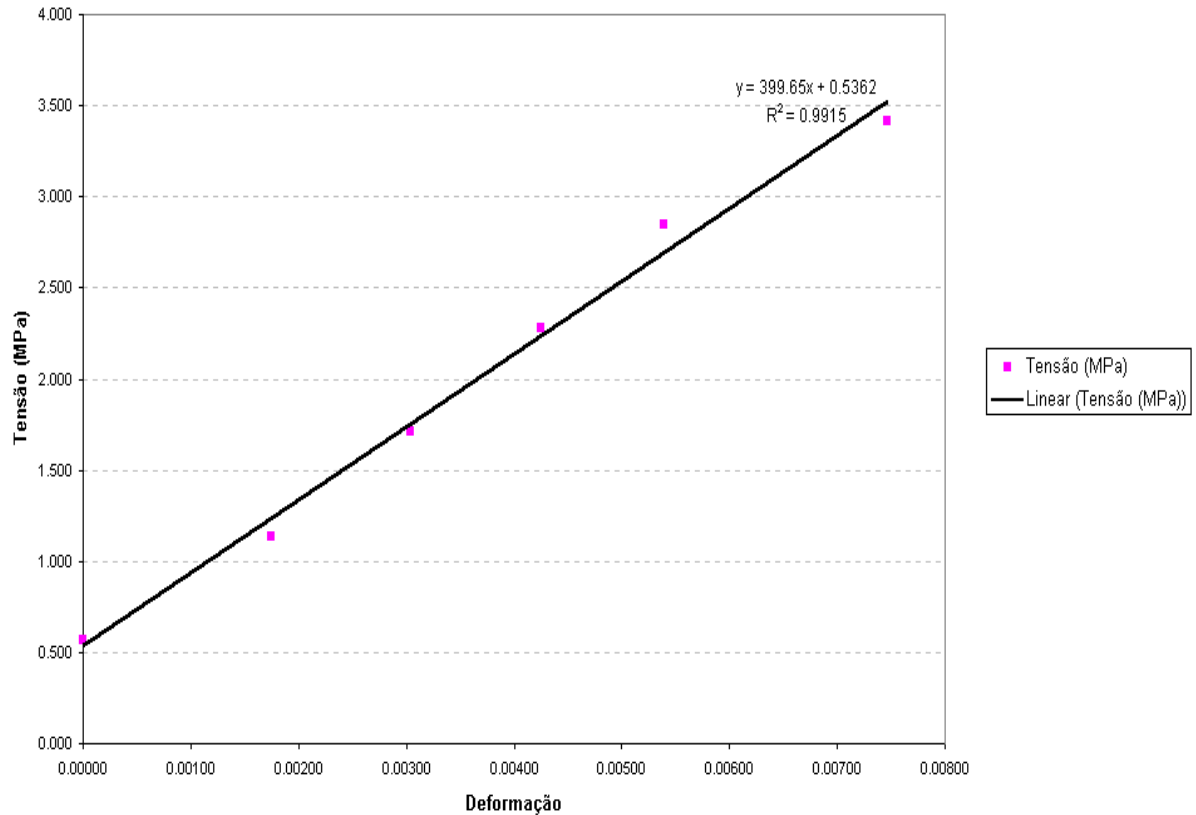


Prisma 5

Data do ensaio: 16/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 129,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,68 MPa

Força (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		MÉDIA
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00174	0.590	0.840	0.715
6	60	1.709	0.00304	1.040	1.450	1.245
8	80	2.279	0.00426	1.510	1.980	1.745
10	100	2.849	0.00539	1.990	2.430	2.210
12	120	3.419	0.00746	2.900	3.220	3.060

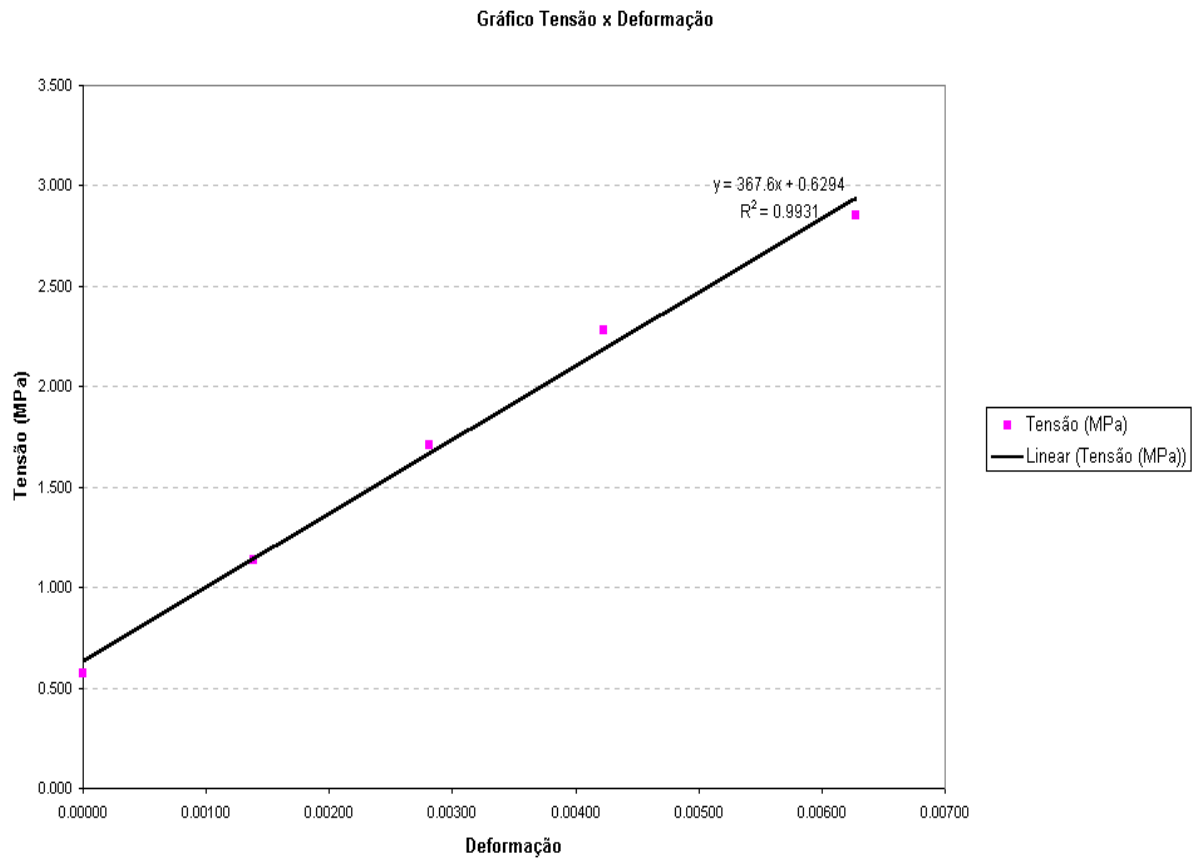
Gráfico Tensão x Deformação



Prisma 6

Data do ensaio: 16/10/2000
 Altura do prisma: 42,0 cm
 Carga de Ruptura: 111,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,16 MPa

Força (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00138	0.480	0.680	0.580
6	60	1.709	0.00281	0.800	1.560	1.180
8	80	2.279	0.00423	1.120	2.430	1.775
10	100	2.849	0.00627	1.570	3.700	2.635



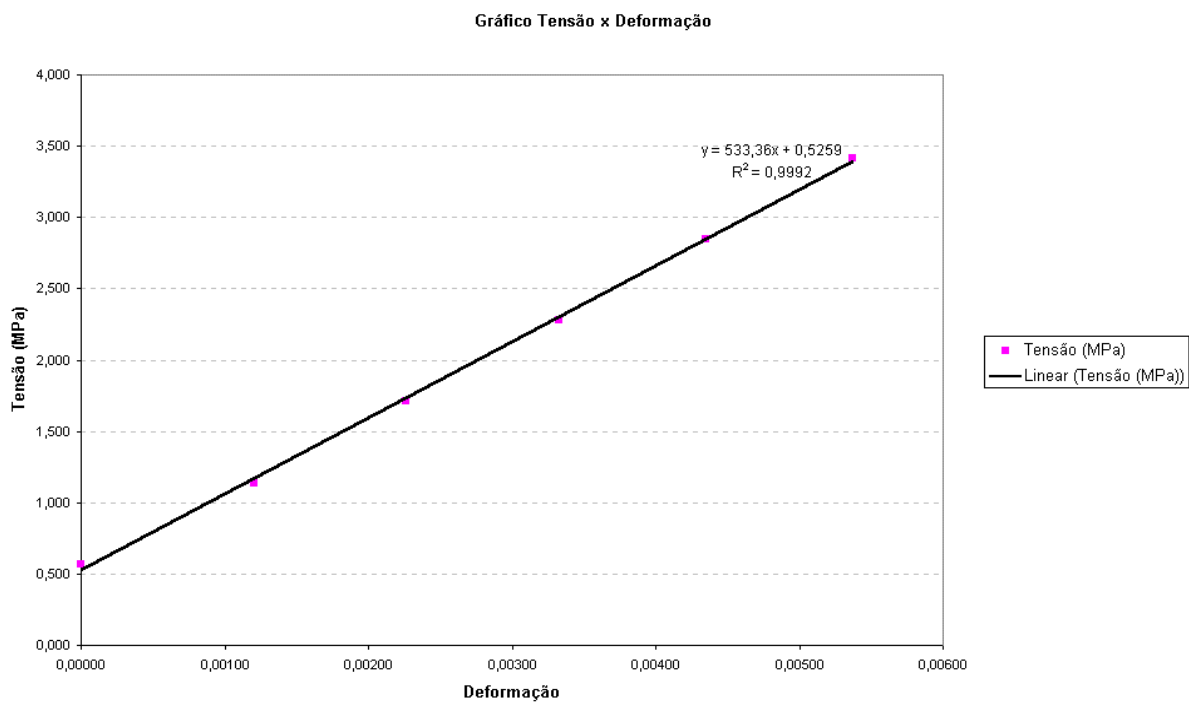
Características dos prismas:

- Resistência característica do bloco – 4,5 MPa
- Argamassa utilizada (Traço) – 1:2:6
- Seção de trabalho considerada – 351 m²
- Junta Vertical – Preenchida
- Idade dos Prismas – 29 dias

Prisma 1A

Data do ensaio: 17/10/2000
 Altura do prisma: 41,5 cm
 Carga de Ruptura: 132,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,76 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0,570	0,00000	0,000	0,000	0,000
4	40	1,140	0,00120	0,450	0,550	0,500
6	60	1,709	0,00227	0,870	1,010	0,940
8	80	2,279	0,00333	1,300	1,460	1,380
10	100	2,849	0,00435	1,760	1,850	1,805
12	120	3,419	0,00537	2,240	2,220	2,230



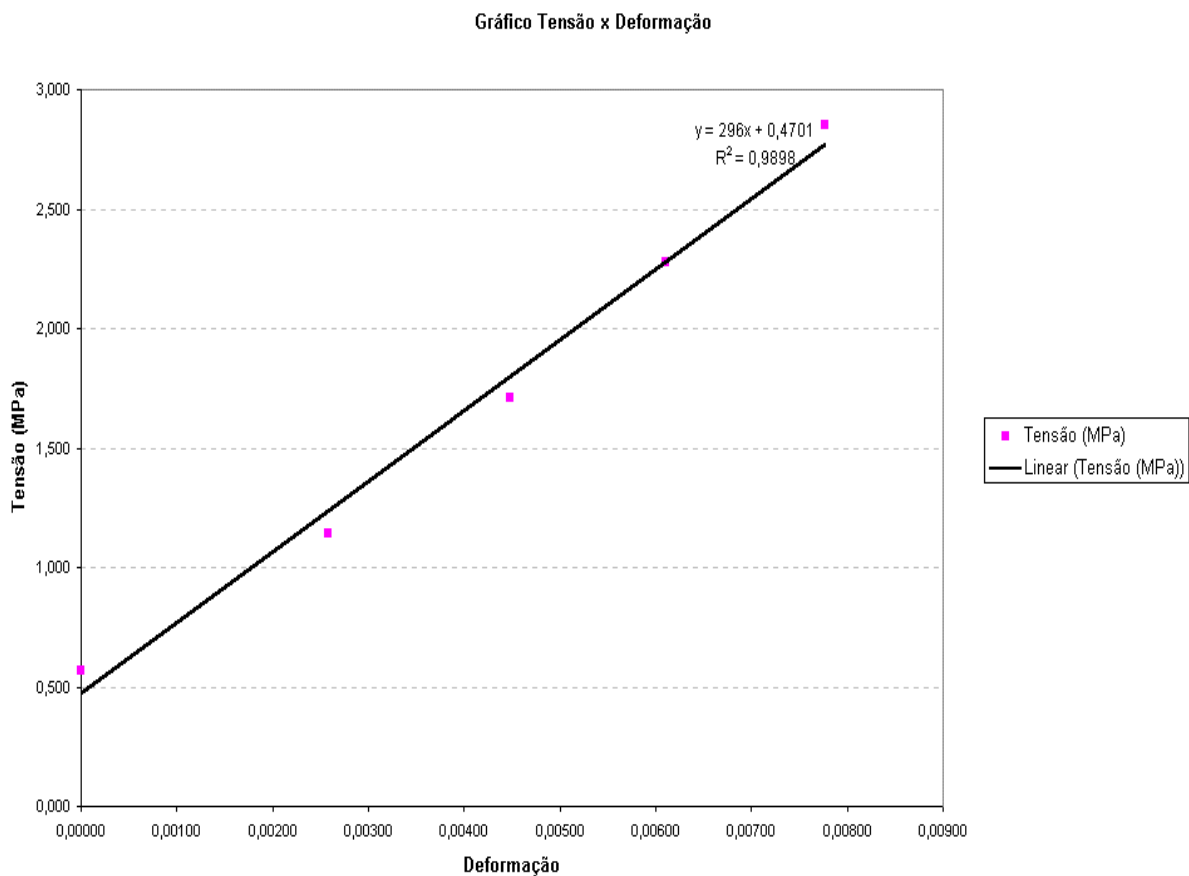
Prisma 2A

Data do ensaio: 17/10/2000

Altura do prisma: 40,70 cm

Carga de Ruptura: 112,0 Kn
Tensão de Ruptura: 3,19 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0,570	0,00000	0,000	0,000	0,000
4	40	1,140	0,00258	0,790	1,310	1,050
6	60	1,709	0,00448	1,170	2,480	1,825
8	80	2,279	0,00611	1,490	3,480	2,485
10	100	2,849	0,00776	1,900	4,420	3,160

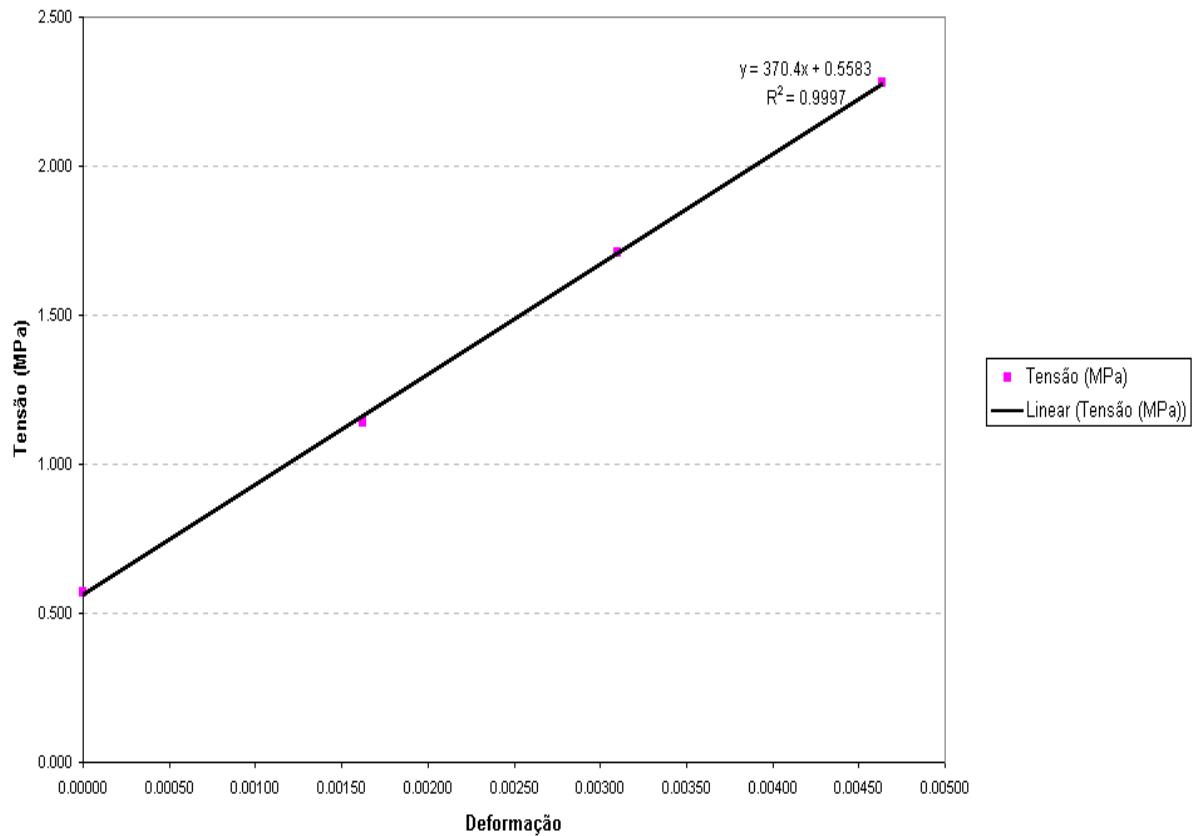


Prisma 3A

Data do ensaio: 17/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 98,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 2,79 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00162	0.600	0.730	0.665
6	60	1.709	0.00310	1.080	1.460	1.270
8	80	2.279	0.00463	1.500	2.300	1.900

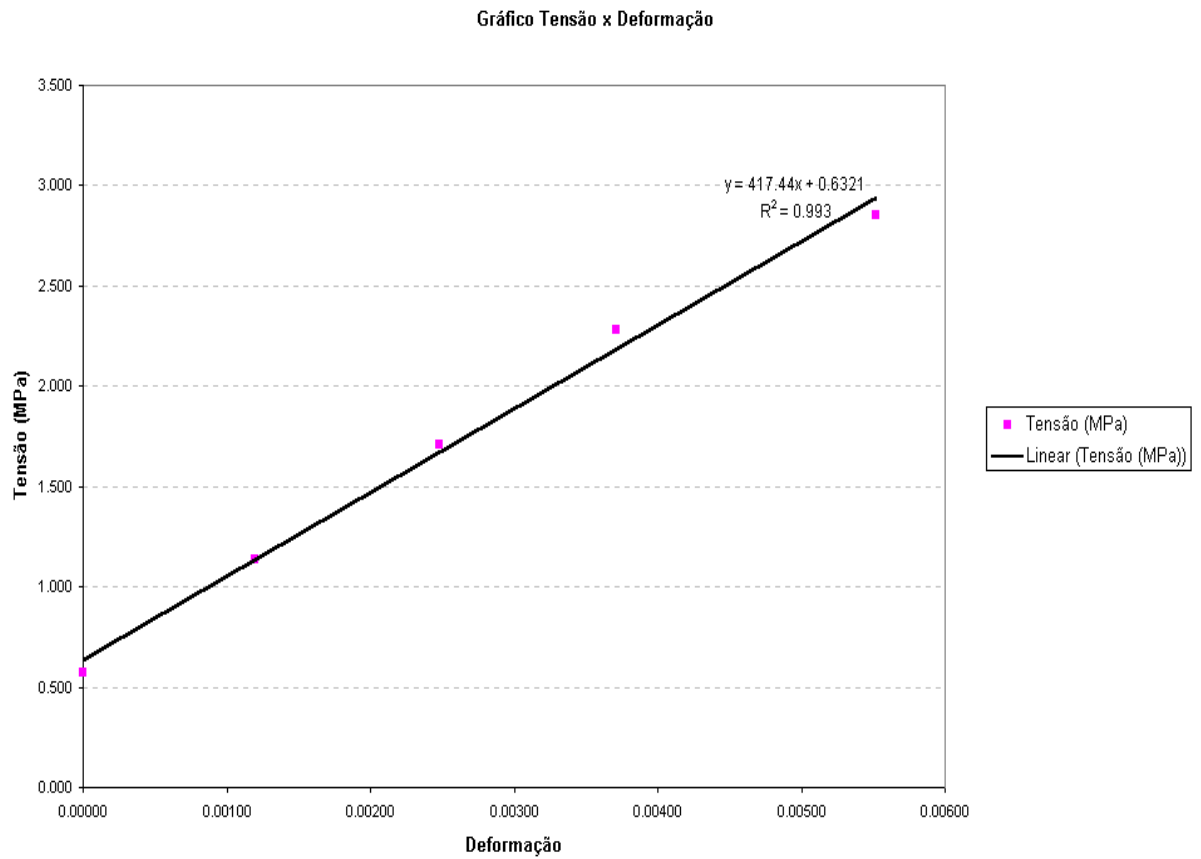
Gráfico Tensão x Deformação



Prisma 4A

Data do ensaio: 17/10/2000
 Altura do prisma: 41,5 cm
 Carga de Ruptura: 109,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,11 MPa

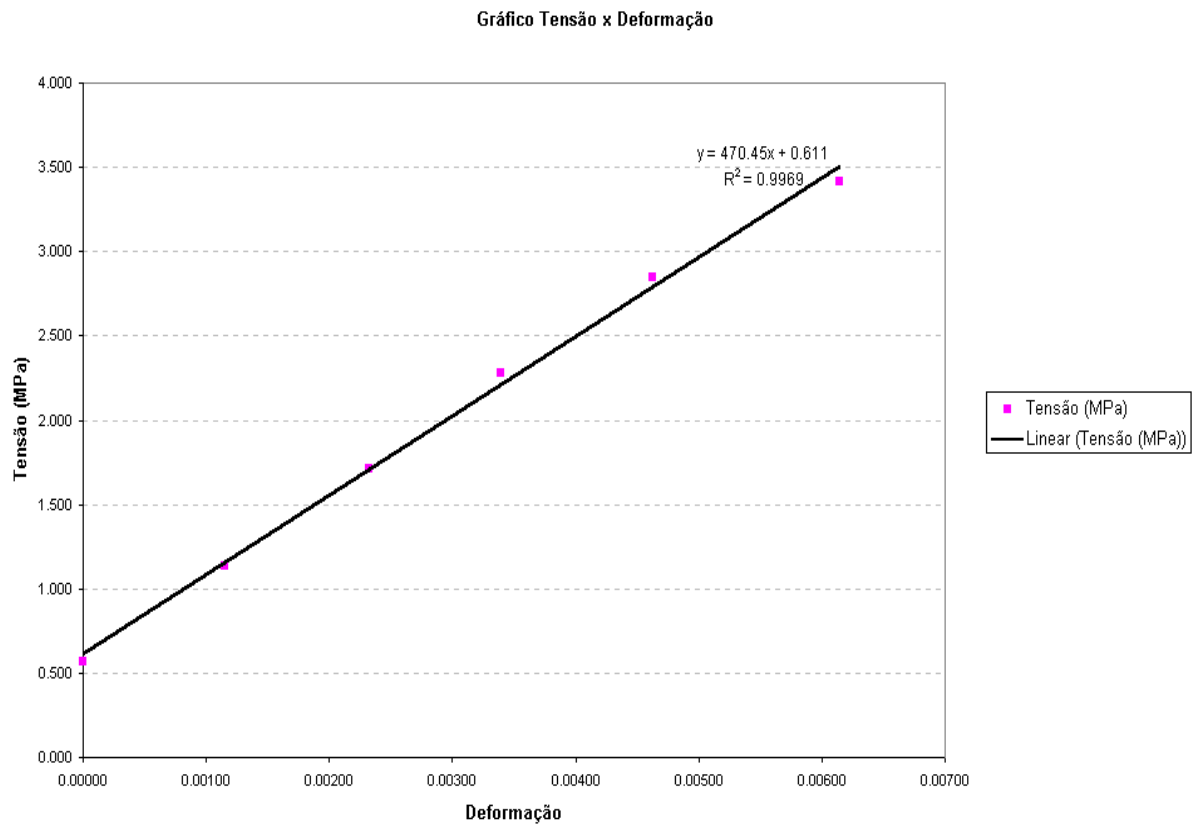
Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00119	0.430	0.560	0.495
6	60	1.709	0.00248	0.940	1.120	1.030
8	80	2.279	0.00371	1.390	1.690	1.540
10	100	2.849	0.00552	1.870	2.710	2.290



Prisma 5A

Data do ensaio: 17/10/2000
Altura do prisma: 40,5 cm
Carga de Ruptura: 129,0 Kn
Tensão de Ruptura: 3,68 MPa

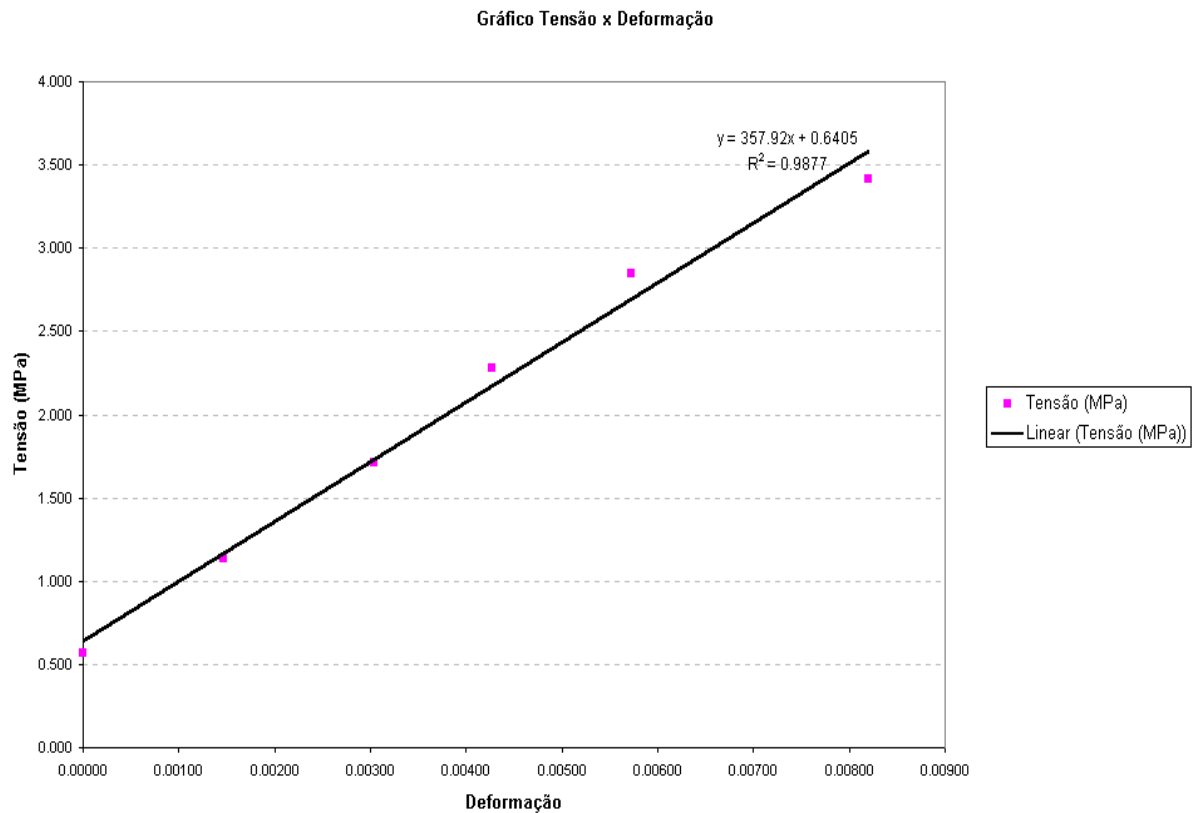
Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00115	0.470	0.460	0.465
6	60	1.709	0.00232	0.940	0.940	0.940
8	80	2.279	0.00340	1.370	1.380	1.375
10	100	2.849	0.00463	1.890	1.860	1.875
12	120	3.419	0.00615	2.590	2.390	2.490



Prisma 6A

Data do ensaio: 17/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 120,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,42 MPa

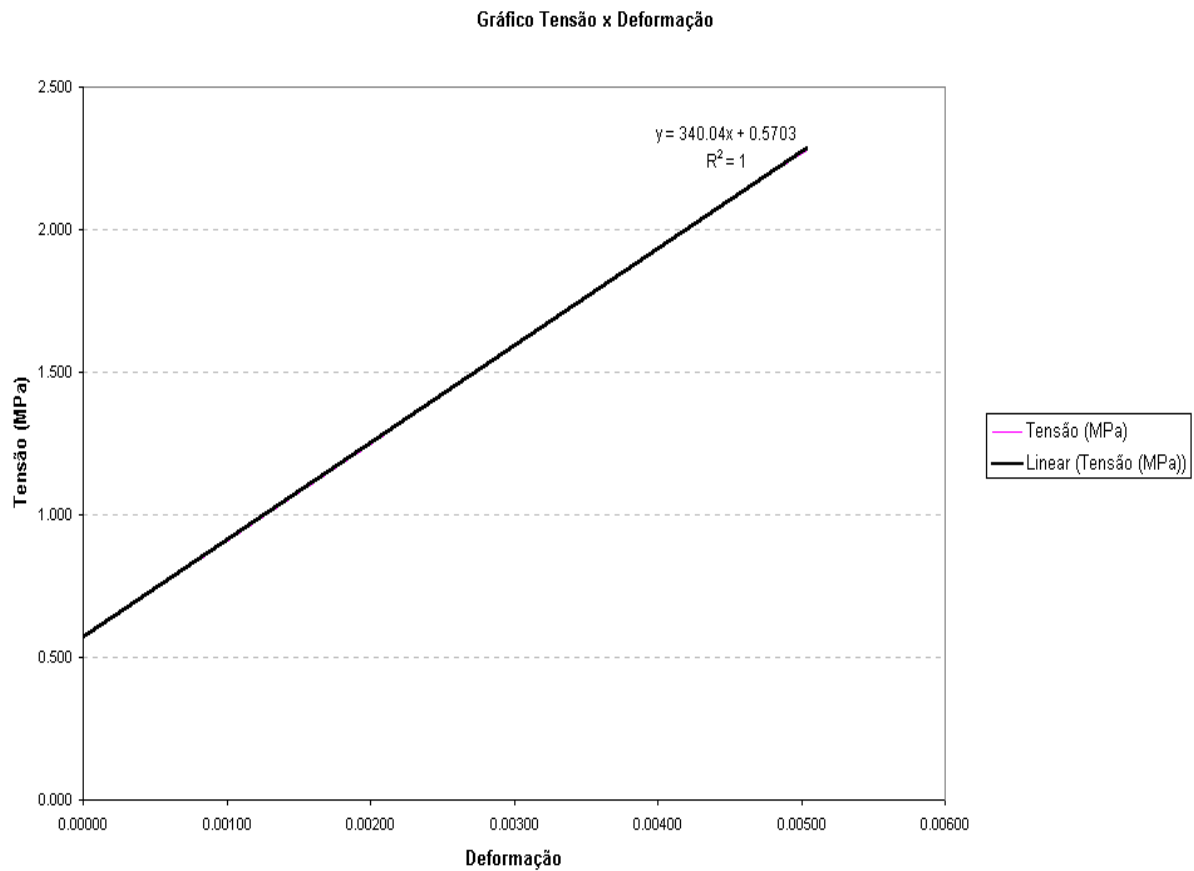
Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00146	0.700	0.500	0.600
6	60	1.709	0.00304	1.390	1.100	1.245
8	80	2.279	0.00427	1.900	1.600	1.750
10	100	2.849	0.00572	2.710	1.980	2.345
12	120	3.419	0.00821	3.630	3.100	3.365



Prisma 7A

Data do ensaio: 17/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 94,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 2,68 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00168	0.650	0.730	0.690
6	60	1.709	0.00333	1.180	1.550	1.365
8	80	2.279	0.00504	1.560	2.570	2.065



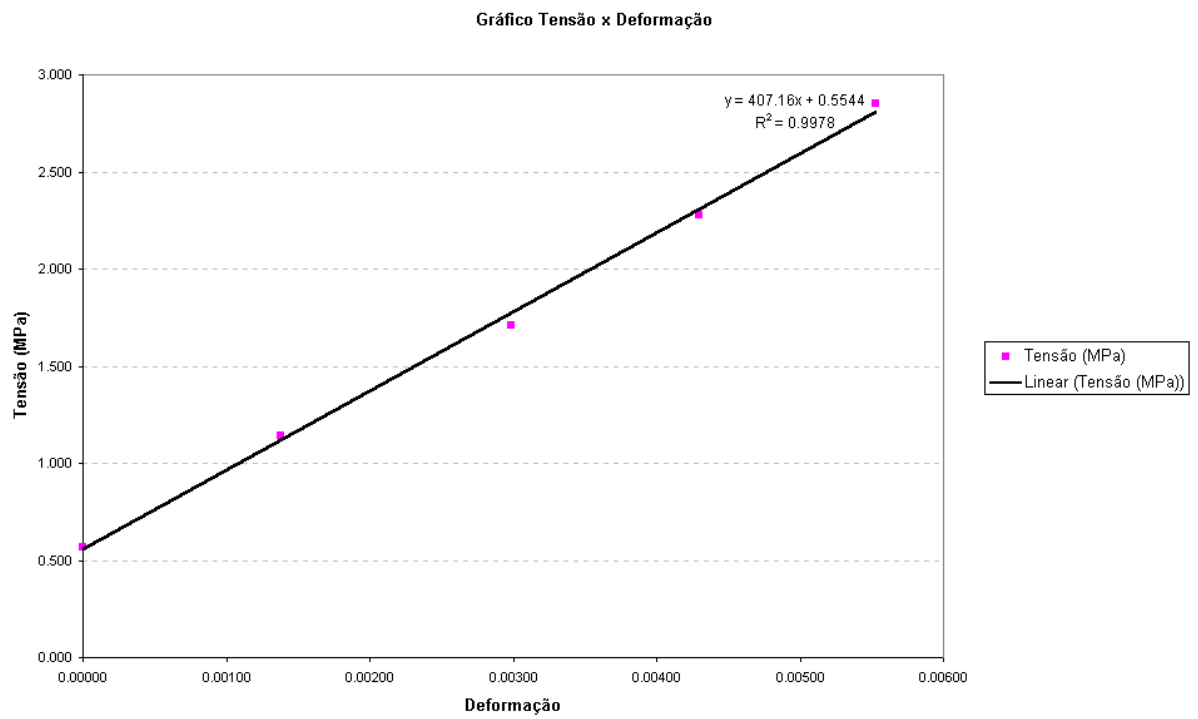
Características dos prismas:

- Resistência característica do bloco – 4,5 MPa
- Argamassa utilizada (Traço) – 1:2:6
- Seção de trabalho considerada – 351 m²
- Junta Vertical – Não Preenchida
- Idade dos Prismas – 32 dias

Prisma 1B

Data do ensaio: 20/10/2000
Altura do prisma: 41,0 cm
Carga de Ruptura: 119,0 Kn
Tensão de Ruptura: 3,39 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00138	0.590	0.540	0.565
6	60	1.709	0.00299	1.240	1.210	1.225
8	80	2.279	0.00429	1.650	1.870	1.760
10	100	2.849	0.00552	1.970	2.560	2.265

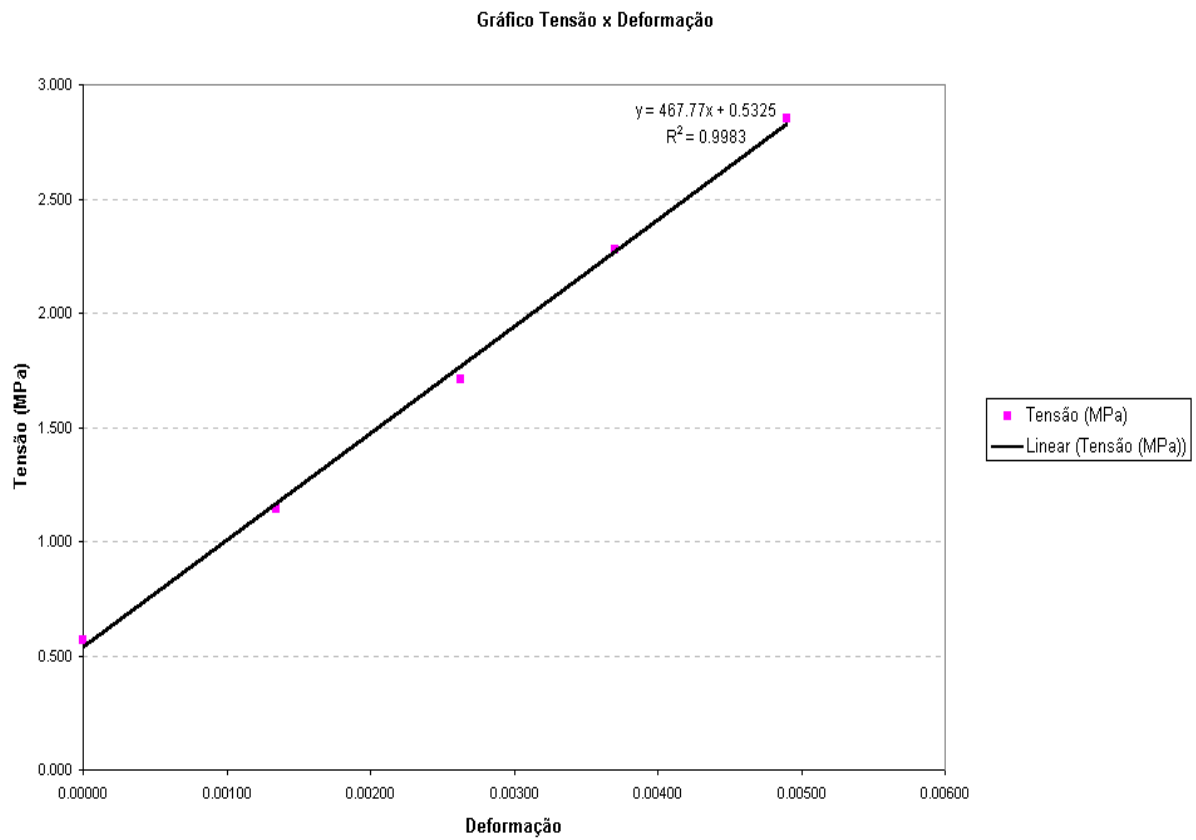


Prisma 2B

Data do ensaio: 20/10/2000

Altura do prisma: 40,5 cm
 Carga de Ruptura: 121,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,45 MPa

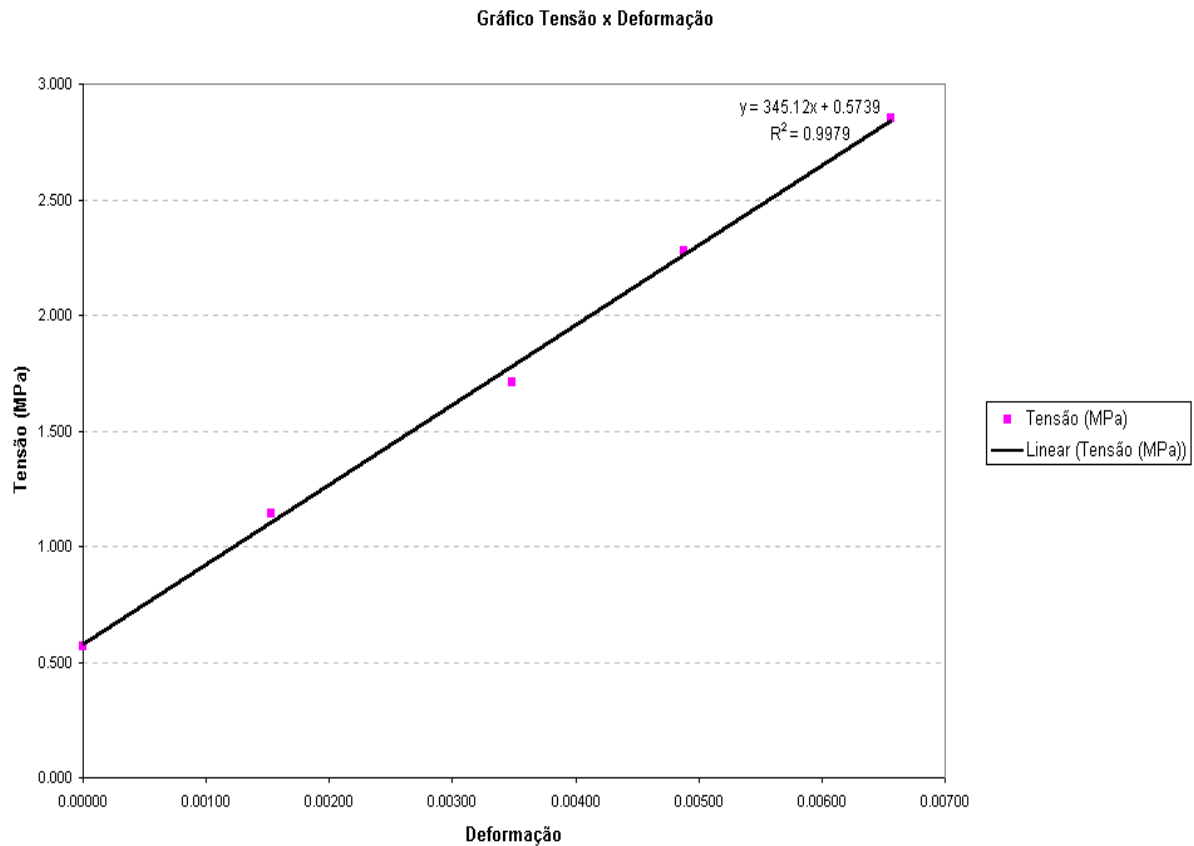
Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00135	0.600	0.490	0.545
6	60	1.709	0.00263	0.950	1.180	1.065
8	80	2.279	0.00370	1.210	1.790	1.500
10	100	2.849	0.00490	1.390	2.580	1.985



Prisma 3B

Data do ensaio: 20/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 109,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,11 MPa

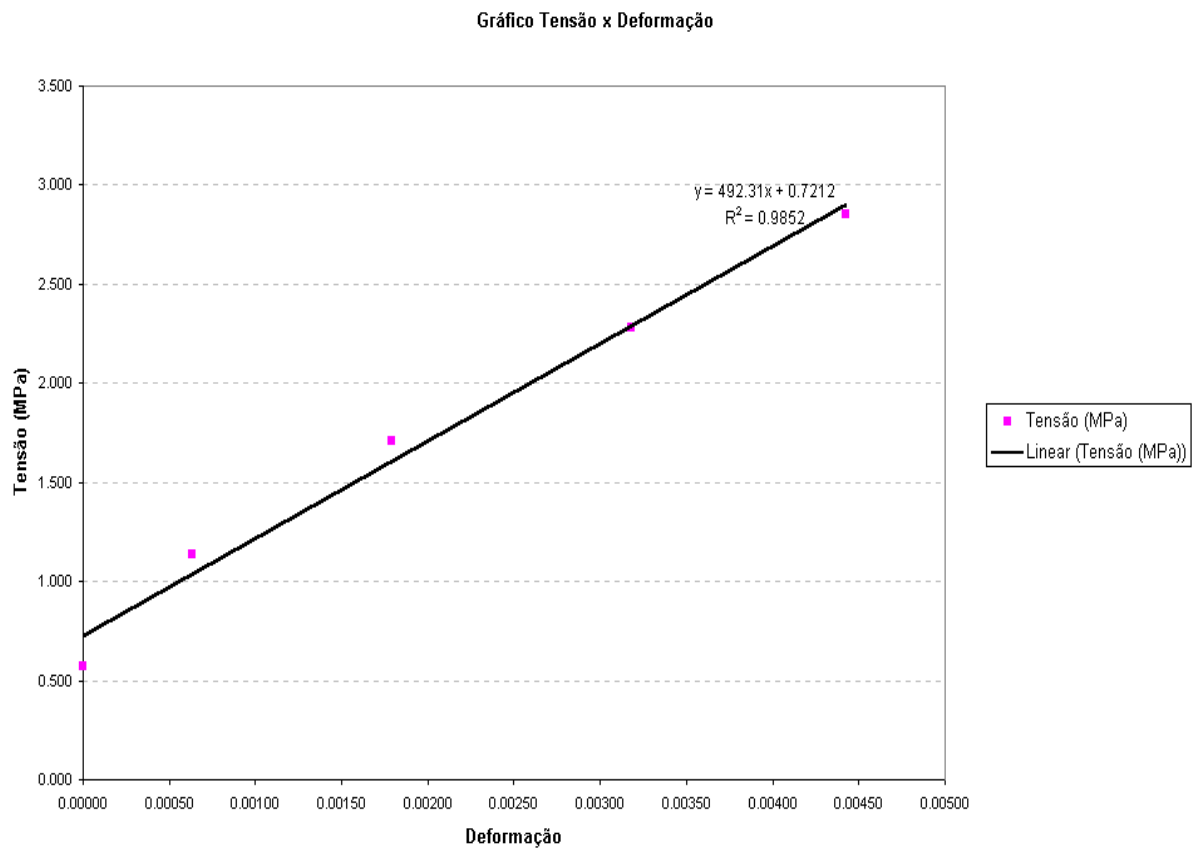
Carga (T)	Carga(Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00152	0.510	0.740	0.625
6	60	1.709	0.00349	0.960	1.900	1.430
8	80	2.279	0.00488	1.290	2.710	2.000
10	100	2.849	0.00656	1.700	3.680	2.690



Prisma 4B

Data do ensaio: 20/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 123,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,50 MPa

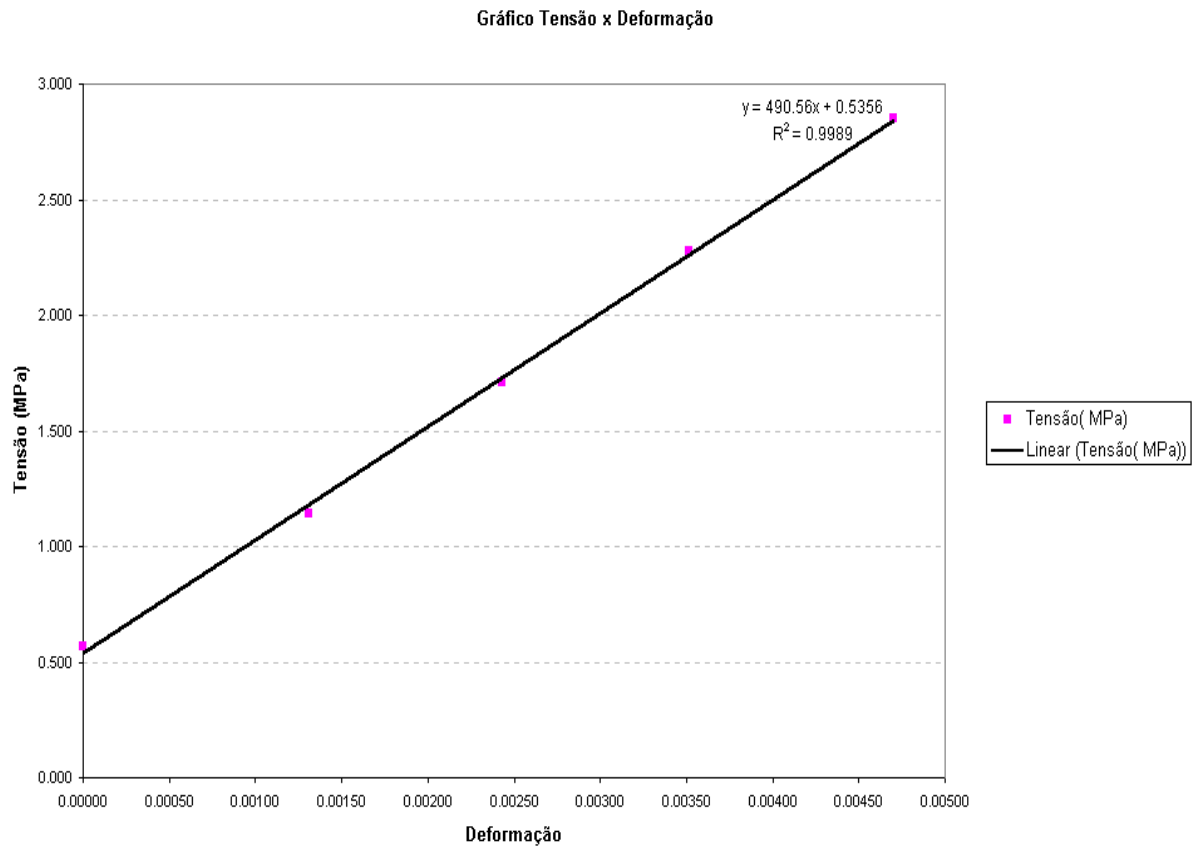
Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00063	0.190	0.330	0.260
6	60	1.709	0.00179	0.530	0.940	0.735
8	80	2.279	0.00318	0.910	1.700	1.305
10	100	2.849	0.00443	1.270	2.360	1.815



Prisma 5B

Data do ensaio: 20/10/2000
 Altura do prisma: 41,5 cm
 Carga de Ruptura: 117,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,33 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00131	0.630	0.460	0.545
6	60	1.709	0.00243	1.090	0.930	1.010
8	80	2.279	0.00352	1.500	1.420	1.460
10	100	2.849	0.00470	1.990	1.910	1.950

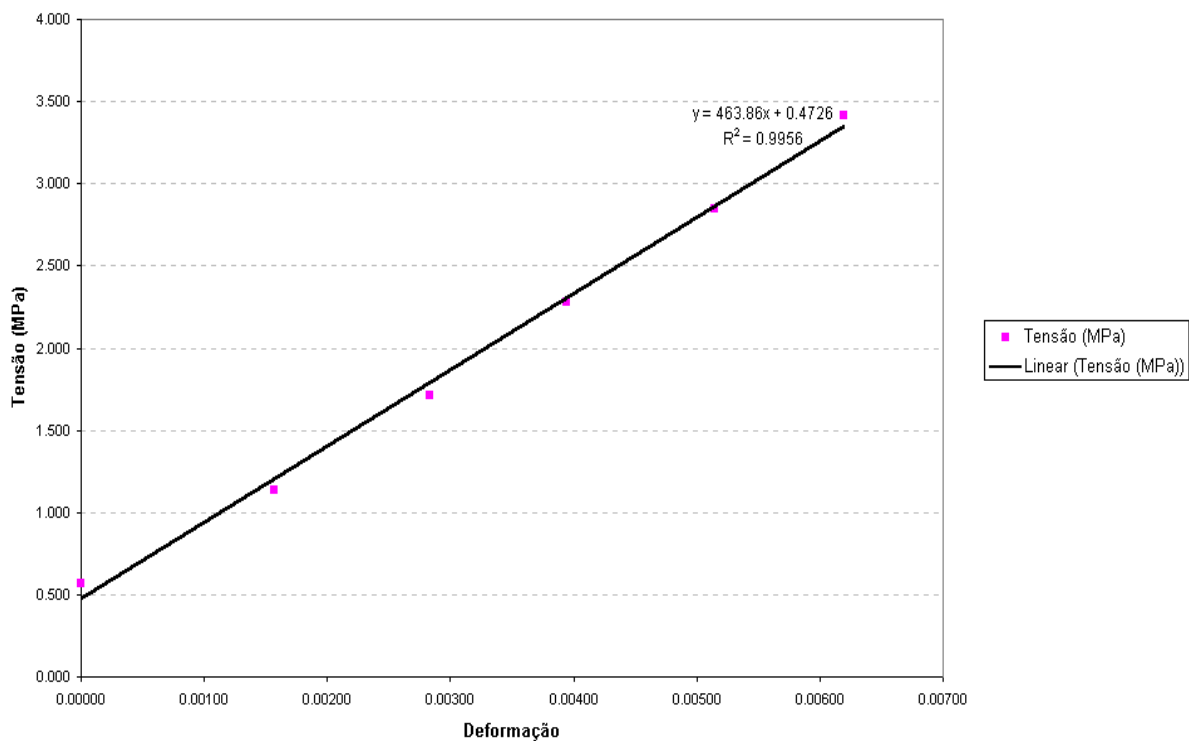


Prisma 6B

Data do ensaio: 20/10/2000
 Altura do prisma: 41,0 cm
 Carga de Ruptura: 139,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,96 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.001573	0.720	0.570	0.645
6	60	1.709	0.002829	1.250	1.070	1.160
8	80	2.279	0.003939	1.750	1.480	1.615
10	100	2.849	0.005146	2.240	1.980	2.110
12	120	3.419	0.006195	2.630	2.450	2.540

Gráfico Tensão x Deformação

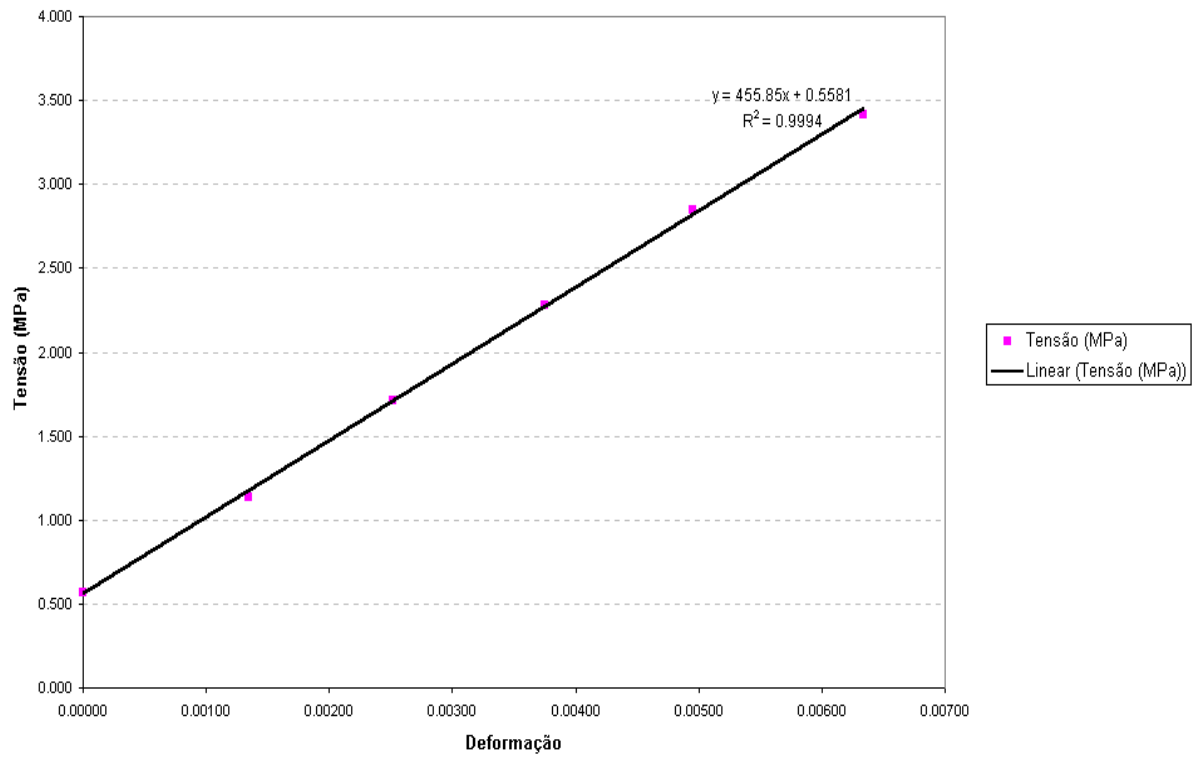


Prisma 7B

Data do ensaio: 20/10/2000
 Altura do prisma: 41,5 cm
 Carga de Ruptura: 135,0 Kn
 Tensão de Ruptura: 3,85 MPa

Carga (T)	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
2	20	0.570	0.00000	0.000	0.000	0.000
4	40	1.140	0.00135	0.630	0.490	0.560
6	60	1.709	0.00252	1.140	0.950	1.045
8	80	2.279	0.00375	1.610	1.500	1.555
10	100	2.849	0.00495	2.030	2.080	2.055
12	120	3.419	0.00634	2.460	2.800	2.630

Gráfico Tensão x Deformação



ANEXO B

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO

ANEXO B

PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO

Neste anexo estão apresentados os valores das dimensões dos prismas, carga, deslocamento e os gráficos de Tensão x Deformação de cada prisma ensaiado.

Os prismas de 1A a 9A são prismas ensaiados à compressão com junta vertical preenchida.

Os prismas de 1B a 9B são prismas ensaiados à compressão com junta vertical não preenchida.

Características dos prismas:

- Resistência característica do bloco – 2,5 MPa
- Argamassa utilizada (Traço) – 1:3:7,5
- Seção de trabalho considerada – 750 cm²
- Junta Vertical – Preenchida
- Constante do Anel – 45,68 Kgf

Prisma 1A

Idade do Prisma: 28 dias

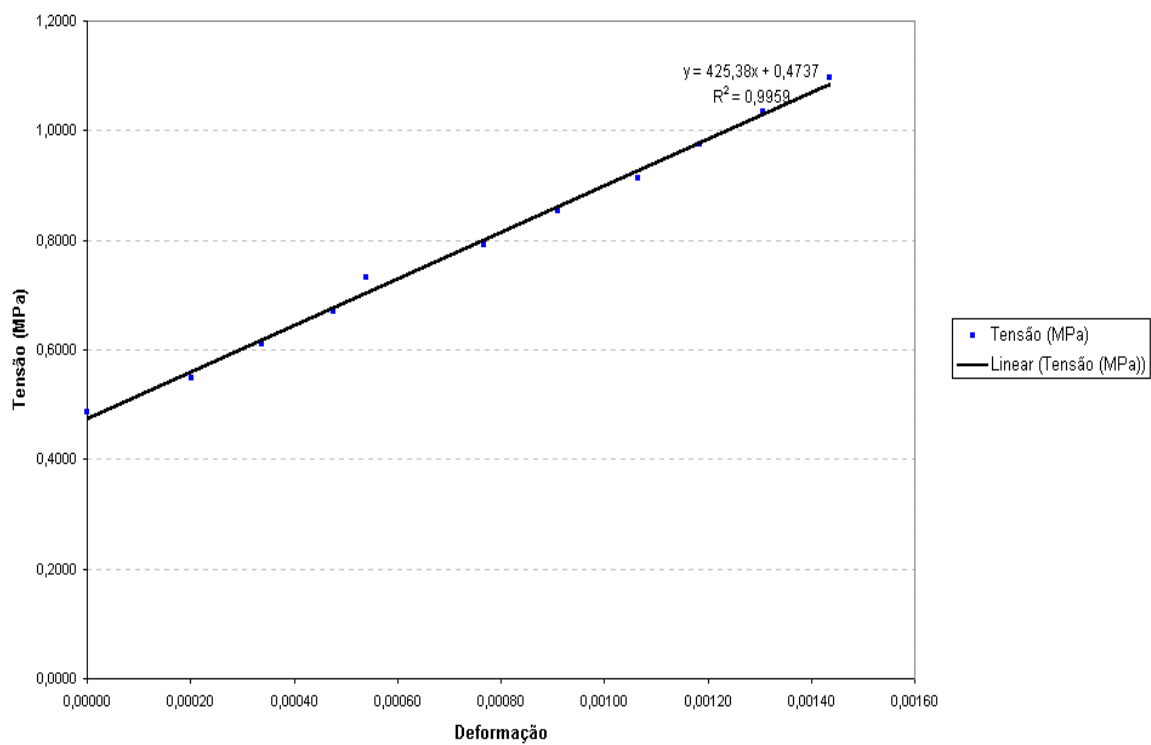
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 330 voltas = 150,74 Kn

Tensão de Ruptura: 2,01 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00020	0,10	0,150	0,125
100	45,68	0,6091	0,00034	0,190	0,230	0,210
110	50,25	0,6700	0,00048	0,270	0,320	0,295
120	54,82	0,7309	0,00054	0,360	0,310	0,335
130	59,38	0,7918	0,00077	0,450	0,500	0,475
140	63,95	0,8527	0,00091	0,540	0,590	0,565
150	68,52	0,9136	0,00106	0,630	0,690	0,660
160	73,09	0,9745	0,00119	0,700	0,770	0,735
170	77,66	1,0354	0,00131	0,780	0,840	0,810
180	82,22	1,0963	0,00144	0,850	0,930	0,890

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 1A)



Prisma 2A

Idade do Prisma: 28 dias

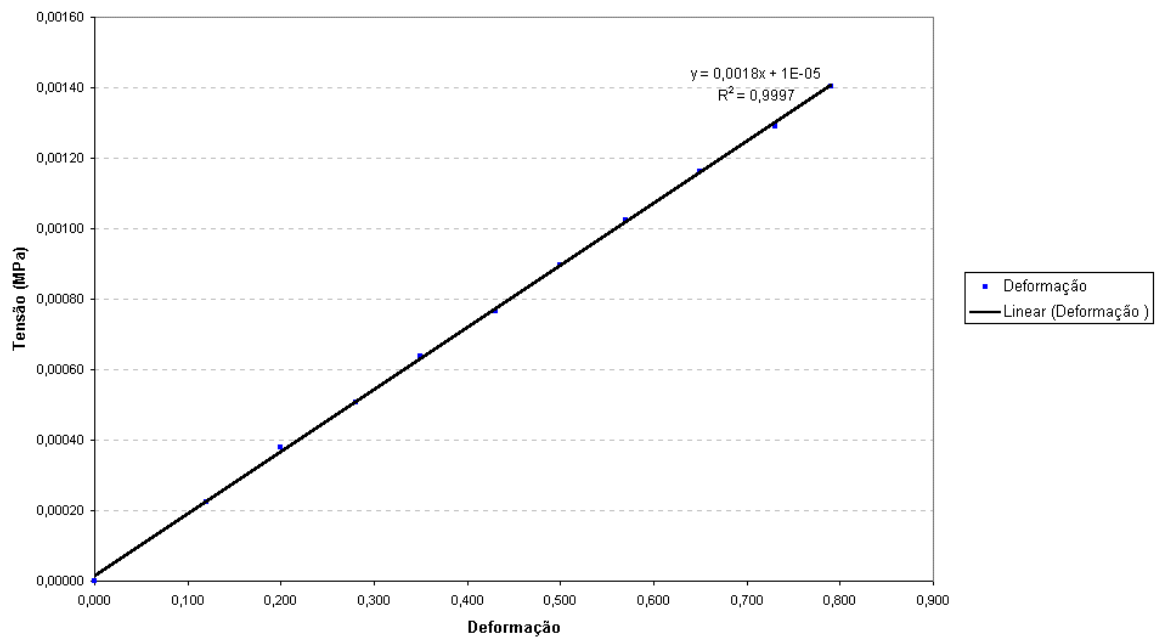
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 265 voltas = 121,05 Kn

Tensão de Ruptura: 1,61 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00023	0,120	0,160	0,140
100	45,68	0,6091	0,00038	0,200	0,270	0,235
110	50,25	0,6700	0,00051	0,280	0,350	0,315
120	54,82	0,7309	0,00064	0,350	0,440	0,395
130	59,38	0,7918	0,00077	0,430	0,520	0,475
140	63,95	0,8527	0,00090	0,500	0,610	0,555
150	68,52	0,9136	0,00102	0,570	0,700	0,635
160	73,09	0,9745	0,00116	0,650	0,790	0,720
170	77,66	1,0354	0,00129	0,730	0,870	0,800
180	82,22	1,0963	0,00140	0,790	0,950	0,870

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 2A)



Prisma 3A

Idade do Prisma: 28 dias

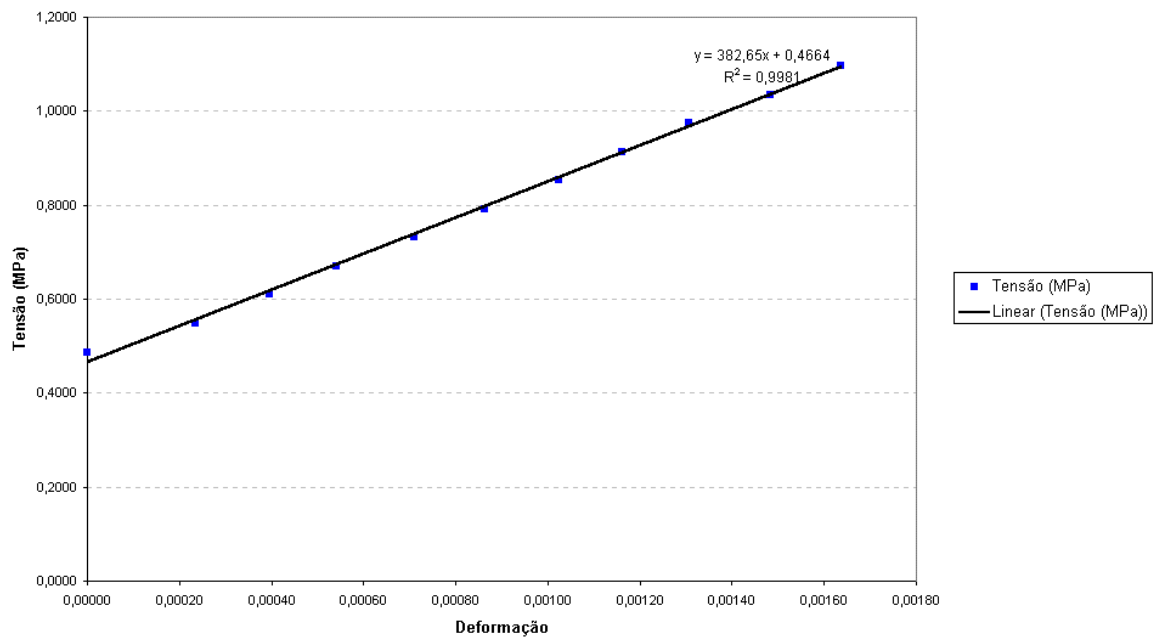
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 310 voltas = 141,61 Kn

Tensão de Ruptura: 1,89 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00023	0,130	0,160	0,145
100	45,68	0,6091	0,00040	0,220	0,270	0,245
110	50,25	0,6700	0,00054	0,310	0,360	0,335
120	54,82	0,7309	0,00071	0,410	0,470	0,440
130	59,38	0,7918	0,00086	0,500	0,570	0,535
140	63,95	0,8527	0,00102	0,600	0,670	0,635
150	68,52	0,9136	0,00116	0,680	0,760	0,720
160	73,09	0,9745	0,00131	0,770	0,850	0,810
170	77,66	1,0354	0,00148	0,880	0,960	0,920
180	82,22	1,0963	0,00164	0,980	1,050	1,015

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 3A)



Prisma 4A

Idade do Prisma: 28 dias

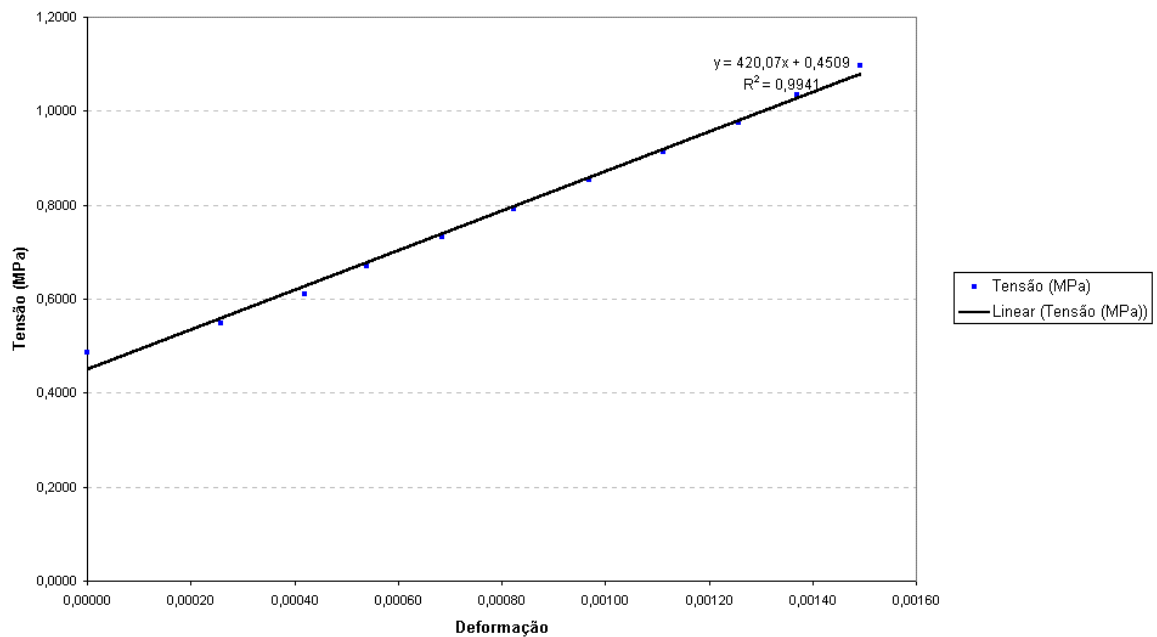
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 315 voltas = 143,89 Kn

Tensão de Ruptura: 1,92 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00026	0,150	0,170	0,160
100	45,68	0,6091	0,00042	0,260	0,260	0,260
110	50,25	0,6700	0,00054	0,350	0,320	0,335
120	54,82	0,7309	0,00069	0,450	0,400	0,425
130	59,38	0,7918	0,00082	0,550	0,470	0,510
140	63,95	0,8527	0,00097	0,650	0,550	0,600
150	68,52	0,9136	0,00111	0,760	0,620	0,690
160	73,09	0,9745	0,00126	0,860	0,700	0,780
170	77,66	1,0354	0,00137	0,950	0,750	0,850
180	82,22	1,0963	0,00149	1,040	0,810	0,925

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 4A)



Prisma 5A

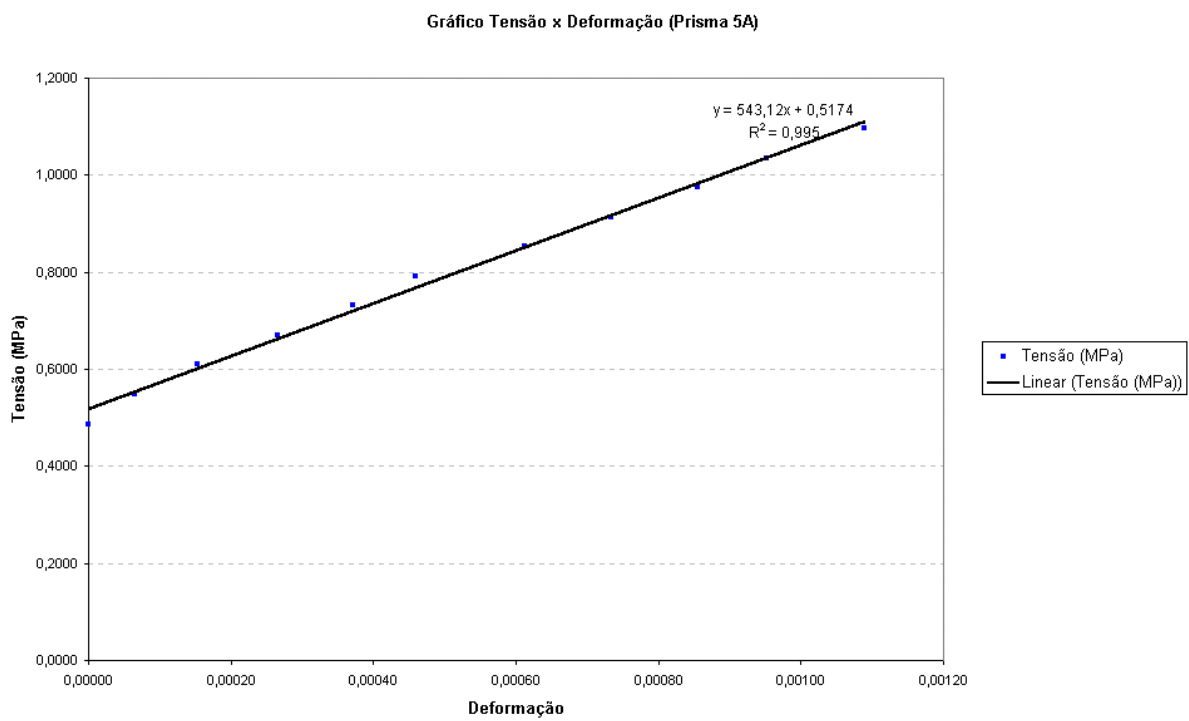
Idade do Prisma: 28 dias

Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 325 voltas = 148,46 Kn

Tensão de Ruptura: 1,98 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00006	0,040	0,040	0,040
100	45,68	0,6091	0,00015	0,080	0,110	0,095
110	50,25	0,6700	0,00027	0,140	0,190	0,165
120	54,82	0,7309	0,00037	0,190	0,270	0,230
130	59,38	0,7918	0,00046	0,250	0,320	0,285
140	63,95	0,8527	0,00061	0,330	0,430	0,380
150	68,52	0,9136	0,00073	0,390	0,520	0,455
160	73,09	0,9745	0,00085	0,460	0,600	0,530
170	77,66	1,0354	0,00095	0,510	0,670	0,590
180	82,22	1,0963	0,00109	0,580	0,770	0,675

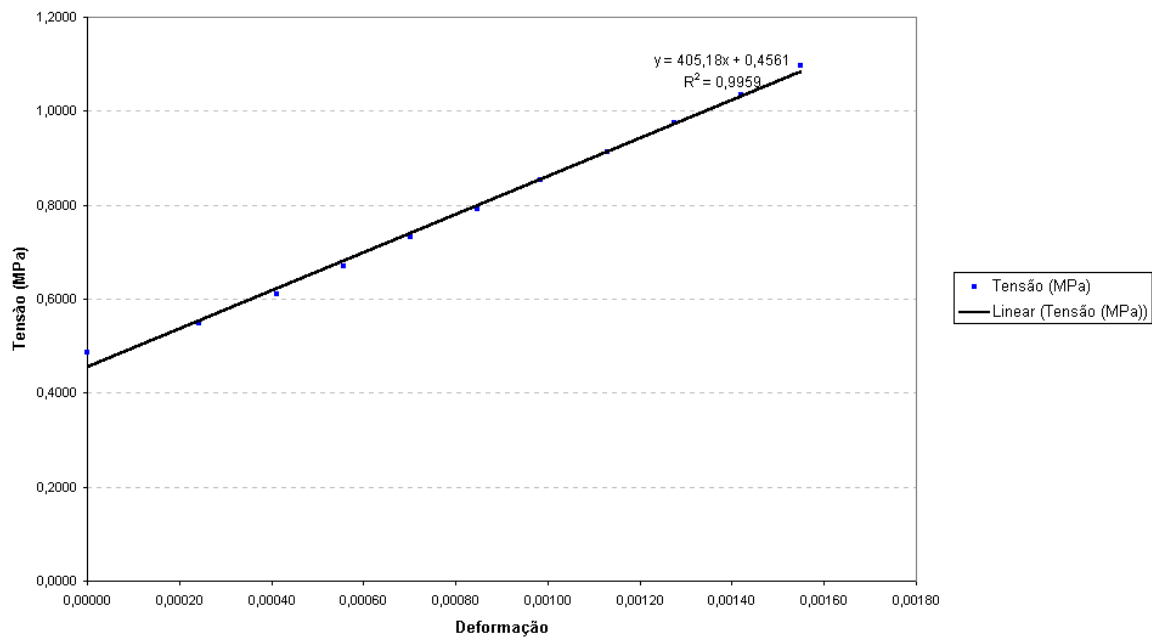


Prisma 6A

Idade do Prisma: 28 dias
 Altura do prisma: 62 cm
 Carga de Ruptura: 280 voltas = 127,90 Kn
 Tensão de Ruptura: 1,71 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00024	0,130	0,170	0,150
100	45,68	0,6091	0,00041	0,210	0,300	0,255
110	50,25	0,6700	0,00056	0,290	0,400	0,345
120	54,82	0,7309	0,00070	0,360	0,510	0,435
130	59,38	0,7918	0,00085	0,430	0,620	0,525
140	63,95	0,8527	0,00098	0,500	0,720	0,610
150	68,52	0,9136	0,00113	0,570	0,830	0,700
160	73,09	0,9745	0,00127	0,640	0,940	0,790
170	77,66	1,0354	0,00142	0,710	1,050	0,880
180	82,22	1,0963	0,00155	0,770	1,150	0,960

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 6A)



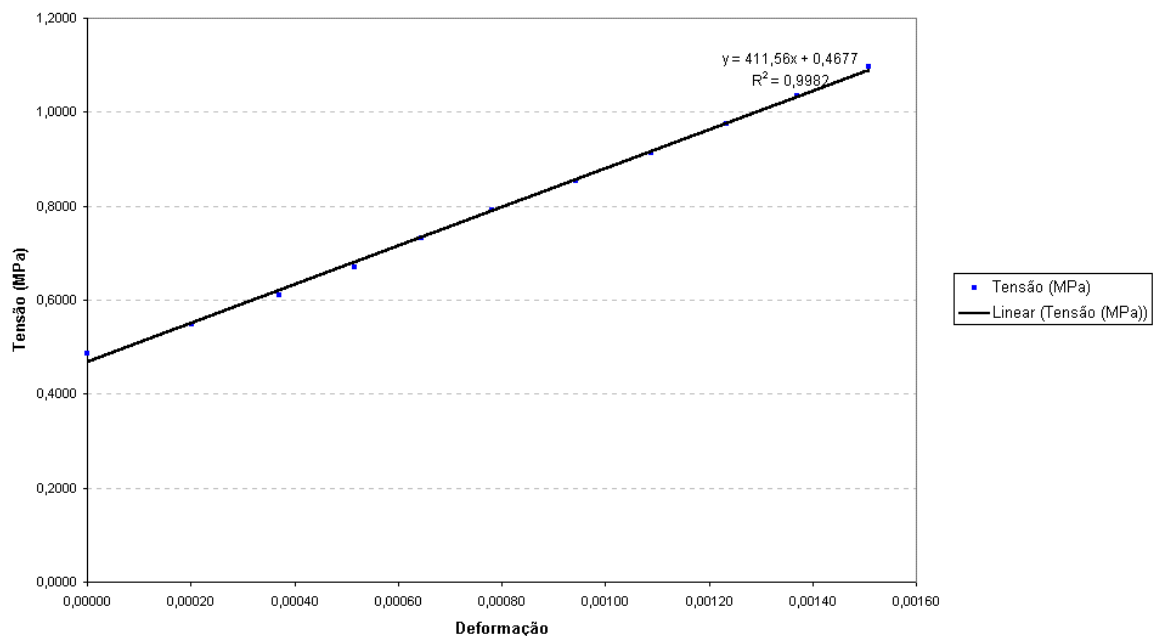
Prisma 7A

Idade do Prisma: 28 dias

Altura do prisma: 62 cm
 Carga de Ruptura: 275 voltas = 125,62 Kn
 Tensão de Ruptura: 1,67 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00020	0,130	0,120	0,125
100	45,68	0,6091	0,00037	0,240	0,220	0,230
110	50,25	0,6700	0,00052	0,330	0,310	0,320
120	54,82	0,7309	0,00065	0,420	0,380	0,400
130	59,38	0,7918	0,00078	0,510	0,460	0,485
140	63,95	0,8527	0,00094	0,620	0,550	0,585
150	68,52	0,9136	0,00109	0,710	0,640	0,675
160	73,09	0,9745	0,00123	0,810	0,720	0,765
170	77,66	1,0354	0,00137	0,900	0,800	0,850
180	82,22	1,0963	0,00151	0,990	0,880	0,935

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 7A)



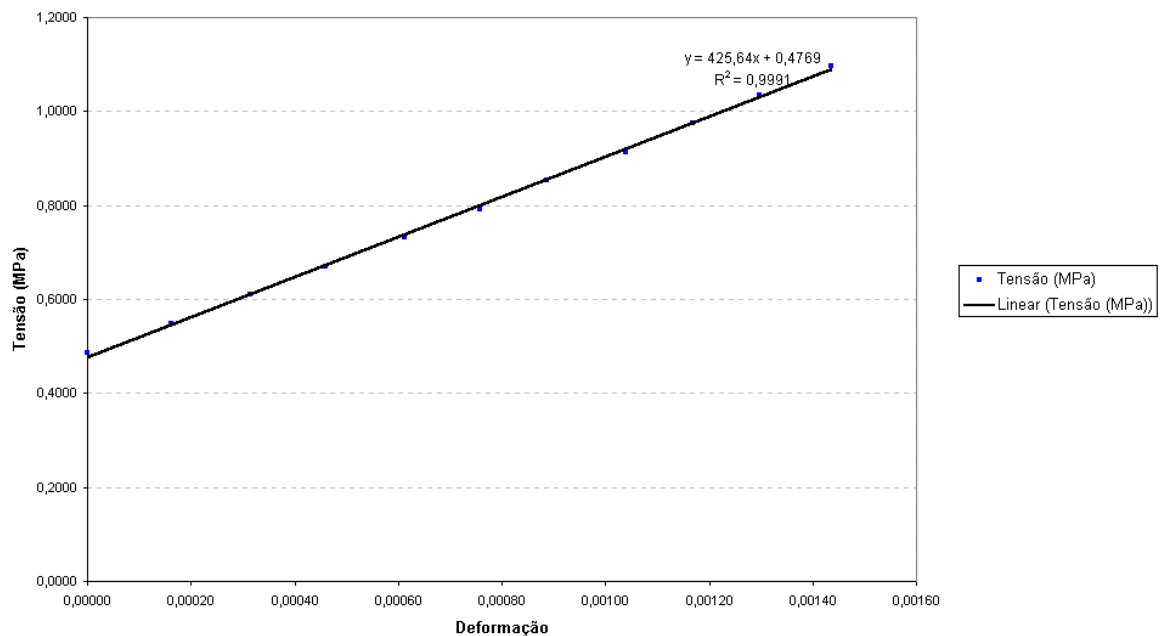
Prisma 8A

Idade do Prisma: 28 dias
 Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 272 voltas = 124,25 Kn
Tensão de Ruptura: 1,66 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00016	0,100	0,100	0,100
100	45,68	0,6091	0,00031	0,200	0,190	0,195
110	50,25	0,6700	0,00046	0,300	0,270	0,285
120	54,82	0,7309	0,00061	0,400	0,360	0,380
130	59,38	0,7918	0,00076	0,500	0,440	0,470
140	63,95	0,8527	0,00089	0,590	0,510	0,550
150	68,52	0,9136	0,00104	0,690	0,600	0,645
160	73,09	0,9745	0,00117	0,780	0,670	0,725
170	77,66	1,0354	0,00130	0,870	0,740	0,805
180	82,22	1,0963	0,00144	0,970	0,810	0,890

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 8A)



Prisma 9A

Idade do Prisma: 28 dias

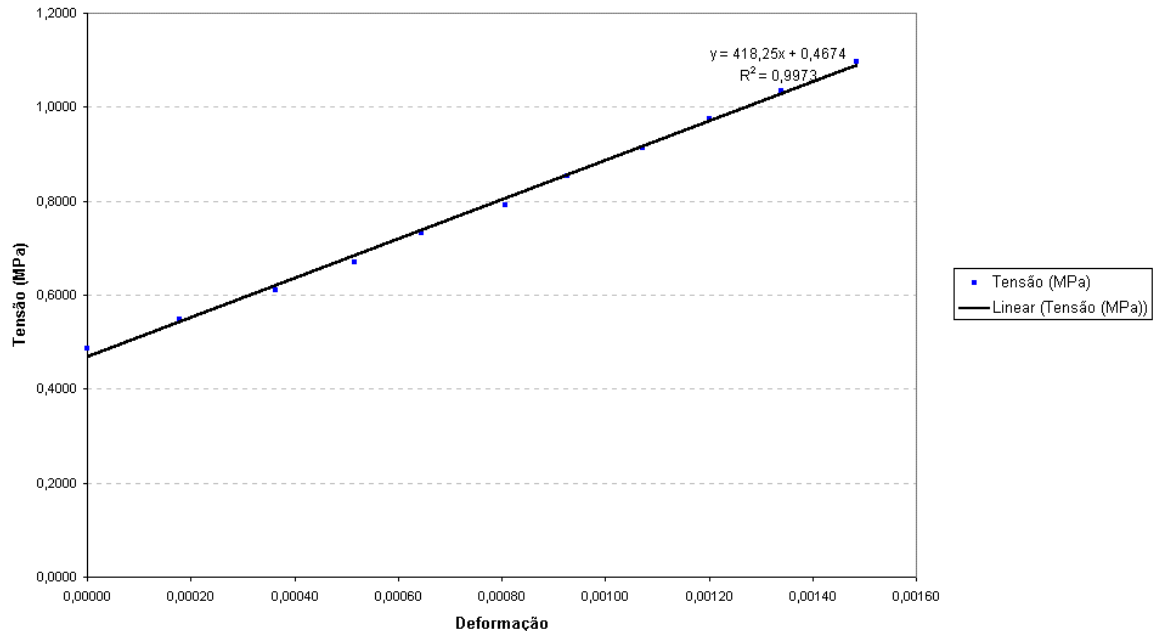
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 282 voltas = 128,82 Kn

Tensão de Ruptura: 1,72 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36,54	0,4873	0,00000	0,000	0,000	0,000
90	41,11	0,5482	0,00018	0,090	0,130	0,110
100	45,68	0,6091	0,00036	0,190	0,260	0,225
110	50,25	0,6700	0,00052	0,280	0,360	0,320
120	54,82	0,7309	0,00065	0,350	0,450	0,400
130	59,38	0,7918	0,00081	0,440	0,560	0,500
140	63,95	0,8527	0,00093	0,510	0,640	0,575
150	68,52	0,9136	0,00107	0,590	0,740	0,665
160	73,09	0,9745	0,00120	0,670	0,820	0,745
170	77,66	1,0354	0,00134	0,750	0,910	0,830
180	82,22	1,0963	0,00148	0,840	1,000	0,920

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 9A)



Características dos prismas:

- Resistência característica do bloco – 2,5 MPa
- Argamassa utilizada (Traço) – 1:3:7,5

- Seção de trabalho considerada – 750 cm²
- Junta Vertical – Não Preenchida
- Constante do Anel – 45,68 Kgf

Prisma 1B

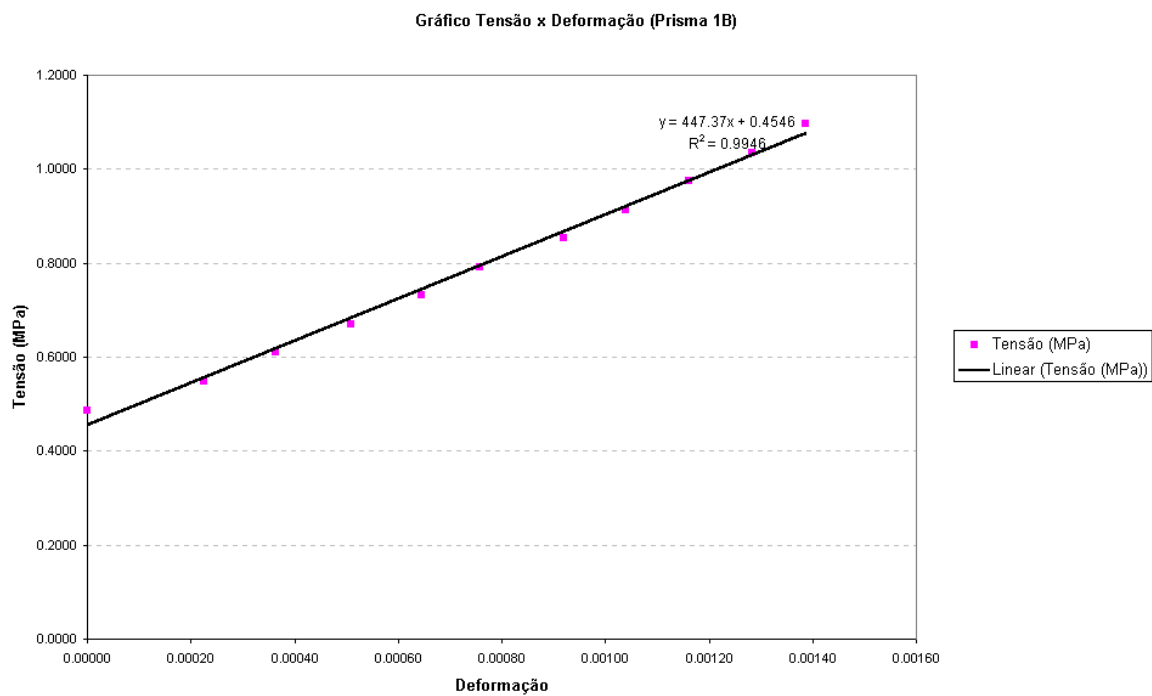
Idade do Prisma: 28 dias

Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 220 voltas = 100,50 Kn

Tensão de Ruptura: 1,34 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00023	0.130	0.150	0.140
100	45.68	0.6091	0.00036	0.220	0.230	0.225
110	50.25	0.6700	0.00051	0.310	0.320	0.315
120	54.82	0.7309	0.00065	0.400	0.400	0.400
130	59.38	0.7918	0.00076	0.460	0.480	0.470
140	63.95	0.8527	0.00092	0.580	0.560	0.570
150	68.52	0.9136	0.00104	0.660	0.630	0.645
160	73.09	0.9745	0.00116	0.750	0.690	0.720
170	77.66	1.0354	0.00128	0.830	0.760	0.795
180	82.22	1.0963	0.00139	0.900	0.820	0.860



Prisma 2B

Idade do Prisma: 28 dias

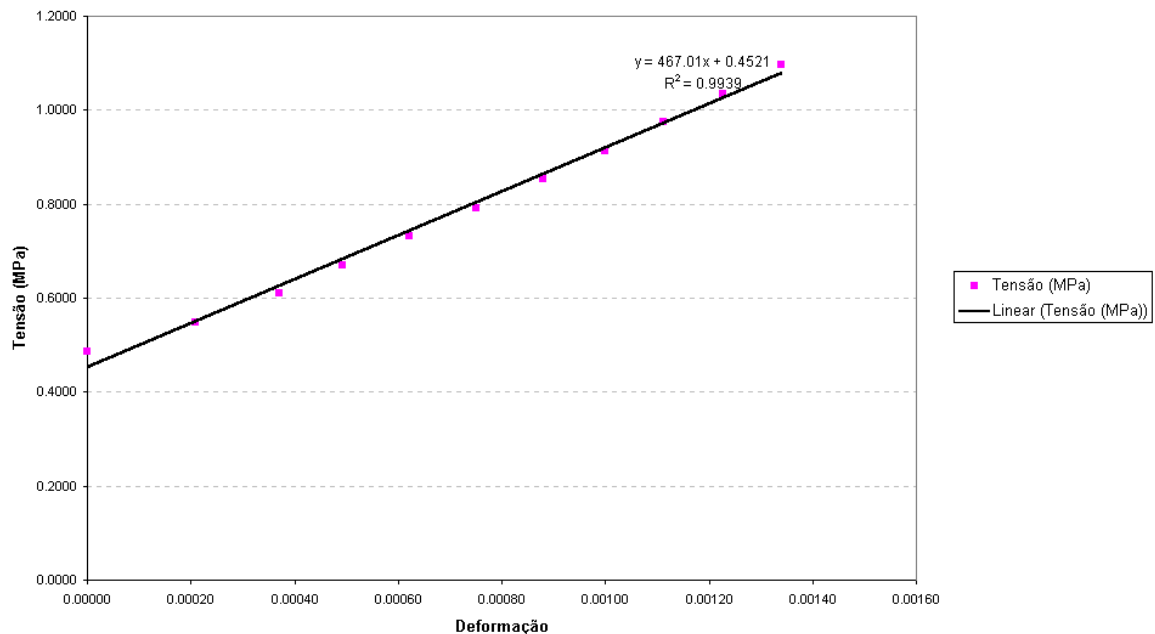
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 310 voltas = 141,61 Kn

Tensão de Ruptura: 1,89 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00021	0.130	0.130	0.130
100	45.68	0.6091	0.00037	0.230	0.230	0.230
110	50.25	0.6700	0.00049	0.300	0.310	0.305
120	54.82	0.7309	0.00062	0.380	0.390	0.385
130	59.38	0.7918	0.00075	0.460	0.470	0.465
140	63.95	0.8527	0.00088	0.540	0.550	0.545
150	68.52	0.9136	0.00100	0.620	0.620	0.620
160	73.09	0.9745	0.00111	0.690	0.690	0.690
170	77.66	1.0354	0.00123	0.760	0.760	0.760
180	82.22	1.0963	0.00134	0.830	0.830	0.830

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 2B)



Prisma 3B

Idade do Prisma: 28 dias

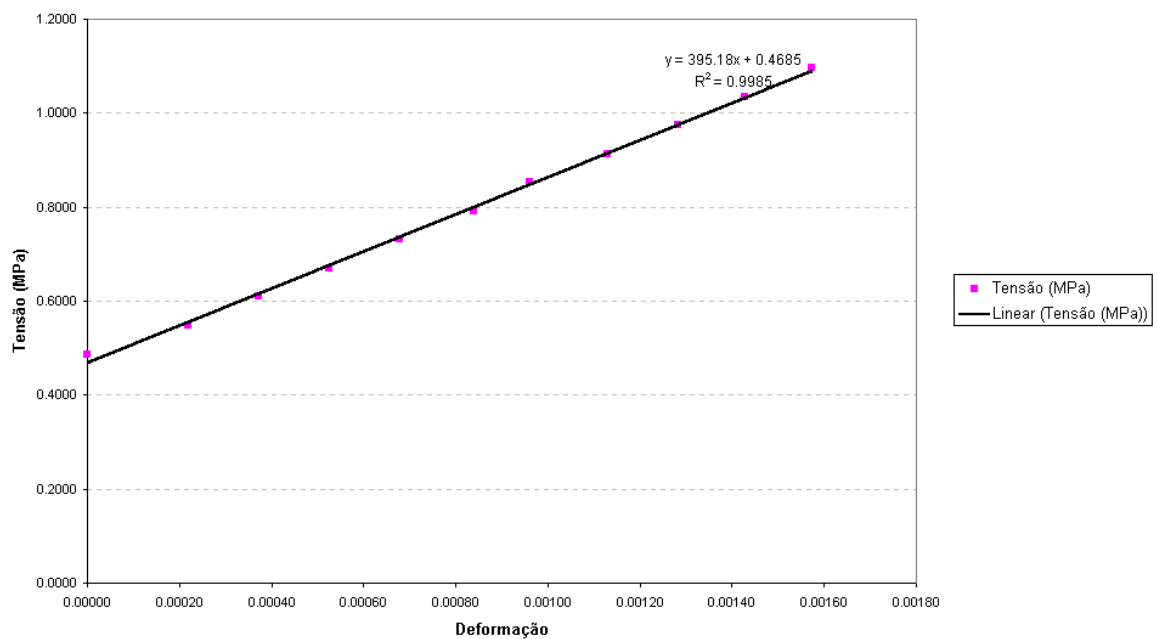
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 295 voltas = 134,76 Kn

Tensão de Ruptura: 1,80 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00022	0.110	0.160	0.135
100	45.68	0.6091	0.00037	0.180	0.280	0.230
110	50.25	0.6700	0.00052	0.260	0.390	0.325
120	54.82	0.7309	0.00068	0.340	0.500	0.420
130	59.38	0.7918	0.00084	0.410	0.630	0.520
140	63.95	0.8527	0.00096	0.460	0.730	0.595
150	68.52	0.9136	0.00113	0.560	0.840	0.700
160	73.09	0.9745	0.00128	0.630	0.960	0.795
170	77.66	1.0354	0.00143	0.700	1.070	0.885
180	82.22	1.0963	0.00157	0.770	1.180	0.975

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 3B)



Prisma 4B

Idade do Prisma: 28 dias

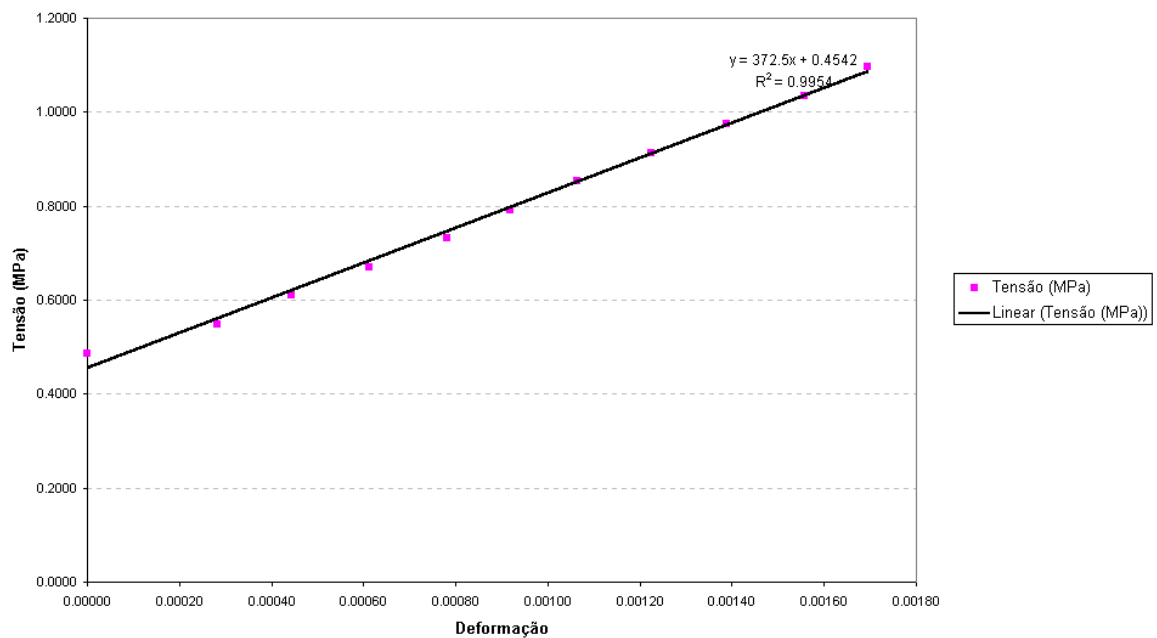
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 280 voltas = 127,90 Kn

Tensão de Ruptura: 1,71 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deformação (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00028	0.110	0.240	0.175
100	45.68	0.6091	0.00044	0.200	0.350	0.275
110	50.25	0.6700	0.00061	0.280	0.480	0.380
120	54.82	0.7309	0.00078	0.360	0.610	0.485
130	59.38	0.7918	0.00092	0.430	0.710	0.570
140	63.95	0.8527	0.00106	0.500	0.820	0.660
150	68.52	0.9136	0.00123	0.580	0.940	0.760
160	73.09	0.9745	0.00139	0.660	1.060	0.860
170	77.66	1.0354	0.00156	0.750	1.180	0.965
180	82.22	1.0963	0.00169	0.820	1.280	1.050

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 4B)



Prisma 5B

Idade do Prisma: 28 dias

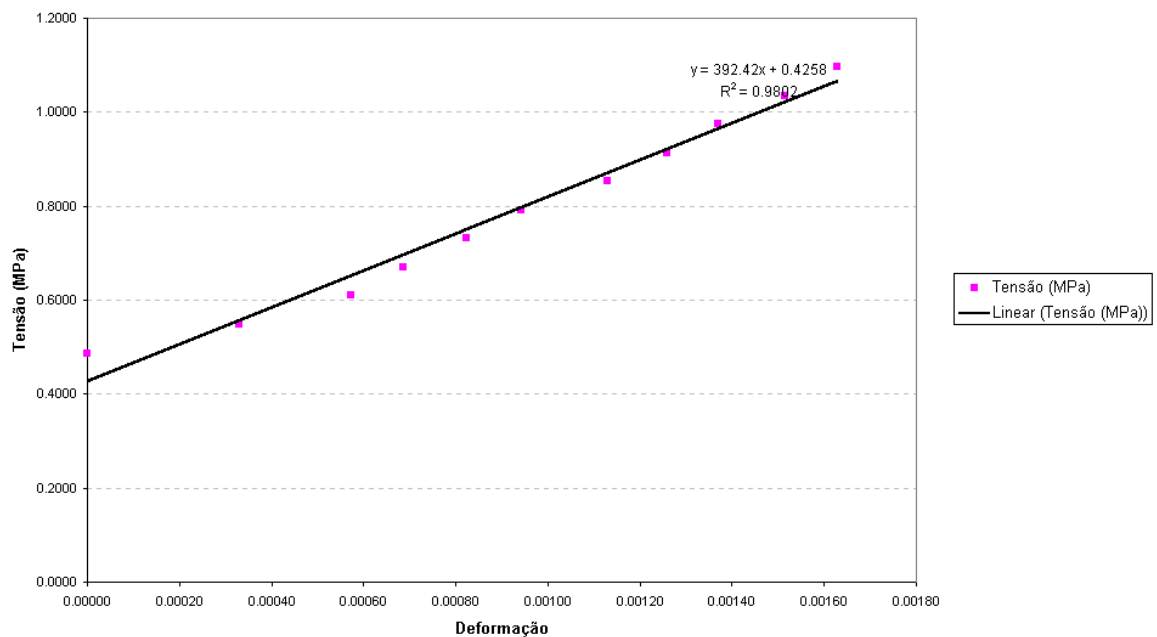
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 335 voltas = 153,03 Kn

Tensão de Ruptura: 2,04 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00033	0.180	0.230	0.205
100	45.68	0.6091	0.00057	0.310	0.400	0.355
110	50.25	0.6700	0.00069	0.370	0.480	0.425
120	54.82	0.7309	0.00082	0.450	0.570	0.510
130	59.38	0.7918	0.00094	0.510	0.660	0.585
140	63.95	0.8527	0.00113	0.620	0.780	0.700
150	68.52	0.9136	0.00126	0.690	0.870	0.780
160	73.09	0.9745	0.00137	0.750	0.950	0.850
170	77.66	1.0354	0.00152	0.810	1.070	0.940
180	82.22	1.0963	0.00163	0.890	1.130	1.010

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 5B)



Prisma 6B

Idade do Prisma: 28 dias

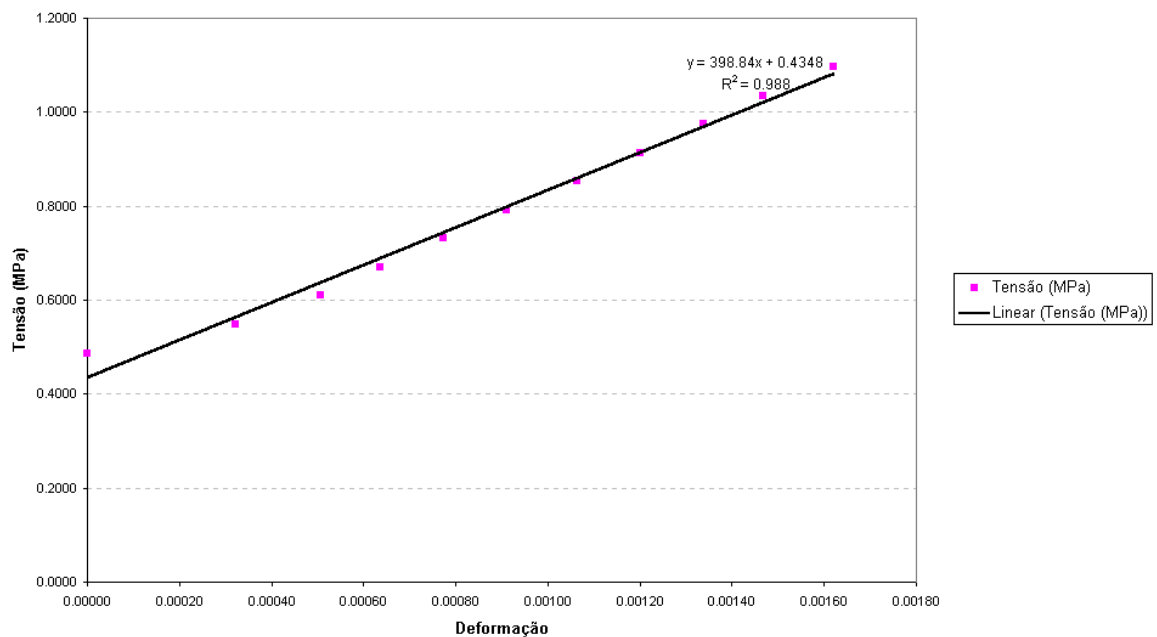
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 285 voltas = 130,19 Kn

Tensão de Ruptura: 1,74 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00032	0.200	0.200	0.200
100	45.68	0.6091	0.00051	0.300	0.330	0.315
110	50.25	0.6700	0.00064	0.370	0.420	0.395
120	54.82	0.7309	0.00077	0.450	0.510	0.480
130	59.38	0.7918	0.00091	0.530	0.600	0.565
140	63.95	0.8527	0.00106	0.610	0.710	0.660
150	68.52	0.9136	0.00120	0.690	0.800	0.745
160	73.09	0.9745	0.00134	0.770	0.890	0.830
170	77.66	1.0354	0.00147	0.840	0.980	0.910
180	82.22	1.0963	0.00162	0.940	1.070	1.005

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 6B)



Prisma 7B

Idade do Prisma: 28 dias

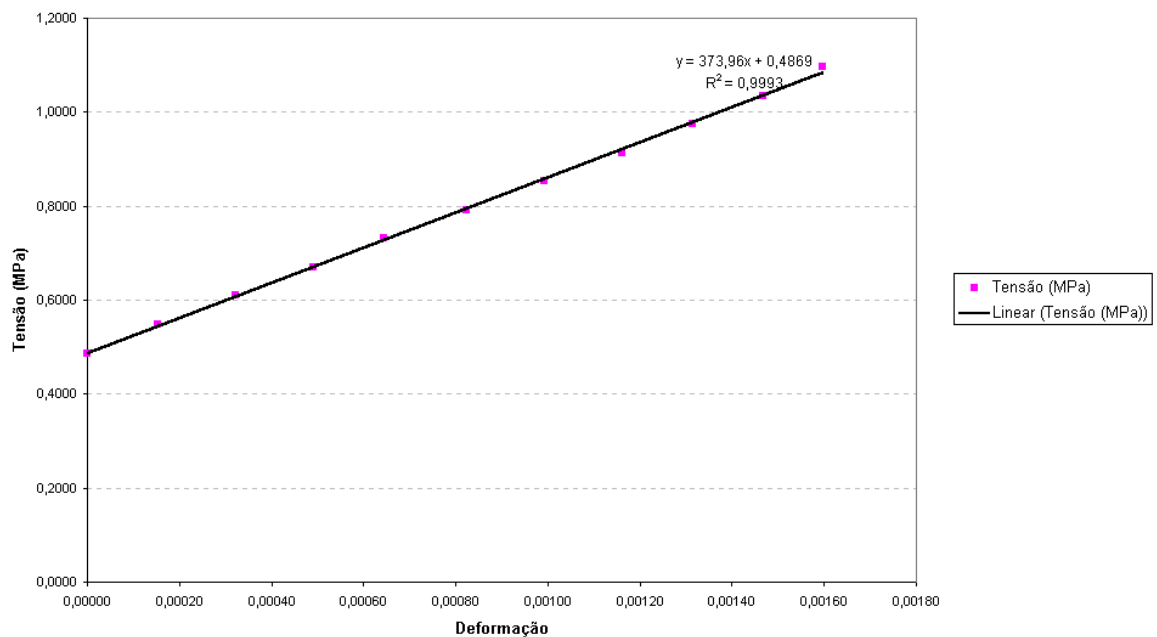
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 262 voltas = 119,68 Kn

Tensão de Ruptura: 1,60 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00015	0.070	0.120	0.095
100	45.68	0.6091	0.00032	0.150	0.250	0.200
110	50.25	0.6700	0.00049	0.240	0.370	0.305
120	54.82	0.7309	0.00065	0.320	0.480	0.400
130	59.38	0.7918	0.00082	0.420	0.600	0.510
140	63.95	0.8527	0.00099	0.520	0.710	0.615
150	68.52	0.9136	0.00116	0.620	0.820	0.720
160	73.09	0.9745	0.00131	0.720	0.910	0.815
170	77.66	1.0354	0.00147	0.810	1.010	0.910
180	82.22	1.0963	0.00160	0.900	1.080	0.990

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 7B)



Prisma 8B

Idade do Prisma: 28 dias

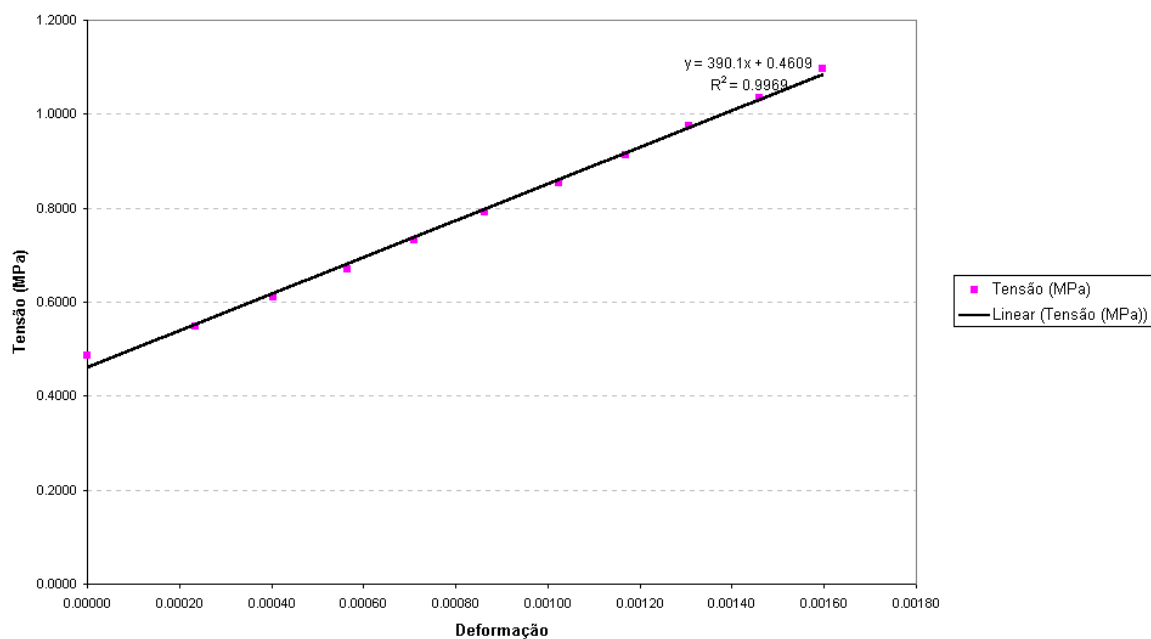
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 283 voltas = 129,27 Kn

Tensão de Ruptura: 1,72 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00023	0.140	0.150	0.145
100	45.68	0.6091	0.00040	0.260	0.240	0.250
110	50.25	0.6700	0.00056	0.360	0.340	0.350
120	54.82	0.7309	0.00071	0.450	0.430	0.440
130	59.38	0.7918	0.00086	0.540	0.530	0.535
140	63.95	0.8527	0.00102	0.640	0.630	0.635
150	68.52	0.9136	0.00117	0.730	0.720	0.725
160	73.09	0.9745	0.00131	0.820	0.800	0.810
170	77.66	1.0354	0.00146	0.920	0.890	0.905
180	82.22	1.0963	0.00160	1.010	0.970	0.990

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 8A)



Prisma 9B

Idade do Prisma: 28 dias

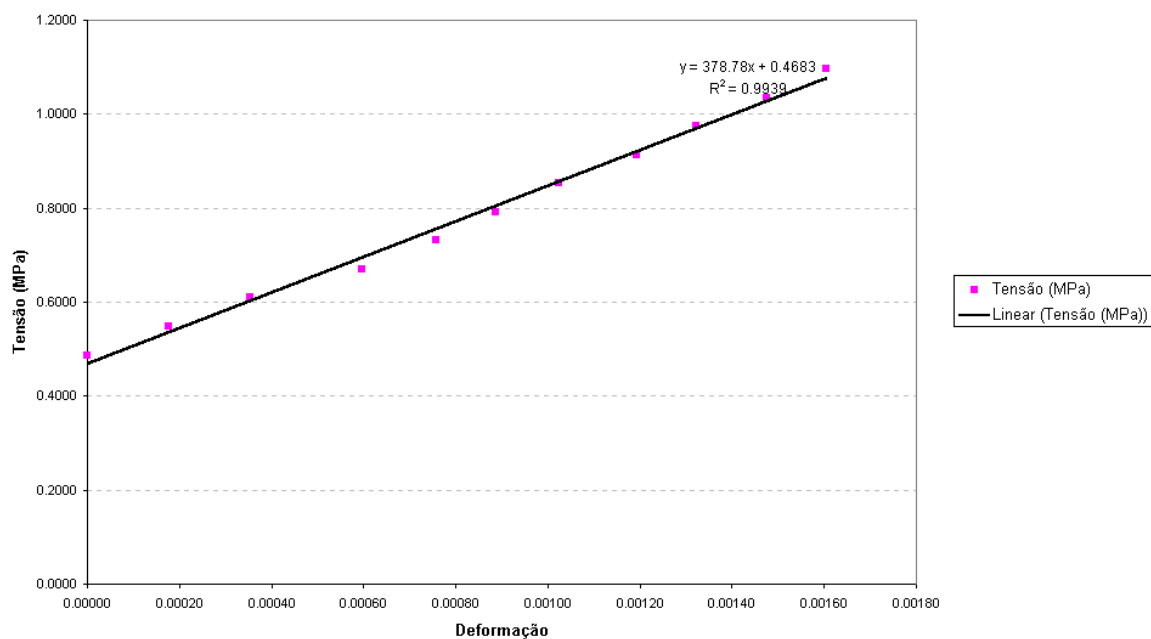
Altura do prisma: 62 cm

Carga de Ruptura: 300 voltas = 137,04 Kn

Tensão de Ruptura: 1,83 Mpa

Voltas do anel	Carga (Kn)	Tensão (MPa)	Deformação	Deslocamento (mm)		Média
				relógio 1	relógio 2	
80	36.54	0.4873	0.00000	0.000	0.000	0.000
90	41.11	0.5482	0.00018	0.130	0.090	0.110
100	45.68	0.6091	0.00035	0.260	0.180	0.220
110	50.25	0.6700	0.00060	0.420	0.320	0.370
120	54.82	0.7309	0.00076	0.540	0.400	0.470
130	59.38	0.7918	0.00089	0.620	0.480	0.550
140	63.95	0.8527	0.00102	0.720	0.550	0.635
150	68.52	0.9136	0.00119	0.840	0.640	0.740
160	73.09	0.9745	0.00132	0.930	0.710	0.820
170	77.66	1.0354	0.00148	1.040	0.790	0.915
180	82.22	1.0963	0.00160	1.140	0.850	0.995

Gráfico Tensão x Deformação (Prisma 9B)



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCI – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA.
Manual técnico de alvenaria. São Paulo, 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Compressive strength of prisms. ASTM E 447-84. Annual book of ASTM Standards. Philadelphia, 1987.

_____ Standard specification for masonry cement; C91. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. v.13, p.71-6.

_____ Standard specification for aggregate for masonry mortar; C144. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. v.16, p.123-24.

_____ Standard specification for mortar for unit masonry; C270. In: Annual Book of ASTM Standards; Philadelphia, 1982. v.16, p.167-81.

_____ Masonry mortars; a progress report. Skokie, Portland Cement Association, 1964.

ANDEREG, F. D. The effect of brick absorption characteristics upon mortar properties. American Society for testing and Materials, Proc., Philadelphia, 42:821-36, 1942.

ANDREWS, H. Mortar for brickwork, block construction and masonry. London HMSO – Building Research Station, 1950. (National Building Studies Bulletin 8).

ARAÚJO, M. M. – A Utilização da Alvenaria no Brasil: Implantação ao Presente. In: III Sim. Nac. de Tecnologia da Construção. Proceeding. São Paulo, 1987.

ARONI, S. et al. Autoclaved aerated concrete: properties, testing and design (Rilem recommended practice). London, E & FN SPON, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto – procedimento, NBR – 8798, 1985.

_____ Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão x deformação, NBR-8522. Rio de Janeiro, 1994.

_____ Blocos de concreto celular autoclavado: especificação – NBR - 13438. Rio de Janeiro, 1994 – a.

_____ Prismas de bloco de concreto para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão, NBR - 8215. Rio de Janeiro, 1982.

_____ Blocos vazados de concreto simples para alvenaria com função estrutural – Método de Ensaio, NBR – 7186, 1982.

_____ Especificações e Métodos de ensaio à compressão em blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural, NBR - 6136. Rio de Janeiro, 1980.

ATKINSON, R. H., e NOLAND, J. L. Investigation into the failure theory for brick masonry in compression. In: 3rd Canadian Masonry Symposium, 1985, Edmonton, Canada, Proceedings. 1985, p.5.1-5.17.

BESSEY, G. E. The world development and economic significance of the aerated concrete industry. In: International Congress on Lightweight Concrete, 1, London, 1968. Proceedings s.1., Cement and Concrete Association, 1968. v.1, p.203-12.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). Methods of testing mortars, screeds and plasters; BS 4551. London, 1980.

_____ Code of practice for structural use of masonry: unreinforced masonry; BS 5628; part 1. London, 1978.

_____ Code of practice for walling; brick and block masonry. London, 1973. (CP – 121; part 1).

CAMACHO, JEFFERSON SIDNEY – Alvenaria Estrutural Não Armada – Parâmetros Básicos a Serem Considerados no Projeto dos Elementos Resistentes. Dissertação de Mestrado – UFRGS – Agosto 1986.

CEB – COMITÉ EURO INTERNATIONAL DU BÉTON. Autoclaved aerated concrete. Lancaster, 1978.

CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION. An introduction to lightweight concrete, s.1., 1970. p.32. (Technical advisory series)

COLVILLE J. e WOLDE-TINSAE, A. Modulus of elasticity of clay brick masonry. In: 9th international brick/block masonry conference, 1991, Berlim, Alemanha, 1991 a, Proceedings. v.2, p.1136-1143.

COSTA, MARIENNE R. M. M. Métodos construtivos de alvenaria de vedação de blocos de concreto celular autoclavado. Dissertação de Mestrado – EPUSP – 1995.

DAVISON, J. I. Masonry mortar. Ottawa, National Research Council of Canada, 1974. (Canadian Building Digest – 163).

DAVIDSON, J. I. Loss of moisture from fresh mortars to bricks. Materials, Research & Standards, Philadelphia, 1(5): 383-88, May. 1961.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG (DIN). Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; DIN-18555; TEIL 1,2,3. Berlin. 1982.

_____ Blocos de concreto aerado e blocos planos de concreto aerado – DIN 4165. Berlin, 1984. Trad., s.n.t.

_____ Concreto aerado: peças de construção armadas – DIN 4223. Berlin, 1978. Tra., s.n.t.

_____ Mauerwerk berechnung and ausführung; DIN 1053. Berlin.1974.

DRYSDALE, R. G. e GAZZOLA, E. A. Strength and deformation properties of grouted dry-stacked, interlocking, concrete blocks system. In: 9th international brick/block masonry conference, 1991, Berlin, Alemanha, 1991, Proceedings. v1, p. 164-171.

DRYSDALE, R. G. e GAZZOLA, E. A. Strength and deformation properties of grouted dry-stacked, interlocking, concrete blocks system. In: 9th international brick/block masonry conference, 1991, Berlin, Alemanha, 1991, Proceedings. v.2, p. 735-742.

DRYSDALE, R. G. e PING GUO. Compressive strength for concrete block masonry based on the properties of constituent materials. In: 9th international brick/block masonry conference, 1991, Proceedings. v.2, p. 735-742.

EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Desenvolvimento de um método construtivo de alvenaria de vedação de blocos de concreto celular autoclavado. São Paulo, 1994. (Relatório final – Projeto EPUSP/ SICAL – 1).

_____ Desenvolvimento de um novo processo construtivo em alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: argamassa de assentamento para alvenaria estrutural. São Paulo, 1992. (Relatório R5 – 38 – Projeto EP/EM – 5).

_____ Desenvolvimento tecnológico de métodos construtivos para alvenarias e revestimentos: diretrizes para a produção e controle de dosagem das argamassas de assentamento e revestimento. São Paulo, 1989. (Documento 1.C.E. – Projeto).

FUSCO, P. B. (1976). Estruturas de concreto – Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas. 1. ed. São Paulo, Ed. McGraw-Hill. 1v.

GANESSAN, T. P. e RAMAMURTHY, K. “Behavior of concrete hollow-block masonry prisms under axial compression”. Structural Engineering Journal, v.118, nº 7,jul, 1992, p.1751-1769.

GASBETON. Manuale práctico. s.n.t.

GOMES, N. S. A resistência das paredes de alvenaria. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1983, 190 p.

GUIMARÃES, GILSON N. e FLEURY, SÉRGIO V. Avaliação da resistência à compressão simples de prismas de tijolos e blocos cerâmicos – Universidade Federal de Goiás – 1997.

HAMID, A. A. e DRYSDALE, R. G. “Suggested failure criteria for grouted masonry under axial compressive”. American Concrete Institute journal, 1979,76,nº 10, p. 1047-1061.

HEDSTROM, R. O. et al. Influence of mortar and blocks properties on shrinkage cracking of masonry walls. Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Chicago, 10(1):34-51, jan. 1968.

HILSDORF, HUBERT. Les matériaux de maçonnerie et leurs propriétés physiques In: Structures ne Maçonnerie. Paris, Comite Mixte International sur la Conception et L'Etude des Immeubles de Grande Hauteur, 1973.v.27, p.21-39.

HILSDORF, H. R. "Investigation into the failure mechanisms of bricks masonry loaded in axial compression". Designing, Engineering and construction with masonry product. Houston, Texas, Gulf Publishing Co., 1969, p.34-41.

HOUST, Y.; ALOU, F.; WITTMANN, F. H. Influence of moisture content on mechanical properties of autoclaved aerated concrete. In: WITTMANN, F. H. Autoclaved aerated concrete: moisture and properties. New York, Elsevier Scientific, 1983. p.219-34.

ISBERNER, A. W. Properties of masonry cement mortars. In: Designing engineering and constructing with masonry products. Houston, Gulf, 1969.p.42-50.

KLEIN, A. Multi-storey flat buildings in calcium silicate bricks and blocks and the testing of wall panels and of bricks, blocks and mortar for calculated masonry. In: Autoclaved calcium silicate building products. London, Society of Chemical Industry, 1967.p.239-251.

KNUTSON, H. H., e NIELSEN, J. "On the modulus of elasticity for masonry". Masonry Internacional journal, 1995, nº 175, v.9, p. 57-61.

LA ROVERE, HENRIETTE LEBRE e RODRIGUES, ROBERTO DE MELO. Análise do comportamento mecânico de prismas de alvenaria de blocos de concreto pelo MEF – Universidade Federal de Santa Catarina – 1997.

LEGATSKI, L. M. Cellular concrete. In: American Society for Testing and Materials. Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials. Philadelphia, 1978. p.836-851 (ASTM 169B).

LUCAS, J. A. C. Revestimentos para parâmetros interiores de paredes de alvenaria de blocos de betão celular autoclavado. Lisboa, 1986. v.2. Tese (Especialista e investigador auxiliar) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

MARTINELLI, F. A. Contribuição ao estudo de dosagem das argamassas mistas destinadas ao assentamento e revestimento de alvenarias – São Paulo, 1989. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MAURENBRECHER, A. H. P. Use of prisms test to determine compressive strength of masonry. In: 1st North American masonry conference, 1978, Boulder, Columbia, TMs, EUA, 1978, Proceedings. paper 91.

McNARY, W. S. e ABRAMS, D. P. “On the modulus of elasticity for masonry”. Structural Engineering journal, 1985, n° 4, v.111, p.857-870.

MEDEIROS, J. S. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1993, v.1, 239 p.

MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 1998, 180 p.

OLIN, H. B. ;SCHMIDT, J. L.; LEWIS, W. H. Construction: principles, materials & methods . 5. ed. USA, Van Nostrand Reinhold, 1990.

PAGE, A. W., SIMUNDIC, G. e HAN XIE."A study of the relationship between unit, prism, and wall strength for hollow masonry loaded in compression". 9th international brick/block masonry conference, 1991, Berlim, Alemanha, 1991, Proceedings. v.1, p.236-243.

PATTON, W. J. Construction materials. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1976.

PLUMMER, H. C. Brick and tile engineering. 2.ed. McLean. Brick Institute of America, 1962.

PRUDÊNCIO Tr., L. R. Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre resistência de unidade, prisma e parede. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1986, 123 P.

RASGDALE, L. A. & RAYNHAM, E.A Building materials technology. 2.ed. London, Edward Arnold, 1972.

ROSELLO, M. T. V. Morteros de cemento para albañileria. Madri, Instituto Eduardo Torroja, 1976. (Monografia 337).

SABBATINI, F. H. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1984, 298 p.

SABBATINI, F. H. Argamassas; notas de aula da disciplina Materiais de Construção Civil. São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção civil da Escola Politécnica da USP, 1981.

SAHLIN, SVEN. Structural masonry. Englewood Cliffs. Prentice-Hall, 1971.

HALON, R. & SOROKA, I. Consistency of cement-lime mortars. Materials, Research & Standards, Philadelphia, 4(9):465-71, Sept. 1964.

SOLÓRZANO, M. G. P. Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto. São Paulo, 1994. 203p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

TESUKA, Y. Concretos especiais. In: Simpósio de Desempenho de Materiais e Componentes de Construção Civil, 2., Florianópolis, 1989. Anais. Florianópolis, UFSC, 1989. p. 182-93.

URBAN, J. Lightweight concrete constructions. Trad. de Gábor Nagy. Budapest, Akadémiai Kiadó, 1963.