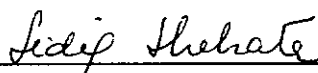


DUTILIDADE DE ELEMENTOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

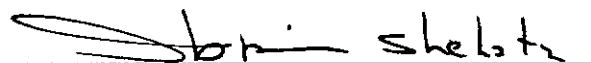
Henrique Oliveira Mendes

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

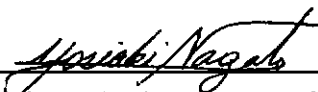
Aprovada por:



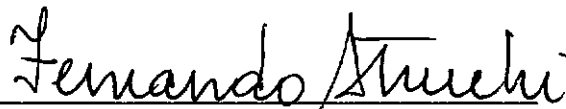
Profª Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.
(Presidente)



Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.



Prof. Yosiaki Nagato, D.Sc.



Prof. Fernando Rebouças Stucchi, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
SETEMBRO DE 1993

MENDES, HENRIQUE OLIVEIRA

Dutilidade de Elementos de Concreto de Alta Resistência [Rio de Janeiro] 1993. XIII, 148p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc. , Engenharia Civil, 1993).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Comportamento Estrutural do Concreto Armado.

I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

Resumo da tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

DUTILIDADE DE ELEMENTOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Henrique Oliveira Mendes

SETEMBRO, 1993

Orientadores: Profs. Lídia da Conceição Domingues Shehata e
Ibrahim Abd El Malik Shehata.

Programa : Engenharia Civil.

Embora a utilização do concreto de alta resistência tenha aumentado significativamente nos últimos anos, ainda existem alguns aspectos sobre suas propriedades e seu comportamento estrutural ainda não suficientemente esclarecidos. Entre eles, incluem-se os relativos à ductilidade, que é o assunto abordado neste trabalho.

Procurou-se aqui fazer um resumo do conhecimento atual sobre este assunto, enfocando a ductilidade dos materiais concreto e aço e a ductilidade dos elementos estruturais vigas e pilares, e também das ligações destes elementos.

São comentadas as influências de vários parâmetros na ductilidade e os aspectos que devem ser observados ao se projetar elementos de concreto de alta resistência para que eles venham a ter a adequada ductilidade.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

DUCTILITY OF HIGH STRENGTH CONCRETE ELEMENTS

Henrique Oliveira Mendes

SEPTEMBER, 1993

Thesis Supervisors: Lídia da Conceição Domingues Shehata and
Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering

Although the use of high-strength concrete has significantly increased in the last years, there are still some aspects about its properties and structural behaviour that are not properly clarified. Among them, it can be mentioned the ones related to ductility, subject studied in this work.

The aim of this report was to prepare a summarized state-of-the-art on this subject, dealing with ductility of the materials concrete and steel, and ductility of the structural elements beams and columns, as well as the connections of these elements.

The influence of various parameters on the ductility and the aspects to be paid attention to in order to design high strength concrete elements with adequate ductility are commented.

ÍNDICE.

1. INTRODUÇÃO	1
2. CONSIDERAÇÕES SOBRE DUTILIDADE.	3
2.1. A PROPRIEDADE DUTILIDADE.	3
2.2. DEFINIÇÃO DE DUTILIDADE.	4
2.3. IMPORTÂNCIA DA DUTILIDADE.	4
3. DUTILIDADE DOS MATERIAIS.	6
3.1. INTRODUÇÃO.	6
3.2. DUTILIDADE DO CONCRETO.	6
3.2.1. DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.	6
3.2.2. MÉTODO DE ENSAIO PARA A OBTENÇÃO DO DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO.	9
3.2.3. QUANTIFICAÇÃO DA DUTILIDADE DO CONCRETO.	12
3.3. DUTILIDADE DO AÇO.	17
3.3.1. DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO.	17
3.3.2. QUANTIFICAÇÃO DA DUTILIDADE DO AÇO.	17
4. DUTILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.	20
4.1. INTRODUÇÃO.	20

4.2. DEFINIÇÃO DA DUTILIDADE DE UMA VIGA.	21
4.3. FATORES QUE INFLUEM NA DUTILIDADE DE UMA VIGA.	24
4.4. INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL PRINCIPAL E DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.	26
4.4.1. Introdução.	26
4.4.2. Estudos já realizados.	29
4.4.3. Conclusões.	41
4.5. INFLUÊNCIA DA ARMADURA LONGITUDINAL DE COMPRESSÃO E DA ARMADURA TRANSVERSAL.	42
4.5.1. Introdução.	42
4.5.2. Estudos já realizados.	43
4.5.3. Conclusões.	58
4.6. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO AÇO.	59
4.7. INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL.	60
4.8. INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO.	63
4.9. DUTILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO.	64
4.9.1. Introdução.	64
4.9.2. Estudos já realizados.	66
4.10. VIGAS SUJEITAS A CICLOS REVERSÍVEIS DE CARREGAMENTO.	72
4.11. INFLUÊNCIA DO MODELO TEÓRICO UTILIZADO.	74
4.12. CONCLUSÕES.	76
5. DUTILIDADE DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.	79
5.1. INTRODUÇÃO.	79
5.2. QUANTIFICAÇÃO DA DUTILIDADE DE UM PILAR.	80
5.3. FATORES QUE INFLUEM NA DUTILIDADE DE UM PILAR.	86

5.4. PILARES SUJEITOS A COMPRESSÃO AXIAL.	87
5.4.1. INTRODUÇÃO.	87
5.4.2. AÇÃO DO CONFINAMENTO LATERAL.	88
5.4.3. TIPOS DE ARMADURA DE CONFINAMENTO LATERAL.	90
5.4.4. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA E DO TIPO DE CONCRETO.	92
5.4.4.1. Introdução.	92
5.4.4.2. Estudos já realizados.	94
5.4.5. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL.	103
5.4.6. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO AÇO DA ARMADURA DE CONFINAMENTO.	107
5.4.7. INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL.	110
5.4.8. INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL.	115
5.4.9. ENSAIOS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS COM COBRIMENTO DE CONCRETO.	117
5.4.10. FATORES RELACIONADOS AO ENSAIO PARA A AVALIAÇÃO DA DUTILIDADE.	119
5.4.10.1. INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DO ELEMENTO ESTRUTURAL ENSAIADO.	120
5.4.10.2. INFLUÊNCIA DA TAXA DE DEFORMAÇÃO APLICADA	120
5.4.11. INFLUÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO.	121
5.5. PILARES SUBMETIDOS A COMPRESSÃO EXCÊNTRICA.	122
5.6. PILARES SUBMETIDOS A CARREGAMENTOS LATERAIS.	123
5.7. CONCLUSÕES.	126
6. DUTILIDADE EM PÓRTICOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.	128
6.1. INTRODUÇÃO.	128

6.2. ESTUDOS JÁ REALIZADOS.	129
7. CONCLUSÕES.	138
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	143

NOTAÇÕES.

- A, B - parâmetros utilizados em expressões teóricas que representam o diagrama tensão-deformação do concreto (determinados em função da resistência à compressão do concreto).
- A_c - área do núcleo de concreto confinado de um pilar.
- A_g - área total da seção transversal de um pilar.
- A_{ps} - área da armadura de protensão em uma seção transversal de uma viga.
- A_s - área da armadura longitudinal de tração em uma seção transversal de uma viga.
- A'_s - área da armadura longitudinal de compressão em uma seção transversal de uma viga.
- b - largura de uma seção transversal retangular ou largura da mesa de uma seção I ou T.
- b'' - largura do núcleo de concreto confinado pela armadura transversal.
- b_w - largura de uma seção transversal retangular ou largura da alma de uma seção I ou T.
- d - distância entre a fibra mais comprimida de concreto e o centróide das barras da armadura longitudinal principal em uma seção transversal de uma viga.
- d - diâmetro da seção transversal (circular) de pilares.
- d'' - altura do núcleo de concreto confinado pela armadura transversal.
- E_c - módulo de elasticidade tangente na origem do concreto.

- E_s - módulo de elasticidade do aço.
- f_c - resistência à compressão axial do concreto.
- f_{cc} - resistência à compressão axial de um concreto confinado.
- f_{pe} - tensão efetiva no aço da armadura de protensão de uma viga.
- f_{ps} - tensão no aço da armadura de protensão ao ser atingido o máximo momento nominal da seção.
- f_{pu} - tensão última de um aço de protensão.
- f_{py} - tensão de escoamento (convencional) de um aço de protensão.
- f_s - tensão na armadura longitudinal de tração ao ser atingido o máximo momento nominal da seção.
- f'_s - tensão no aço da armadura longitudinal de compressão ao ser atingido o máximo momento nominal da seção.
- f'_{sb} - tensão no aço da armadura longitudinal de compressão para as condições balanceadas de deformação.
- f_{sl} - tensão no aço da armadura longitudinal principal de uma seção no momento em que é atingida sua deformação limite (deformação máxima permitida por norma).
- f_{sp} - tensão na armadura em espiral de confinamento lateral de um pilar ao ser atingida sua carga última de compressão.
- f_{st} - máxima tensão verificada no diagrama σ - ϵ de um aço.
- f_y - tensão de escoamento do aço.
- $f_{y''}$ - tensão de escoamento do aço da armadura transversal de uma viga.
- F_u - carga de ruptura de uma viga.
- M_y - momento fletor atuante em uma seção no momento em que o aço da armadura principal desta seção entra em

escoamento.

- n - número de barras da armadura transversal de um pilar.
- P - carga axial aplicada a um pilar.
- P_{bal} - carga axial balanceada de um pilar (carga correspondente ao máximo momento do diagrama de interação momento-carga axial).
- s - espaçamento da armadura transversal em pilares (distância entre dois estribos adjacentes ou passo da espiral).
- γ_{θ} - taxa de redistribuição de momentos permitida em cálculo.
- β - índice de plasticidade utilizado para quantificar a ductilidade de pilares.
- Δ_u - deslocamento vertical máximo de uma viga correspondente à sua carga de ruptura.
- Δ_y - deslocamento vertical máximo de uma viga correspondente à carga para a qual ocorre o início do escoamento do aço da armadura principal desta viga.
- ϵ - deformação.
- ϵ_0 - deformação correspondente à máxima tensão verificada no diagrama σ - ϵ do concreto.
- ϵ_{0c} - deformação correspondente à máxima tensão verificada no diagrama σ - ϵ do concreto confinado.
- $\epsilon_{0,5}$ - deformação correspondente ao ponto do ramo descendente do diagrama σ - ϵ do concreto em que a tensão é $0,5 f_c$.
- $\epsilon_{0,85c}$ - deformação do concreto confinado correspondente ao ponto do ramo descendente do diagrama σ - ϵ em que a tensão vale $0,85 f_{cc}$.
- ϵ_{cu} - deformação máxima do concreto permitida por norma.
- ϵ_e - deformação elástica equivalente do concreto dada por

$$f_c/E_c.$$

- ϵ_r - deformação radial.
- ϵ_{su} - deformação do aço correspondente ao ponto de máxima tensão no diagrama σ - ϵ .
- ϕ_u - curvatura de uma seção transversal correspondente ao momento fletor último desta seção.
- ϕ_y - curvatura de uma seção transversal correspondente ao momento fletor relativo ao início do escoamento do aço da armadura principal desta seção.
- γ - índice de protensão, dado por :

$$(A_{ps} f_{pu}) / (A_{ps} f_{pu} + A_s f_{sl}) \text{ (segundo Cohn e Riva [16])}.$$

$$(A_{ps} f_{ps}) / (A_{ps} f_{ps} + A_s f_s) \text{ (segundo Naaman, Harajli e Wight [25])}.$$

- γ - fator de tensão de cisalhamento no nó.
- μ_c - índice de ductilidade de uma seção transversal.
- μ_d - índice de ductilidade de uma viga.
- θ - ângulo obtido do diagrama tensão-deformação de um corpo de prova de concreto confinado lateralmente, utilizado para quantificar a ductilidade.
- ρ - taxa geométrica de armadura longitudinal principal.
- ρ' - taxa geométrica de armadura longitudinal de compressão.
- ρ'' - taxa geométrica combinada de armadura transversal e de armadura de compressão.
- ρ_b - taxa geométrica balanceada de armadura longitudinal.
- $\bar{\rho}_b$ - taxa geométrica balanceada de armadura longitudinal em seções retangulares sem armadura de compressão.
- ρ_f - taxa geométrica de armadura longitudinal equivalente para produzir uma força de compressão igual à produzida pelas

partes laterais da mesa de compressão nas condições balanceadas.

- ρ_s - taxa volumétrica de armadura transversal.
- ρ_w - taxa geométrica de armadura transversal.
- σ - tensão normal.
- σ_1 - tensão principal.
- σ_r - tensão radial.
- ΣM_c - soma das capacidades resistentes à flexão das seções de um pilar acima e abaixo de um nó, calculada utilizando-se a carga de compressão axial que resulta na menor resistência à flexão.
- ΣM_v - soma das capacidades resistentes à flexão das seções das vigas ligadas a um nó.
- ω - taxa mecânica de armadura longitudinal.
- $\bar{\omega}$ - taxa mecânica mista de armadura longitudinal

1. INTRODUÇÃO.

Com o crescente desenvolvimento de tecnologias que permitem a produção de concreto de alta resistência sem a utilização de processos sofisticados e a um custo acessível, a utilização deste material em obras comuns, com resistências cada vez mais elevadas, tende a aumentar.

Entretanto, tem-se verificado que algumas propriedades dos concretos de alta resistência diferem das dos concretos comuns. Como a maioria das normas correntes abrange apenas concretos até uma certa faixa de resistência, a extrapolação de algumas indicações para o concreto de alta resistência é duvidosa.

Um dos aspectos não suficientemente esclarecidos é a questão da ductilidade do concreto de alta resistência. Pelo fato de corpos de prova de concreto de alta resistência, quando ensaiados à compressão axial, apresentarem um comportamento mais frágil, ainda existe um certo receio de que estruturas de concreto armado de alta resistência possam ter problemas relacionados à falta de ductilidade

As taxas de armaduras longitudinal e transversal são fatores que influem na ductilidade de elementos estruturais e as taxas máximas e mínimas para estas armaduras estabelecidas em normas de cálculo atuais certamente necessitarão ser revistas, se elas vierem a abranger o caso de concreto de alta resistência.

O objetivo deste trabalho é fazer um resumo do

conhecimento atual sobre a ductilidade de elementos estruturais de concreto de alta resistência, relacionada com o esforço normal e o momento fletor, reunindo resultados de ensaios e estudos teóricos sobre o assunto, realizados por diversos autores e analisando estes resultados.

Visando complementar este trabalho, já estão em andamento na COPPE outros três teórico-experimentais sobre ductilidade em vigas simplesmente apoiadas e contínuas.

No segundo capítulo são feitas algumas considerações sobre ductilidade, ressaltando-se a diferença entre considerá-la como propriedade intrínseca de um material (no caso, o concreto) e considerá-la como propriedade de elementos estruturais de materiais compostos (no caso, vigas e pilares de concreto armado).

A seguir, no terceiro capítulo, é definida a ductilidade dos materiais concreto e aço, que são os utilizados nos elementos estruturais aqui abordados.

Nos três capítulos subseqüentes é analisada a ductilidade de vigas, pilares e ligações viga-pilar de concreto de alta resistência, procurando-se destacar os diversos fatores que, além da ductilidade dos materiais, influem na ductilidade destes elementos estruturais.

Um resumo sobre os aspectos que devem ser observados ao se projetar elementos de concreto de alta resistência, para que estes venham a ter a adequada ductilidade, é apresentado no capítulo de conclusões. Sugestões para estudos futuros, visando esclarecer alguns pontos relativos à ductilidade são também apresentadas.

2. CONSIDERAÇÕES SOBRE DUTILIDADE.

2.1. A PROPRIEDADE DUTILIDADE.

A dutilidade de uma estrutura depende não só da dutilidade do material ou materiais de que é constituída, mas também de vários outros fatores. Não é correto assumir que ao se utilizar em uma estrutura um concreto de alta resistência, que tem comportamento mais frágil que um concreto de baixa resistência, se terá necessariamente uma estrutura com comportamento mais frágil.

Sob o ponto de vista de dutilidade, podem ser feitos três tipos de abordagem :

- a nível de material.
- a nível de elemento estrutural.
- a nível de estrutura.

No primeiro caso, o mais elementar, a dutilidade é considerada como uma propriedade intrínseca do material e pode ser avaliada através de diagramas tensão-deformação obtidos de ensaios com corpos de prova do material.

A um nível mais elevado, pode se estudar a dutilidade de um elemento estrutural, que não necessariamente é constituído por apenas um material, submetido a um certo tipo de sollicitação. Neste caso, a capacidade de deformação depende não só das propriedades intrínsecas dos materiais utilizados no elemento estrutural, mas também de outros fatores, como tipo de sollicitação, geometria do elemento estrutural, condições de

contorno e interação entre os diversos materiais utilizados. A ductilidade é avaliada através de curvas do tipo ação-deformação do elemento ou ação-deformação seccional, obtidas teoricamente ou de ensaios.

Finalmente, em um último nível, pode se considerar uma estrutura completa e tentar avaliar sua ductilidade global. Neste caso, porém, a quantidade de variáveis envolvidas é muito grande e um estudo a este nível é muito complexo.

2.2 DEFINIÇÃO DE DUTILIDADE.

De maneira genérica, pode-se definir a ductilidade como sendo a capacidade de um material, seção, elemento estrutural ou sistema estrutural de se deformar inelasticamente sem perder de maneira brusca sua capacidade resistente.

Em seções subseqüentes, será mostrado como pode ser feita a avaliação quantitativa da ductilidade, de acordo com o nível em que ela estiver sendo considerada (material ou elemento estrutural).

2.3 IMPORTÂNCIA DA DUTILIDADE.

Dentre as vantagens que uma estrutura de comportamento dútil apresenta, podem ser citadas as seguintes

[36] :

- Mostra sinais, como fissuras e grandes deformações,

que advertem sobre a possibilidade de colapso da estrutura, antes que ele aconteça.

- Nela, o colapso progressivo pode ser evitado.

- Possui boa capacidade de absorver energia e responder a solicitações dinâmicas, como as de terremotos.

Além do mais, no projeto de uma estrutura, a ductilidade é um critério importante para :

- O dimensionamento de estruturas em regiões sísmicas ou estruturas sujeitas a impactos e deformações impostas [45].

- O cálculo da máxima taxa admissível de redistribuição de momentos [23].

3. DUTILIDADE DOS MATERIAIS.

3.1 INTRODUÇÃO.

A ductilidade dos materiais é normalmente avaliada através do diagrama tensão-deformação obtido de ensaios de corpos de prova do material que se deseja estudar, submetidos a compressão (concreto) ou tração (aço) uniaxial.

Sendo o objetivo deste trabalho abordar a ductilidade de elementos estruturais de concreto de alta resistência, neste capítulo se apresentará uma análise mais detalhada da ductilidade do concreto, e apenas um pequeno comentário sobre a ductilidade do aço.

3.2. DUTILIDADE DO CONCRETO.

3.2.1. Diagrama tensão-deformação do concreto.

Comparando-se diagramas tensão-deformação de concretos de diferentes resistências à compressão uniaxial, verifica-se que [7] :

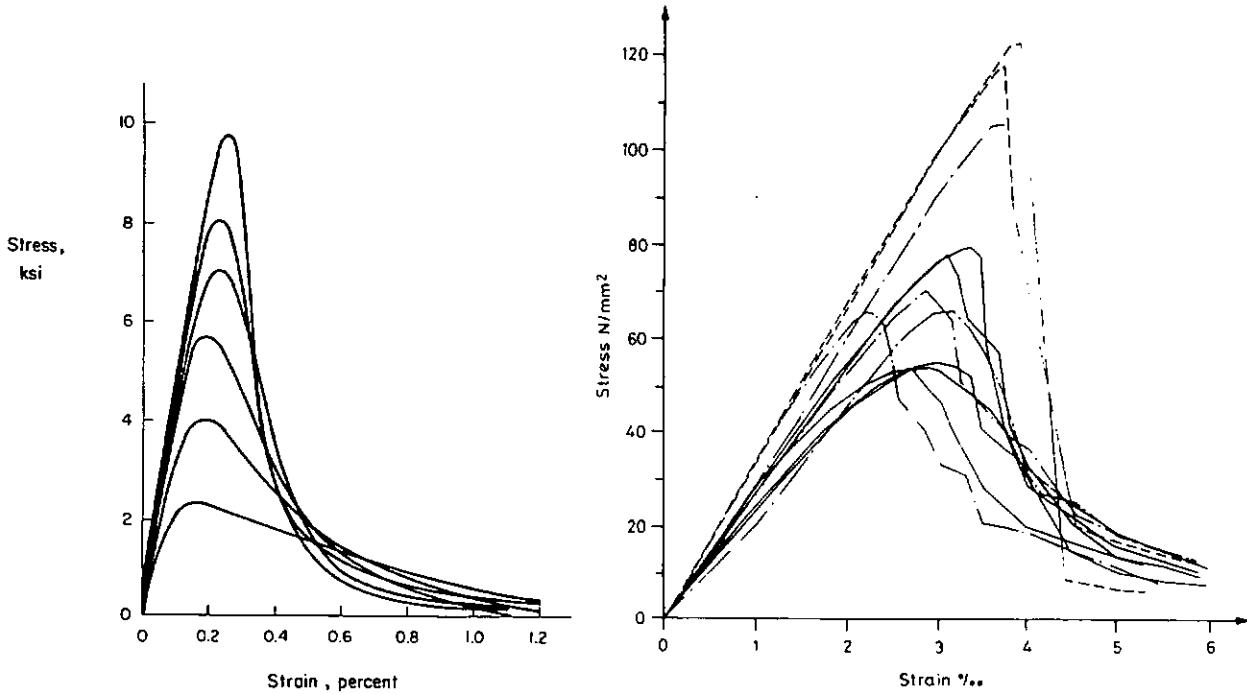
- A parte ascendente da curva passa a ser mais linear nos concretos de alta resistência.

- A deformação dos concretos de alta resistência correspondente à tensão máxima é maior do que a dos concretos de

menores resistências.

- A parte descendente da curva é mais inclinada nos concretos de alta resistência, ou seja, após o ponto de máxima tensão, a capacidade de carga destes concretos cai mais bruscamente.

Isto pode ser observado na figura 3.1, onde constam exemplos de diagramas de concretos com resistência à compressão variando aproximadamente entre 15 e 70 MPa e entre 50 e 125 MPa.



$$1 \text{ ksi} = 6,9 \text{ MPa}$$

Fig. 3.1 - Diagramas tensão-deformação de concretos de diferentes resistências [7],[25].

A explicação para a diferença no formato da curva

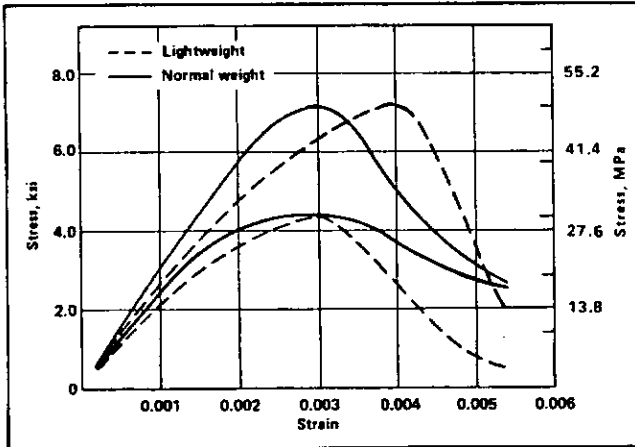
está ligada à diferença entre as estruturas internas dos concretos de diferentes resistências à compressão.

Por ter uma interface agregado-pasta mais resistente e uma menor diferença entre a rigidez do agregado e a rigidez da pasta, o que ocasiona uma distribuição de tensões mais uniforme, o concreto de alta resistência só começa a apresentar microfissuras internas a um nível mais elevado de tensão acarretando um ramo ascendente da curva mais linear. Em um concreto com f_c de 31 MPa verificou-se que microfissuras instáveis começaram a se desenvolver quando a tensão atingiu um valor em torno de 65% de f_c , enquanto que em um concreto com f_c de 76 MPa isto aconteceu a um nível de tensão em torno de 90% de f_c [25].

A diminuição da microfissuração leva, entretanto, a uma menor capacidade de redistribuição dos esforços depois de atingida a tensão máxima. Isto causa uma parte descendente do diagrama mais inclinada [25].

Em comparação com um concreto de massa específica normal de mesmo f_c , a curva tensão-deformação do concreto leve apresenta menor inclinação da parte ascendente da curva (menor módulo de elasticidade), maior deformação específica para a tensão máxima e ramo descendente mais inclinado.

A figura 3.2 mostra estas diferenças para concretos com f_c em torno 30 e 50 MPa.



1 ksi = 6,9 MPa

Fig. 3.2 - Comparação entre diagramas tensão-deformação de concretos de massa específica normal com diagramas de concretos leves [33].

3.2.2. Método de ensaio para a obtenção do diagrama tensão-deformação.

Existem alguns problemas relacionadas ao método de ensaio. Um deles é a dificuldade da obtenção da parte descendente do diagrama σ - ϵ .

Este problema pode ser evitado se, ao invés de se controlar a carga imposta pela máquina de ensaio, controlar a deformação imposta por esta máquina ao corpo de prova. O método consiste em se utilizar um sistema onde o incremento de deformação axial medido no corpo de prova é usado para realimentar a máquina de ensaio, que baixa o nível de carga

quando a capacidade máxima do concreto é atingida, mantendo uma taxa de incremento de deformação constante mesmo após o ponto de tensão máxima do diagrama ("Closed-Loop Machines"). Pode-se também, ao invés da deformação axial, medir a deformação lateral do corpo de prova e usá-la como variável de controle para a realimentação do sistema, o que, segundo Ahmad e Shah [13], aumenta ainda mais a probabilidade de se obter uma parte descendente estável do diagrama tensão-deformação, já que, próximo ao colapso, a relação deformação axial-deformação lateral deixa de ser linear, com a taxa de aumento da deformação lateral ficando maior do que a da deformação axial.

Outra maneira de se obter o ramo descendente do diagrama σ - ϵ é carregar paralelamente ao corpo de prova de concreto um tubo de aço, que é dimensionado para permanecer sempre na fase elástica durante todo o ensaio, o que as vezes pode limitar a máxima deformação que pode ser obtida [13]. Outra limitação pode ser o tamanho do corpo de prova a ser utilizado, determinado pela capacidade da máquina de ensaio. A descrição deste método é apresentada na referência [38].

Um outro problema que pode ocorrer, principalmente quando se utiliza um concreto de resistência muito elevada, é a ruptura explosiva do corpo de prova, também impedindo a obtenção da parte restante da curva. Devido ao alto módulo de elasticidade do concreto de alta resistência, pode haver uma interação entre o corpo de prova e a máquina de ensaio, criando um sistema onde há um grande armazenamento de energia na máquina de ensaio. Esta energia é liberada bruscamente quando o corpo de prova atinge a tensão máxima, o que ocasiona uma ruptura

explosiva.

Este problema pode ser evitado garantindo-se uma rigidez mínima para a máquina de ensaio ou se diminuindo as dimensões dos corpos de prova. Ahmad e Shah [13] fizeram uma análise teórica deste problema, mostrando como se poderia calcular esta rigidez mínima.

Convém ressaltar que o método de ensaio empregado pode influir significativamente na forma do diagrama tensão-deformação do concreto obtido, principalmente em seu ramo descendente.

Ahmad e Shah [12], ao medirem as deformações (de forma localizada) em corpos de prova submetidos a compressão uniaxial utilizando pequenos extensômetros ("mechanical compressometers") com comprimentos entre 25 e 100 mm obtiveram um comportamento mais dútil do que quando mediram as deformações de uma forma global utilizando "linear variable differential transformers" (LVDT) com comprimentos aproximadamente iguais aos dos corpos de prova.

Ao variarem a taxa de aumento de deformação imposta pela máquina de ensaio ao corpo de prova para a obtenção do diagrama tensão-deformação do concreto, Ahmad e Shah [12] (entre $3,2 \times 10^{-5}$ e $0,03 \text{ s}^{-1}$) e Dilger et al [27] (entre 1×10^{-5} e $0,23 \text{ s}^{-1}$) não conseguiram obter a parte descendente do diagrama em concretos sem confinamento lateral quando utilizaram altas taxas. Mas, para concretos com confinamento lateral, a tendência foi haver um aumento na inclinação do ramo descendente do diagrama obtido (comportamento menos dútil) com o aumento da taxa de deformação imposta.

Quanto ao tamanho dos corpos de prova, Ahmad e Shah [13], ao diminuírem as dimensões dos mesmos, mantendo as mesmas proporções entre dimensões, observaram uma diminuição da inclinação da parte descendente do diagrama.

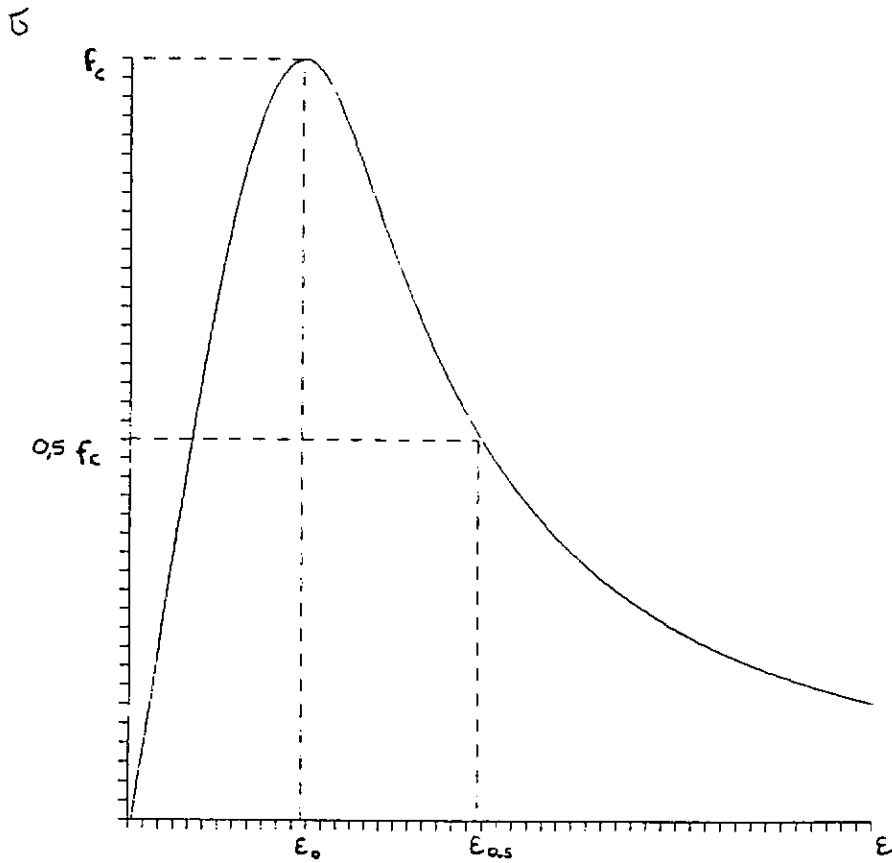
Além destas, outras variáveis, como forma do corpo de prova e rigidez da máquina de ensaio, também podem influir na forma do diagrama tensão-deformação obtido.

3.2.3. Quantificação da ductilidade do concreto.

Conforme se mencionou anteriormente, a ductilidade de um concreto pode ser avaliada qualitativamente através da forma do seu diagrama tensão deformação. Para efeito de comparação da ductilidade de diferentes concretos, é, entretanto, conveniente que se defina quantitativamente a ductilidade, a partir do diagrama σ - ϵ .

É mais comum a utilização da parte descendente do diagrama para a quantificação da ductilidade do concreto [15,32,38]. Este é o procedimento adotado por Ahmad [9], que define a ductilidade como sendo a relação entre a deformação correspondente ao ponto do ramo descendente no qual a tensão vale $0,5 f_c$ ($\epsilon_{0,5}$) e a deformação correspondente ao ponto de tensão máxima (ϵ_0).

A figura 3.3 ilustra esta definição.

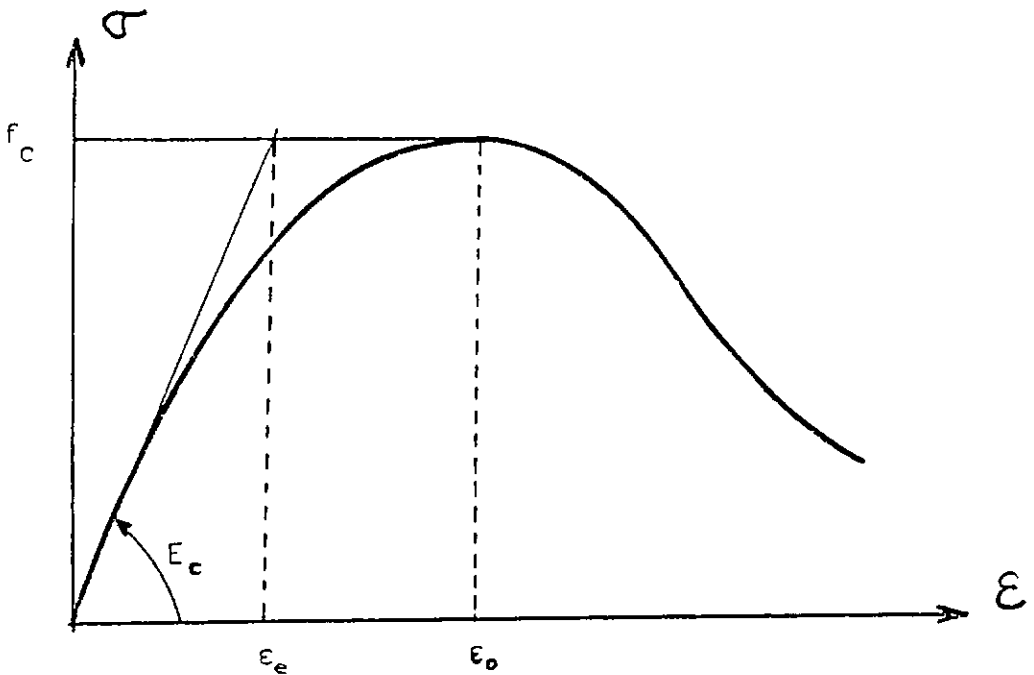


$$\text{Dutibilidade} = \epsilon_{0,5} / \epsilon_0 \quad (3.1)$$

Fig 3.3 - Dutibilidade do concreto relacionada com o ramo descendente da curva [9].

Um outro tipo de quantificação de dutibilidade, relacionada com o ramo ascendente da curva tensão-deformação, é usado em [30] : relação entre a deformação correspondente ao ponto de tensão máxima (ϵ_0) e uma deformação elástica "equivalente" (ϵ_e) dada por f_c/E_c , sendo E_c o módulo de elasticidade do concreto tangente na origem.

Esta definição é ilustrada na figura 3.4.



$$\text{Dutibilidade} = \varepsilon_0 / \varepsilon_e \quad (3.2)$$

Fig. 3.4 - Dutibilidade do concreto relacionada com o ramo ascendente da curva [30].

Existem várias expressões matemáticas propostas para representar analiticamente a curva tensão-deformação do concreto. Entretanto, a expressão mais comumente utilizada, sendo citada em vários trabalhos [9,13,16,38], é a seguinte :

$$\frac{\sigma}{f_c} = \frac{A (\varepsilon/\varepsilon_0) + (B-1) (\varepsilon/\varepsilon_0)^2}{1 + (A-2) (\varepsilon/\varepsilon_0) + B (\varepsilon/\varepsilon_0)^2} \quad (3.3),$$

onde A e B são parâmetros a serem determinados em função da resistência à compressão do concreto.

O parâmetro $A = E_c \varepsilon_0 / f_c$ varia entre cerca de 2 (concretos menos resistentes) e 1,3. O parâmetro B afeta basicamente o ramo descendente da curva e varia aproximadamente

entre 0 e 1. Em geral, ele pode ser considerado como igual a (A-1).

Ahmad [9] sugere valores de A e B diferentes para os ramos ascendente e descendente. Para A são indicados, no ramo ascendente, valores variando de 1,6 a 1,3 e, no ramo descendente, de 1,5 a 0,1. Para B são dados valores variando de 0,6 a 0,2 para o ramo ascendente e entre 0,9 e 1,0 para o ramo descendente. Para ϵ_0 ele sugere valores determinados pela seguinte expressão :

$$\epsilon_0 = (1,65 + 0,0165 f_c) / 1000 \quad (3.4)$$

Esta expressão fornece para ϵ_0 os valores de 1,9/1000 e 3/1000, para f_c igual a 15 e 80 MPa, respectivamente.

Na figura 3.5 são mostradas as curvas tensão-deformação teóricas para concretos com resistências de 20 a 90 MPa, obtidas através da expressão (3.3) com os parâmetros sugeridos por Ahmad [9].

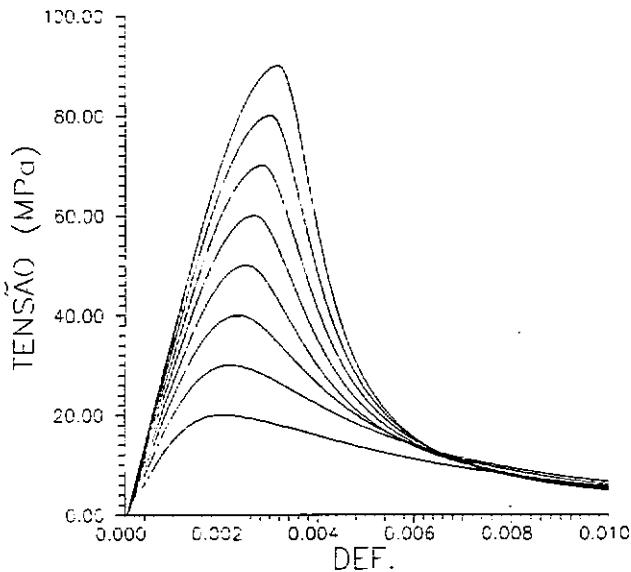


Fig. 3.5 - Diagramas tensão-deformação de concretos de várias resistências, obtidos através da expressão (3.3).

Utilizando as expressões (3.1) e (3.2), pode-se, a partir destes diagramas propostos, verificar como os índices de ductilidade $\epsilon_{0,5}/\epsilon_0$ e ϵ_0/ϵ_e do concreto variam com a sua resistência à compressão (f_c). A tabela 3.1 e a figura 3.6 ilustram esta variação.

f_y (MPa)	ϵ_e	ϵ_0	$\epsilon_{0,5}$	ϵ_0/ϵ_e	$\epsilon_{0,5}/\epsilon_0$
20	1,16	1,98	6,60	1,70	3,34
30	1,36	2,14	5,60	1,57	2,61
40	1,57	2,31	4,75	1,47	2,06
50	1,76	2,47	4,30	1,40	1,74
60	1,94	2,64	4,20	1,36	1,59
70	2,09	2,80	4,20	1,34	1,50
80	2,23	2,97	4,20	1,33	1,41
90	2,38	3,14	4,20	1,32	1,34

Tab 3.1 - Variação da ductilidade do concreto em função de sua resistência à compressão.

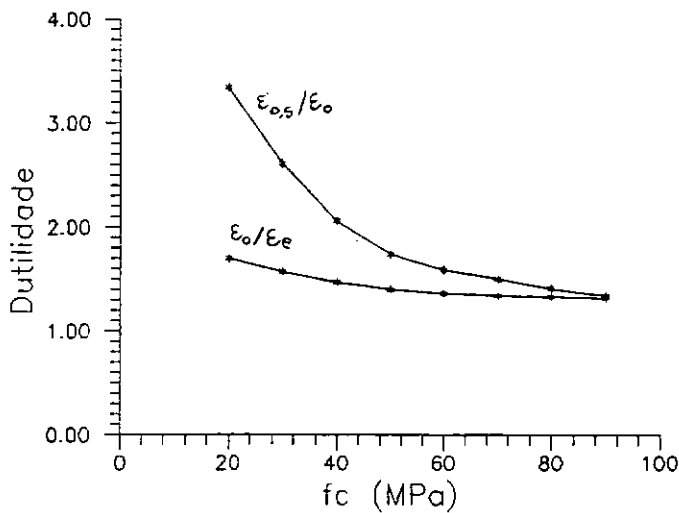


Fig. 3.6 - Variação da ductilidade do concreto em função de sua resistência à compressão.

3.3. DUTILIDADE DO AÇO.

3.3.1. Diagrama Tensão-Deformação do Aço.

Com relação ao diagrama tensão-deformação, os aços comumente utilizados em estruturas de concreto armado podem apresentar dois tipos de comportamento (com e sem patamar de escoamento definido). Na figura 3.7 são mostrados diagramas destes dois tipos de aço.

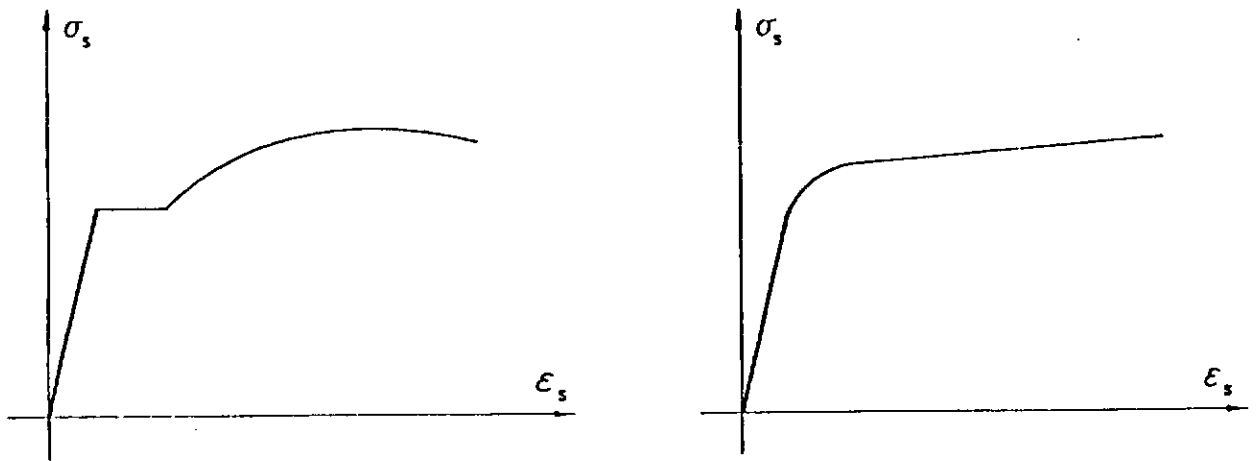


Fig. 3.7 - Diagramas tensão-deformação de aços utilizados em estruturas de concreto armado.

3.3.2. Quantificação da Dutilidade do Aço.

No EC2 [24] e no MC-90 [26], a dutilidade de um aço de armadura passiva é avaliada quantitativamente pela deformação correspondente ao ponto de máxima tensão do seu diagrama tensão-deformação (ϵ_{su}) e pela relação entre a máxima tensão

(f_{st}) e sua tensão de escoamento (f_y).

Um aço que apresente $\epsilon_{su} > 5\%$ e $(f_{st}/f_y) > 1.08$ é classificado como classe A de ductilidade pelo MC-90 [26] e considerado de ductilidade elevada pelo EC2 [24].

Já um aço que apresente $\epsilon_{su} > 2.5\%$ e $(f_{st}/f_y) > 1.05$ é classificado como classe B de ductilidade pelo MC-90 [26] e considerado de ductilidade normal pelo EC2 [24].

O MC-90 [26] ainda especifica a classe S de ductilidade para aços utilizados em estruturas onde alta ductilidade é requerida, como estruturas em regiões sísmicas. Estes aços devem apresentar $\epsilon_{su} > 6\%$ e $(f_{st}/f_y) > 1.15$.

Para o aço de protensão, o EC2 estabelece que o valor de ϵ_{su} deve atender ao que é estipulado em norma específica para este aço. No MC-90, é indicado o valor mínimo de 3,5% para ϵ_{su} .

Na NBR 7480 [2], são dados os valores mínimos de deformação específica após a ruptura (em comprimentos de 10 diâmetros) do aço de armadura passiva mostrados na tabela 3.2. Os valores mínimos de f_{st}/f_y estão também nesta tabela.

Categoria	Def. após rup. (aço A) (%)	Def. após rup. (Aço B) (%)	f_{st} / f_y
CA-25	12		1,20
CA-40	10	8	1,10
CA-50	8	6	1,10
CA-60		5	1,05

Tab 3.2 - Valores mínimos para deformação após ruptura e para f_{st}/f_y em aços de classe A e de classe B, dados pela NBR 7480 [2].

A NBR 7483 [3] estabelece para as cordoalhas a deformação específica mínima de 3,5% para a carga máxima. Na NBR 7482 [4] são indicados para a deformação específica após a ruptura (em comprimentos iguais a 10 diâmetros, contendo a zona de estrição) os valores mínimos de 6% e 5% para os aços de armadura ativa CP-150 e CP-160, respectivamente. Para fora da zona de estrição é dado o valor mínimo de 2% para esta deformação.

4. DUTILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.

4.1. INTRODUÇÃO.

A utilização do concreto de alta resistência tem as vantagens de possibilitar o uso de menores dimensões, aumentar a aderência aço-concreto, diminuir os deslocamentos e a deformação lenta e aumentar a durabilidade. Entretanto, nos casos em que a durabilidade não é o parâmetro definidor do valor de f_c , pode não ser economicamente interessante o uso de concreto de alta resistência em vigas, onde atuam preponderantemente esforços de flexão.

Um aspecto que tem dado margem a questionamento é a ductilidade de vigas de concreto de alta resistência, devido à menor ductilidade deste material.

A seguir far-se-á um resumo dos principais estudos já realizados sobre o assunto, destacando-se a influência de diferentes parâmetros na ductilidade das vigas.

Alguns trabalhos apresentam ensaios que visavam a avaliação experimental da ductilidade de vigas de concreto de alta resistência, enquanto outros fazem uma análise teórica da ductilidade utilizando diagramas tensão-deformação propostos para o concreto e para o aço que se aproximam dos reais.

Na maioria destes estudos, foram analisadas vigas simplesmente apoiadas, sujeitas a flexão em apenas um plano, com cargas aplicadas simetricamente a 1/3 e 2/3 do vão. Alguns estudos sobre a ductilidade de vigas sujeitas a ciclos

reversíveis de carregamento também foram feitos, procurando-se analisar a capacidade destas vigas de responder a solicitações sísmicas.

Nos trabalhos existentes, a ductilidade das vigas é geralmente tratada a nível de elemento estrutural, considerando a viga como um todo. Em alguns, porém, é feita uma análise a nível de seção transversal da viga, avaliando apenas a ductilidade seccional.

4.2. DEFINIÇÃO DA DUTILIDADE DE UMA VIGA.

A avaliação da ductilidade de vigas, a nível de elemento estrutural, é feita através do diagrama carga-flecha da viga. No caso da ductilidade seccional, onde só as características da seção transversal e dos materiais influem, a avaliação é feita através do diagrama momento-curvatura da seção. Este tipo de análise tem a vantagem de não depender do tipo de carregamento e do tipo de viga.

Estes diagramas podem ser obtidos tanto experimentalmente quanto teoricamente, através de uma análise não linear.

Como a capacidade de deformação do aço é muito maior do que a do concreto, as deformações inelásticas de uma viga estão principalmente associadas ao escoamento do aço da armadura principal. Ou seja, quanto mais se deformar o aço da armadura principal, mais dútil será a viga.

Sendo assim, a ductilidade de uma viga é expressa

normalmente como uma relação entre curvaturas, rotações ou flechas correspondentes à ruptura e ao início do escoamento da armadura principal.

Serão aqui utilizados dois índices para quantificar numericamente a ductilidade de uma viga.

No caso de ductilidade a nível de seção transversal será utilizado o índice μ_c , onde o sub-índice c indica ser uma relação entre curvaturas da seção.

Para a ductilidade a nível de elemento estrutural será utilizado o índice μ_d , onde o sub-índice d indica ser uma relação entre deslocamentos.

Estes índices são definidos pelas expressões a seguir :

$$\mu_c = \phi_u / \phi_y \quad (4.1)$$

$$\mu_d = \Delta_u / \Delta_y \quad (4.2),$$

onde :

μ_c - índice de ductilidade de uma seção transversal.

μ_d - índice de ductilidade de uma viga.

ϕ_u - curvatura de uma seção transversal correspondente ao estado último desta seção.

ϕ_y - curvatura de uma seção transversal correspondente ao momento fletor relativo ao início do escoamento do aço da armadura principal desta seção (M_y).

Δ_u - deslocamento vertical máximo de uma viga correspondente ao seu estado último.

Δ_y - deslocamento vertical máximo de uma viga correspondente à carga para a qual ocorre o início do escoamento do aço da armadura principal desta viga.

Sobre estas grandezas, cabe observar que :

- Existe uma correlação entre os índices μ_c e μ_d , pois tendo-se as condições de contorno do problema e a disposição do carregamento, pode-se determinar o momento em uma seção qualquer da viga em função da carga aplicada nesta viga. Por outro lado, a flecha máxima da viga também pode ser determinada quando se conhece a curvatura das seções transversais ao longo desta viga.

- O estado último de uma viga ou seção transversal (definição de Δ_u e ϕ_u) pode ser definido de diferentes maneiras. As normas de cálculo estabelecem limitações para a máxima deformação do concreto e do aço que variam de norma para norma. Pode-se assumir que a capacidade resistente da viga ou seção é atingida assim que o concreto e/ou o aço atinge a deformação máxima permitida por uma norma. Outra alternativa é associar Δ_u e ϕ_u aos pontos de máximo dos diagramas carga-flecha ou momento-curvatura, sem limitar as deformações do concreto e do aço. Os índices de ductilidade ϕ_u/ϕ_y e Δ_u/Δ_y , portanto, variam de acordo com as definições adotadas.

- Alguns autores acham ainda que, sendo a ductilidade uma medida da capacidade de deformação de uma viga e tendo algumas vigas a capacidade de apresentar deslocamentos maiores que o correspondente ao ponto de carga máxima do diagrama carga-flecha, Δ_u ao invés de ser definido como sendo a flecha relativa à carga máxima, deveria ser definido como sendo a flecha correspondente a um ponto do ramo descendente desse mesmo diagrama, como, por exemplo, o relativo a 80% da carga máxima [41].

- De qualquer forma, a determinação experimental de Δ_u muitas vezes é subjetiva, pois, em alguns ensaios, quando a carga aplicada se aproxima da máxima, a viga pode começar a ter um comportamento instável. Muitos ensaios são interrompidos antes que a capacidade máxima de deformação da viga tenha sido atingida, resultando na determinação de um valor conservador para o índice de ductilidade.

- ϕ_y e Δ_y têm uma definição única para concreto armado. Para concreto protendido, o mesmo pode não ocorrer. Em uma viga de concreto parcialmente protendido, o escoamento na armadura passiva pode ocorrer antes. Caso ϕ_y e Δ_y sejam relacionados ao início do escoamento da armadura de protensão (definição convencional, já que o aço de protensão não tem patamar de escoamento definido), pode-se estar determinando valores muito conservadores para o índice de ductilidade. De outra forma, se ϕ_y e Δ_y forem relacionados ao escoamento da armadura passiva, pode-se estar contra a segurança [35].

4.3. FATORES QUE INFLUEM NA DUTILIDADE DE UMA VIGA.

Vários fatores influem na ductilidade de uma viga de concreto submetida à flexão.

Na ductilidade à flexão de uma seção transversal (índice μ_c) influem :

- resistência à compressão do concreto e tipo de agregado utilizado (leve ou normal), parâmetros com os quais a forma de seu diagrama tensão-deformação (ductilidade a nível de

material) é correlacionada.

- tensão de escoamento e tipo (com ou sem patamar de escoamento) do aço utilizado, parâmetros relacionados à forma de seu diagrama tensão-deformação.

- taxa de armadura longitudinal principal.

- taxa de armadura longitudinal de compressão.

- taxa de armadura transversal.

- geometria da seção transversal (entendendo-se aqui por geometria da seção transversal não só sua forma, mas também a disposição das armaduras).

- presença ou não de força normal e sua intensidade.

- resistência do aço de protensão, índice de protensão e disposição da armadura de protensão, no caso de concreto protendido.

Na ductilidade de uma viga a nível de elemento estrutural (índice μ_d), além desses fatores, também influem :

- condições de contorno, como tipo e localização dos apoios.

- disposição das cargas aplicadas.

- espaçamento entre as fissuras do concreto.

Neste trabalho serão mencionados apenas estudos sobre vigas de um só vão, bi-apoiadas (parece não existir estudos sobre ductilidade de vigas contínuas de concreto de alta resistência).

Fatores dependentes do tempo, como velocidade de carregamento, retração e deformação lenta do concreto, também

influem na ductilidade de uma viga, porém eles não serão abordados neste trabalho, sendo todos os ensaios aqui citados de curta duração.

4.4. INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL PRINCIPAL E DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.

4.4.1. Introdução.

Numa seção transversal de uma viga de concreto armado submetida à flexão, quando a quantidade de aço é pequena, a capacidade resistente da seção é governada pelo aço. Aumentando-se a quantidade do aço, chega-se a um valor a partir do qual o concreto passará a controlar a capacidade resistente.

Como o aço é muito mais dútil do que o concreto (qualquer que seja a resistência deste concreto), pode-se concluir que quanto menor a quantidade de aço mais dútil será o comportamento a nível de seção transversal e, conseqüentemente, a nível do elemento estrutural viga (isto é válido até um certo limite, existem valores mínimos para as taxas de armadura).

Este fato já há muito tempo é conhecido para os concretos de resistência comum, fazendo com que muitas normas proibam o dimensionamento de vigas com altas taxas de armadura longitudinal de tração (vigas super-armadas). Isto, logicamente, também é válido para os concretos de alta resistência.

A taxa de armadura balanceada ρ_b corresponde à taxa

de armadura longitudinal principal para a qual o início do escoamento do aço desta armadura ocorre no mesmo instante em que a fibra mais comprimida do concreto atinge a deformação máxima permitida (limite entre seção sub-armada e super-armada).

Utilizando como diagrama tensão-deformação do concreto o retangular simplificado e chamando de $\bar{\rho}_b$ a taxa de armadura balanceada para seções retangulares sem armadura de compressão, tem-se as seguintes fórmulas para ρ_b :

- para seções retangulares sem armadura de compressão :

$$\rho_b = \bar{\rho}_b = 0,68 (\epsilon_{cu} E_s / (\epsilon_{cu} E_s + f_y)) (f_c / f_y) \quad (4.3-a),$$

sendo ϵ_{cu} a deformação máxima permitida para o concreto e E_s o módulo de elasticidade do aço.

Fazendo-se $E_s = 200000$ MPa e $\epsilon_{cu} = 3.5\%$, obtém-se :

$$\rho_b = \bar{\rho}_b = (476 / (700 + f_y)) * (f_c / f_y) \quad (4.3-b)$$

(f_c, f_y em MPa)

- para seções com armadura de compressão :

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho' \cdot (f'_{sb} / f_y) \quad (4.4),$$

sendo f'_{sb} a tensão no aço da armadura longitudinal de compressão para as condições balanceadas.

- finalmente, para seções T :

$$\rho_b = (b_w / b) \cdot (\bar{\rho}_b + \rho_f) \quad (4.5),$$

sendo ρ_f a taxa de armadura longitudinal equivalente para produzir uma força de compressão igual a produzida pelas partes laterais da mesa de compressão nas condições balanceadas, b a

largura da mesa de compressão e b_w a largura da alma da seção T.

A norma americana [6] adota as expressões acima para a taxa de armadura balanceada. A norma canadense [20] também, mas nesta última são aplicados coeficientes de minoração a f_c e a f_y .

Muitos estudos tentam correlacionar a ductilidade de uma viga à relação taxa de armadura longitudinal de tração usada / taxa de armadura balanceada (ρ/ρ_b), ficando a influência da quantidade de armadura longitudinal e da resistência do concreto englobadas em uma só variável, já que ρ_b é função de f_c .

Pelo que foi dito, sabe-se de antemão que a ductilidade cai com o aumento da relação ρ/ρ_b . A questão é saber se, no caso de ρ/ρ_b ser mantido constante, a ductilidade varia ao se variar a resistência do concreto, e determinar um valor máximo para ρ/ρ_b a fim de se assegurar um índice de ductilidade mínimo, independente da variação de outros fatores.

Outra variável equivalente a ρ/ρ_b , que engloba tanto a relação entre quantidades quanto a relação entre resistências do concreto e do aço em uma seção, é a taxa mecânica de armadura longitudinal ω , dada pela seguinte expressão :

$$\omega = \rho \cdot f_y / f_c \quad (4.6)$$

Nota-se, pela expressão (4.3), que ao se utilizar a mesma área de armadura (com mesmo f_y) em duas vigas iguais, porém com concretos de diferentes resistências, aquela que tiver o concreto de maior resistência terá comportamento mais dútil, já que ρ/ρ_b (ou ω) será menor.

4.4.2. Estudos já realizados.

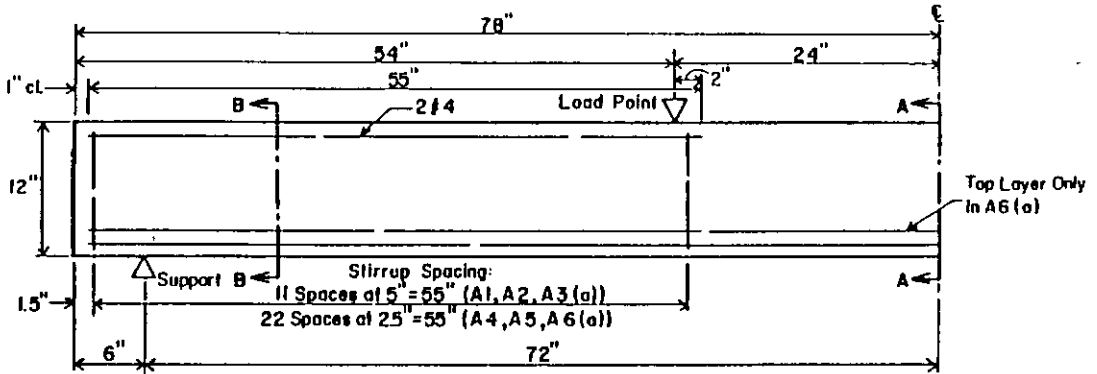
Pastor, Nilson e Slate [7] obtiveram experimentalmente a ductilidade de vigas sem armadura de compressão e sem armadura transversal na região de flexão pura, em ensaios onde foram variadas a taxa de armadura longitudinal de tração e a resistência à compressão do concreto.

A ductilidade, no caso, foi avaliada pelo índice Δ_u/Δ_y , sendo Δ_u a flecha na viga correspondente à carga de ruptura. Não foi mencionado entretanto o que caracterizava a ruptura da viga durante o ensaio.

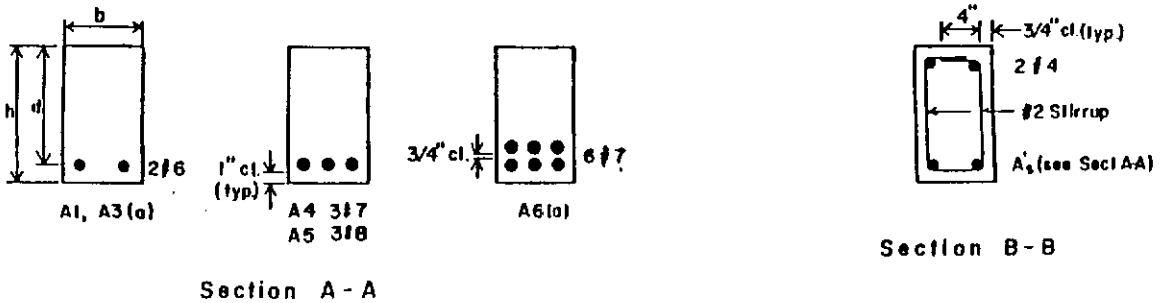
O esquema das vigas ensaiadas e os resultados são mostrados na figura 4.1 e na tabela 4.1.

Viga	f_c (MPa)	P/P_b	M_d
A1	26	0,51	3,54
A2	45	0,52	2,84
A3	59	0,29	2,53
A4	59	0,64	1,75
A5	64	0,87	1,14
A6	60	1,11	1,07

Tab. 4.1 - Variação da ductilidade de vigas com a variação da taxa de armadura longitudinal e da resistência à compressão do concreto de acordo com o trabalho de Pastor, Nilson e Slate [7].



Note: Nominal Cross-Section: 7" x 12"



1" = 25,4 mm	#6 - 284 mm ²
#2 - 32 mm ²	#7 - 387 mm ²
#4 - 129 mm ²	#8 - 510 mm ²

Fig. 4.1 - Esquema das vigas ensaiadas (Série A) por Pastor, Nilson e Slate [14].

Da tabela 4.1 pode-se concluir que :

a) Para uma mesma resistência de concreto, a ductilidade cai com o aumento da taxa de armadura longitudinal, atingindo valores muito baixos para taxas de armadura longitudinal próximas ou acima da taxa balanceada. Isto pode ser verificado comparando-se os resultados relativos às vigas A3, A4, A5 e A6 que possuem concretos aproximadamente de mesma resistência.

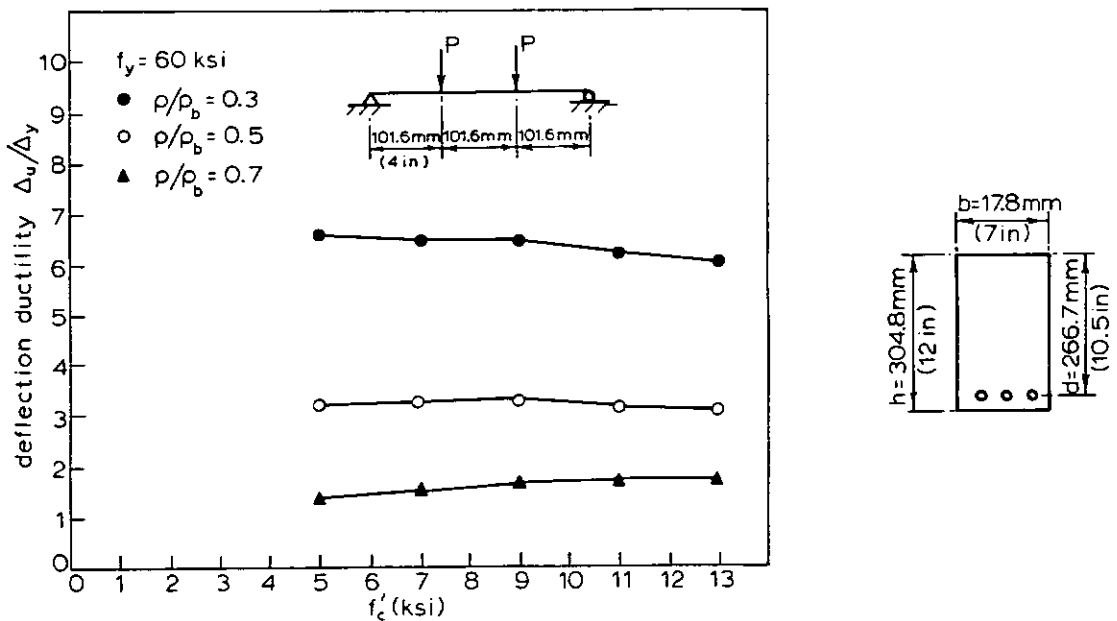
b) Comparando-se as vigas A1 e A2 que possuem praticamente a mesma taxa de armadura longitudinal em relação à taxa balanceada, pode-se notar uma tendência de diminuição da ductilidade quando se aumenta a resistência do concreto, mesmo se a relação ρ/ρ_b for mantida constante.

Ahmad e Shah [16], através de um estudo teórico onde utilizaram diagramas tensão-deformação do concreto e do aço definidos por expressões matemáticas obtidas a partir de grande número de ensaios de materiais, pesquisaram a variação da ductilidade de vigas com a variação da resistência à compressão do concreto e da relação taxa de armadura longitudinal de tração/taxa de armadura balanceada.

Foram utilizadas 5 resistências de concreto diferentes entre 34,5 e 89,6 MPa, sendo que para cada resistência do concreto foi determinada a ductilidade para as taxas ρ/ρ_b de 0,3, 0,5 e 0,7 . Os resultados, as dimensões das vigas estudadas e o esquema de carregamento são mostrados na figura 4.2 .

A ductilidade no caso foi quantificada através do índice Δ_u/Δ_y , sendo Δ_u a flecha correspondente ao ponto de máxima carga do diagrama carga-flecha (a deformação máxima do concreto e do aço não foram limitadas).

Utilizando o mesmo modelo teórico, Ahmad e Shah [16] também calcularam a ductilidade das vigas ensaiadas por Pastor, Nilson e Slate [7] e a compararam com a experimental. A tabela 4.2 mostra esta comparação.



1ksi = 6,894 MPa.

Fig. 4.2 - Variação da ductilidade de vigas com a variação da taxa de armadura longitudinal e da resistência à compressão do concreto de acordo com o trabalho de Ahmad e Shah [16].

Viga	μ_d (teórico)	μ_d (experimental)
A1	3,98	3,54
A2	2,18	2,84
A3	6,31	2,53
A4	1,91	1,75
A5	1,35	1,14
A6	1,02	1,07

Tab. 4.2 - Comparação dos resultados teóricos de Ahmad e Shah [16] com os obtidos experimentalmente por Pastor, Nilson e Slate [7].

Sobre este estudo, os seguintes comentários podem ser feitos :

a) Na figura 4.2 nota-se que, caso a taxa ρ/ρ_b seja mantida constante, a ductilidade praticamente não varia ao se variar a resistência à compressão do concreto, fato que contraria o que foi observado por Pastor, Nilson e Slate [7] (tabela 4.1)

b) Pode-se concluir também, através da figura 4.2, que a ductilidade cai com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Esta relação, porém, não é linear. Ao se aumentar ρ/ρ_b de 0,3 para 0,5 houve uma grande queda na ductilidade, enquanto que ao se aumentar ρ/ρ_b de 0,5 para 0,7 a queda foi bem menor.

c) Verifica-se através da tabela 4.2 que os resultados teóricos de Ahmad e Shah [16] concordaram bem com os obtidos experimentalmente por Pastor, Nilson e Slate [7], com exceção da viga A3. A razão para tal fato talvez tenha sido a interrupção do ensaio antes que toda a capacidade de deformação da viga A3 tenha sido atingida.

Shin, Kamara e Ghosh [41] ensaiaram várias vigas de dimensões 15 x 30 x 300 cm a fim de obter experimentalmente a sua ductilidade.

Eles utilizaram vigas de concreto com resistências de 29,3 , 84,1 e 103,4 MPa, sendo que para cada uma dessas resistências foram ensaiadas 3 vigas com diferentes taxas ρ/ρ_b (entre 0,05 e 0,8 aproximadamente).

Todas as vigas possuíam armadura de compressão igual

à armadura de tração (relação $A'_s/A_s=1$). A armadura transversal era na forma de estribos com diâmetro de 10 mm, sendo que em metade das vigas eles eram espaçados de 75 mm e na outra metade de 150 mm.

A ductilidade, nestes ensaios, também foi quantificada pela relação Δ_u/Δ_y , sendo Δ_u definido como a flecha correspondente à máxima carga verificada no diagrama carga-flecha.

A seção transversal das vigas ensaiadas e suas dimensões são mostradas na figura 4.3 .

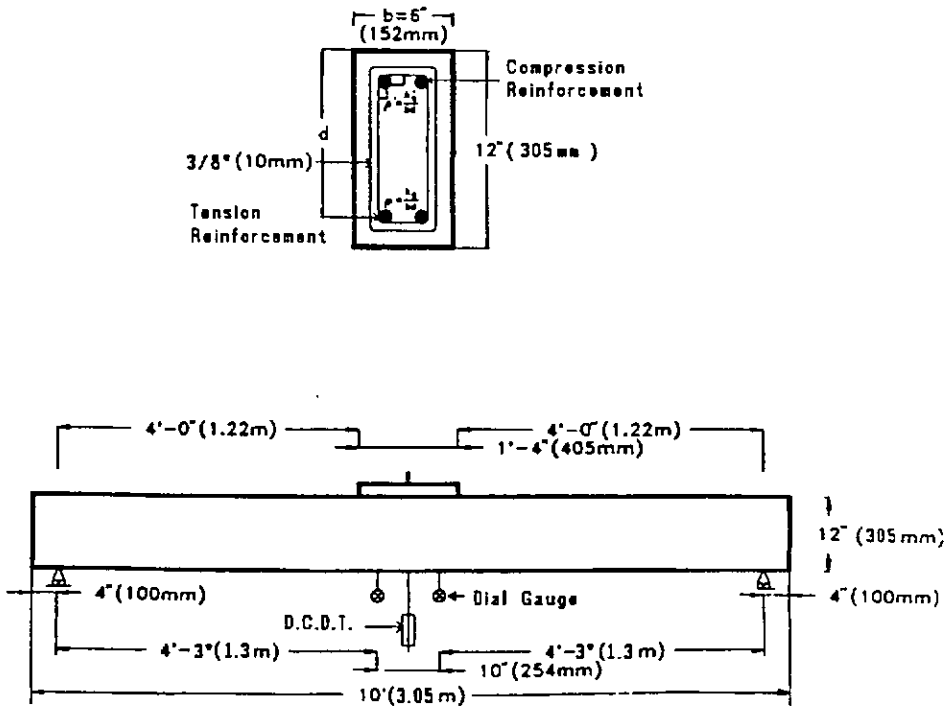


Fig. 4.3 - Seção transversal e dimensões das vigas ensaiadas por Shin, Kamara e Ghosh [41].

A figura 4.4 mostra os resultados obtidos.

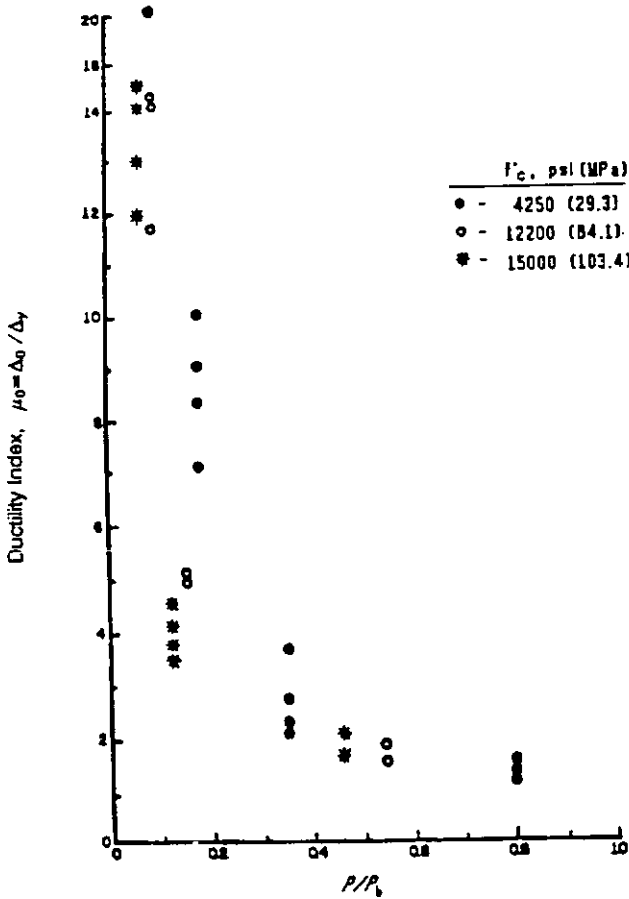


Fig. 4.4 - Variação da ductilidade de vigas com a variação da taxa de armadura longitudinal de tração e da resistência à compressão do concreto de acordo com o trabalho de Shin, Kamara e Ghosh [41].

As seguintes observações podem ser feitas sobre este trabalho, onde, como já foi dito, utilizou-se sempre $A'_s/A_s = 1$:

a) Pela figura 4.4 verifica-se que o índice de ductilidade cai com o aumento da taxa de armadura longitudinal, notando-se mais uma vez que esta relação não é linear.

b) Apesar disto não ser notado claramente na figura 4.4 , Shin, Kamara e Ghosh observaram que, em se mantendo a relação ρ/ρ_b constante, o índice de ductilidade aumenta um pouco ao se aumentar a resistência do concreto de 29,3 para 84,1 MPa, caindo novamente ao se passar de 84,1 para 103,4 MPa. Entretanto, esta variação não é muito significativa.

c) Shin, Kamara e Ghosh concluíram ser a taxa de armadura longitudinal o fator preponderante na variação da ductilidade, pois com a variação da taxa de armadura transversal não houve alterações significativas no comportamento das vigas.

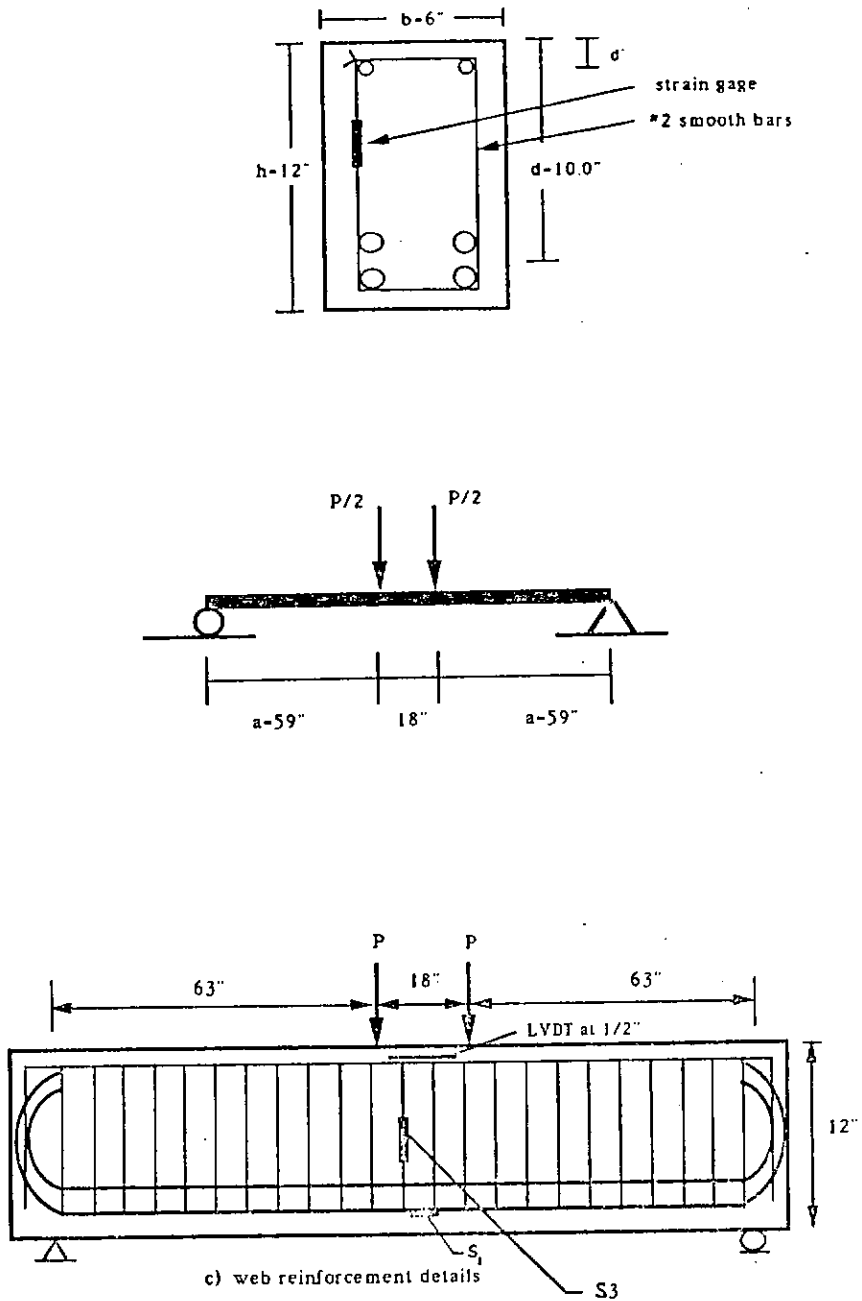
Ahmad e Batts [11], através de ensaios, pesquisaram a variação da ductilidade de vigas de concreto leve com a variação da taxa de armadura longitudinal e da resistência do concreto.

As vigas ensaiadas possuíam taxa de armadura transversal ρ_w aproximadamente igual a 0,28% (estribos de 6,3mm de diâmetro espaçados de 152 mm) e armadura de compressão, sendo que a relação A'_s/A_s foi mantida aproximadamente igual a 0,5 em todas elas.

Variou-se a resistência do concreto entre 46,2 e 76,3 MPa e a relação ρ/ρ_b entre 0,16 e 0,47.

A ductilidade foi avaliada pelo índice Δ_u/Δ_y . A flecha Δ_u foi definida como sendo a flecha correspondente à carga depois da qual as flechas começavam a aumentar de maneira instável.

Na figura 4.5 são mostradas as seções transversais das vigas ensaiadas e o esquema de carregamento. A figura 4.6 e a tabela 4.3 mostram os resultados obtidos.

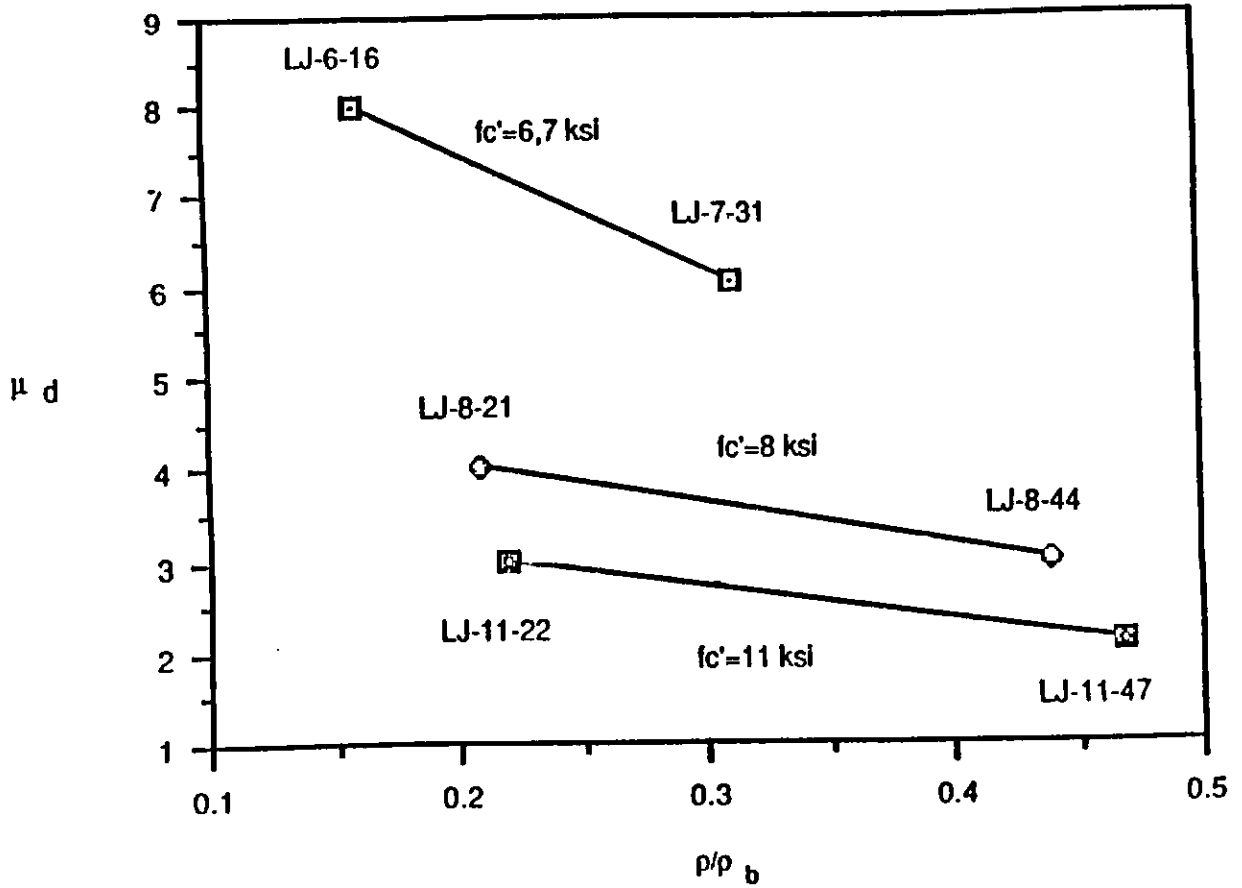


$$1' = 25,4 \text{ mm}$$

$$\#2 - 32 \text{ mm}^2$$

Fig. 4.5 - Esquema das vigas ensaiadas por Ahmad e

Batts [11].



1 ksi = 6,894 MPa.

Fig 4.6 - Variação da ductilidade de vigas de concreto leve com a variação da taxa de armadura longitudinal e da resistência à compressão do concreto de acordo com o trabalho de Ahmad e Batts [11].

Viga	f_c (MPa)	ρ / ρ_b	ϕ_u / ϕ_y
LJ-6-16	46	0,16	8
LJ-7-31	53	0,31	6
LJ-8-21	56	0,21	4
LJ-8-44	58	0,44	2,96
LJ-11-22	81	0,22	3
LJ-11-47	76	0,47	2,1

Obs.: $A'_s / A_s = 0,5$

Tab. 4.3 - Variação da ductilidade de vigas de concreto leve com a variação da taxa de armadura longitudinal e da resistência à compressão do concreto de acordo com o trabalho de Ahmad e Batts [11].

Ahmad e Batts também fizeram um estudo teórico sobre o comportamento destas vigas e compararam os resultados deste estudo com os obtidos experimentalmente.

Apesar do pequeno número de vigas ensaiadas e do intervalo de variação reduzido dos parâmetros estudados, Ahmad e Batts observaram as seguintes tendências e fizeram as seguintes recomendações :

a) Mantendo-se constante a resistência à compressão do concreto, a ductilidade cai com o aumento da taxa de armadura longitudinal de uma maneira não linear.

b) Quanto maior a resistência à compressão do concreto, menos sensível é a ductilidade da viga a um aumento na

taxa de armadura longitudinal.

c) Mantendo-se fixa a relação ρ/ρ_b , a ductilidade cai com o aumento da resistência à compressão do concreto. Isto ocorre, entretanto, apenas até um certo limite. Para altos valores de ρ/ρ_b ($\geq 0,5$) a ductilidade parece ficar independente da resistência do concreto, não mais variando com seu aumento.

d) Para se conseguir em vigas de concreto leve um índice de ductilidade em torno de 3, considerado adequado especialmente em áreas sísmicas, a relação ρ/ρ_b não deve exceder 0,4 em vigas de concreto com resistência à compressão em torno de 55 MPa e 0,2 em vigas de concreto com resistência à compressão em torno de 76 MPa

e) Quanto à comparação entre resultados teóricos e experimentais, observou-se que a flecha máxima obtida nos ensaios esteve quase sempre abaixo da calculada através dos modelos teóricos. Talvez, também neste caso, os ensaios tenham sido interrompidos antes que a máxima capacidade de deformação das vigas tenha sido atingida.

Marro [31] ensaiou vigas de concreto com resistências entre 35 e 90 MPa. Ele variou, além da resistência à compressão do concreto, as taxas de armadura longitudinal de tração e de compressão, além de utilizar várias formas de seção transversal.

Medindo a rotação plástica das vigas, ele verificou que a ductilidade delas foi sempre baixa quando taxas de armadura longitudinal médias e altas foram utilizadas, independentemente da resistência à compressão do concreto.

4.4.3. Conclusões.

A partir dos estudos aqui resumidos pode-se concluir que :

- A taxa de armadura longitudinal parece ser o parâmetro que mais influencia a ductilidade de uma viga.

- O índice de ductilidade cai com o aumento da taxa de armadura longitudinal de uma maneira não linear. Para taxas baixas, pequenos acréscimos na quantidade de armadura longitudinal provocam uma grande queda na ductilidade, enquanto que, para taxas próximas à taxa balanceada, o índice de ductilidade se mantém bastante baixo (próximo de 1), não sendo alterado significativamente por uma variação na quantidade de armadura longitudinal.

- A influência da resistência à compressão do concreto na ductilidade de uma viga quando se mantém constante a relação taxa de armadura longitudinal de tração / taxa balanceada é duvidosa. Alguns estudos indicam que, caso a relação ρ/ρ_b seja mantida fixa, um aumento na resistência do concreto provoca uma variação insignificante na ductilidade, que pode até aumentar em certos casos. Outros estudos, no entanto, apontam uma tendência de diminuição da ductilidade quando se aumenta a resistência do concreto, se ρ/ρ_b for mantido fixo. Esta tendência, porém, parece ser válida apenas para ρ/ρ_b até um certo valor, a partir do qual a ductilidade ficaria independente da resistência do concreto.

4.5. INFLUÊNCIA DA ARMADURA LONGITUDINAL DE COMPRESSÃO E DA ARMADURA TRANSVERSAL.

4.5.1. Introdução.

A armadura transversal, por causa do efeito de confinamento lateral sobre o concreto comprimido, que suaviza a parte descendente de seu diagrama tensão-deformação, é tida como benéfica em relação à ductilidade. Nielsen [36] observa que uma ruptura por compressão do concreto, que normalmente tem um caráter frágil, pode se tornar dútil quando a zona comprimida do concreto é confinada lateralmente.

Para quantificar o confinamento lateral será utilizada a taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral ρ_s , definida como sendo a relação entre o volume de aço da armadura transversal de confinamento e o volume do núcleo de concreto confinado. Nos estudos apresentados a seguir sobre a influência da armadura transversal, além da taxa geométrica de armadura transversal ρ_w , serão mostrados também os valores de ρ_s para efeito de comparação.

O efeito de confinamento lateral, contudo, será melhor estudado no próximo capítulo ao se analisar a ductilidade de pilares, já que ele é mais importante neste tipo de elemento estrutural.

A utilização de armadura longitudinal de compressão em vigas também é tida como benéfica com relação à ductilidade. Esta armadura continua a absorver carga na zona comprimida mesmo

após ter sido esgotada a capacidade do concreto, o que pode atrasar a ruptura e permitir que o elemento sofra maiores deformações [44].

Existe ainda um efeito conjunto da armadura longitudinal de compressão e da armadura transversal, já que os estribos da armadura transversal ajudam a manter as barras da armadura de compressão na posição, aumentando a estabilidade das mesmas.

4.5.2. Estudos já realizados.

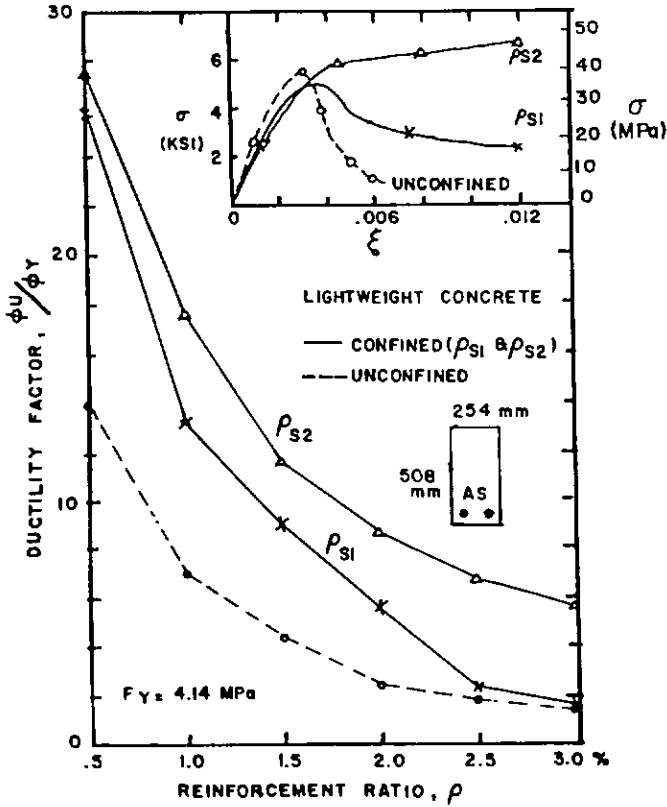
Shah, Naaman e Moreno [38] fizeram um estudo teórico da influência do confinamento lateral do concreto proporcionado pela armadura transversal na ductilidade de seções de concreto leve ($f_c \approx 40$ MPa). Eles utilizaram diagramas tensão-deformação do concreto confinado obtidos experimentalmente por eles em ensaios com corpos de prova cilíndricos, confinados lateralmente através de armadura em espiral contínua, sujeitos a compressão axial.

As taxas volumétricas de confinamento lateral ρ_s utilizadas foram 0 (concreto sem confinamento lateral), 0,21% (ρ_{s1}) e 1,86% (ρ_{s2}), sendo que o aço utilizado nestas armaduras era de alta resistência (f_y entre 1117 e 1434 MPa).

A figura 4.7 mostra a variação da ductilidade com a variação da taxa de armadura longitudinal ($f_y = 414$ MPa) para cada nível de confinamento utilizado. Ela mostra também os diagramas tensão-deformação utilizados nos cálculos teóricos e

as características da seção transversal.

Observa-se que, para a seção retangular hipotética utilizada, taxas de armadura de confinamento lateral de 0,21% e 1,86% seriam produzidas por uma armadura transversal na forma de estribos retangulares com ρ_w aproximadamente igual a 0,12% e 1,0%, respectivamente.



Obs.: $\rho_b = 4,1\%$

Fig. 4.7 - Influência da taxa de armadura longitudinal e da taxa de confinamento lateral no índice de ductilidade de seções segundo estudo teórico de Shah, Naaman e Moreno [38].

Observou-se que, para qualquer taxa de armadura longitudinal, quanto maior a taxa de confinamento lateral, maior

a ductilidade da seção.

Entretanto, a validade deste estudo é duvidosa, pois Shah, Naaman e Moreno assumiram, ao utilizarem nos cálculos teóricos de ϕ_u/ϕ_y diagramas tensão-deformação obtidos em corpos de prova sujeitos a compressão axial, que o efeito de confinamento lateral ocorre de maneira idêntica em uma seção transversal de uma viga sujeita a flexão e em um pilar, por exemplo.

Em uma viga, a expansão lateral do concreto, que faz surgirem as tensões de confinamento lateral, é maior na altura da fibra mais comprimida do concreto e nula na altura da linha neutra. Isto faz com que estas tensões fiquem distribuídas de uma maneira não eficiente ao longo da seção.

Nos dois trabalhos apresentados a seguir [41,47] se verá que a influência do confinamento lateral na ductilidade de vigas, avaliada através de ensaios, não foi significativa.

Shin, Kamara e Ghosh, no mesmo estudo já citado anteriormente [41], também pesquisaram a influência da taxa de armadura transversal na ductilidade de vigas de concreto com resistências variando entre 29,3 e 103,4 MPa e taxas ρ/ρ_b entre 0,05 e 0,8, aproximadamente. As seções transversais destas vigas e suas dimensões foram mostradas na figura 4.3 .

Foram utilizados estribos de 10 mm de diâmetro com dois espaçamentos diferentes (75 e 150 mm), resultando para taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral ρ_s os valores 2,4% e 1,2% aproximadamente (taxa geométrica de armadura transversal ρ_w entre 1,4% e 0,7%).

Esta variação na taxa de armadura transversal,

entretanto, não produziu nenhuma variação significativa na ductilidade destas vigas.

Com relação à armadura de compressão, as vigas foram armadas como se fossem pilares (relação $A'_s/A_s = 1$ mantida constante em todas elas). Verificou-se que, enquanto a armadura de tração sempre escoou nos estágios avançados de carregamento, a armadura de compressão desenvolveu apenas pequenas tensões até a ruptura.

Shin, Kamara e Ghosh comentaram que as vigas ensaiadas, na realidade, eram pilares com carga axial igual a zero sujeitos a carregamentos laterais e que, em uma próxima investigação, poderiam ser feitos ensaios similares incluindo-se várias taxas de compressão axial.

Yanagisawa, Shimizu, Tsumura e Fujiwara [47], em ensaios em vigas T de concreto de resistência média (41 MPa), pesquisaram a influência da taxa de armadura transversal na ductilidade destas vigas.

Eles utilizaram estribos de 5 mm de diâmetro em várias configurações e com espaçamento variando entre 75 e 110 mm, resultando para taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral na região central das vigas valores entre 0,31% e 0,93% (taxa geométrica de armadura transversal ρ_w entre 0,16% e 0,48%).

É interessante observar que o aço da armadura transversal era de alta resistência ($f_y = 1355$ MPa).

Na figura 4.8 é mostrado como exemplo o esquema de carregamento, armadura e dimensões de uma das vigas ensaiadas.

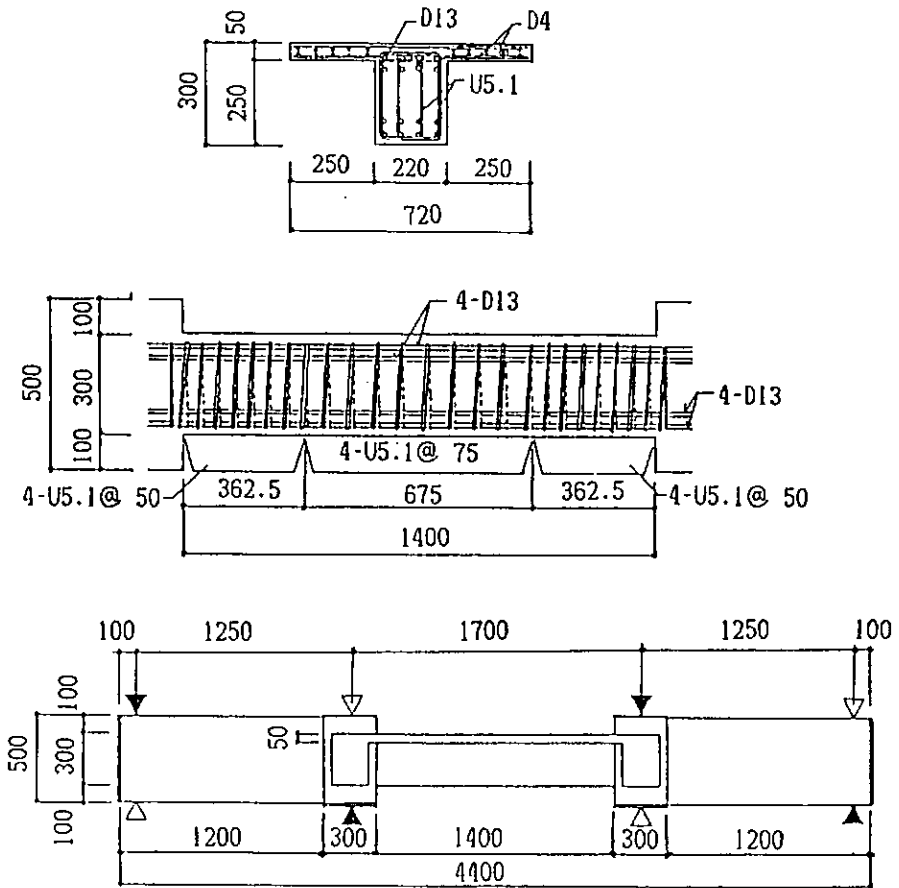


Fig. 4.8 - Esquema de uma das vigas ensaiadas por Yanagisawa, Shimizu, Tsumura e Fujiwara [47].

Para a faixa de variação de armadura transversal estudada, entretanto, não foi observada nenhuma variação significativa da ductilidade das vigas.

Cohn e Riva [23], em estudo teórico sobre ductilidade de seções de concreto armado, protendido e parcialmente protendido, analisaram, entre outras coisas, a influência da armadura de compressão. Eles definiram uma taxa mecânica mista de armadura longitudinal $\bar{\omega}$ através da seguinte expressão :

$$\bar{\omega} = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_{sl}) / (b_w d f_c) \quad (4.7),$$

sendo A_{ps} a área de armadura de protensão na seção, f_{ps} a tensão no aço da armadura de protensão ao ser atingido o máximo momento

nominal da seção e f_{s1} a tensão no aço da armadura longitudinal principal no momento em que é atingida sua deformação limite (deformação máxima permitida por norma).

A curvatura última, ϕ_u , foi definida neste estudo como sendo a menor entre as seguintes curvaturas :

- a curvatura correspondente ao máximo momento verificado no diagrama momento-curvatura.

- a curvatura no instante em que a deformação na armadura longitudinal principal (passiva) ou que o incremento de deformação na armadura de protensão atinge o valor limite de 3%.

Para seções retangulares de concreto armado ($A_{ps} = 0$) foi calculada, através de uma análise não linear, a variação da ductilidade, expressa pela relação ϕ_u/ϕ_y , com a variação da taxa mecânica mista de armadura longitudinal ($\bar{\omega}$), para várias relações A'_s/A_s entre 0 e 1. As resistências utilizadas para o concreto e o aço foram, respectivamente, 40 MPa e 400 MPa.

A figura 4.9 mostra os resultados.

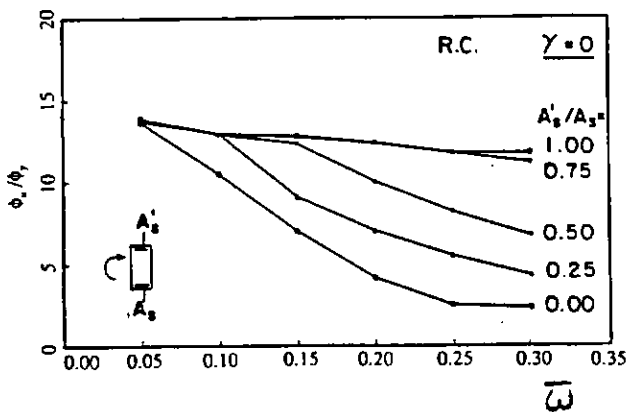


Fig 4.9 - Influência da taxa de armadura de compressão na ductilidade de seções segundo estudo teórico de Cohn e Riva [23].

Através desta figura, Cohn e Riva chegaram às seguintes conclusões :

a) Para $A'_s/A_s = 0$ a ductilidade varia hiperbolicamente com $\bar{\omega}$.

b) Para A'_s/A_s entre 0 e 0,75 a ductilidade não varia significativamente com $\bar{\omega}$ até um certo ponto, a partir do qual passa a variar hiperbolicamente.

c) Para $A'_s/A_s = 0,75$ a ductilidade pouco varia com $\bar{\omega}$. Ao se aumentar A'_s/A_s de 0,75 para 1,0 também praticamente não se tem mais ganho de ductilidade.

A explicação para tal comportamento está relacionada à definição dada para ϕ_u . Para $A'_s/A_s = 0$, qualquer $\bar{\omega}$, e para A'_s/A_s entre 0 e 0,75 com altos valores de $\bar{\omega}$, a rotação última equivale ao ponto de máximo do diagrama momento-curvatura da seção, não sendo atingido o valor limite da deformação do aço. Entretanto, para A'_s/A_s entre 0 e 0,75 com baixos valores de $\bar{\omega}$ e A'_s/A_s acima de 0,75, ϕ_u é determinado pela deformação do aço atingindo 3% antes da curva momento-curvatura atingir seu ponto de máximo, fazendo com que a ductilidade pouco varie nestes intervalos.

É importante notar que, pela definição dada através da expressão (4.7), $\bar{\omega}$ não é função de A'_s . Logo, aumentar a relação A'_s/A_s e manter constante o valor de $\bar{\omega}$ resulta, de acordo com a expressão 4.4, em uma queda na relação ρ/ρ_b , já que a quantidade de armadura longitudinal principal também é mantida constante. É lógico, então, o fato de se ter um ganho de ductilidade.

Em vista disto, seria mais interessante que as curvas da figura 4.9 tivessem sido calculadas em função de ρ/ρ_b e não de $\bar{\omega}$. Fazendo isto, seria provável que se tivesse uma menor variação da ductilidade com a variação de A'_s/A_s .

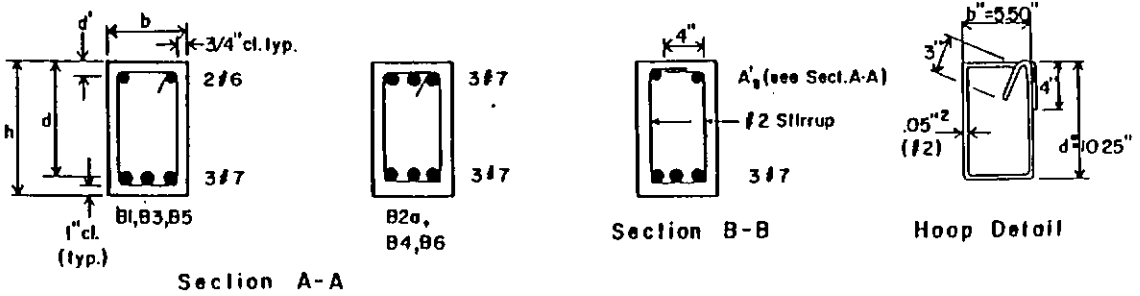
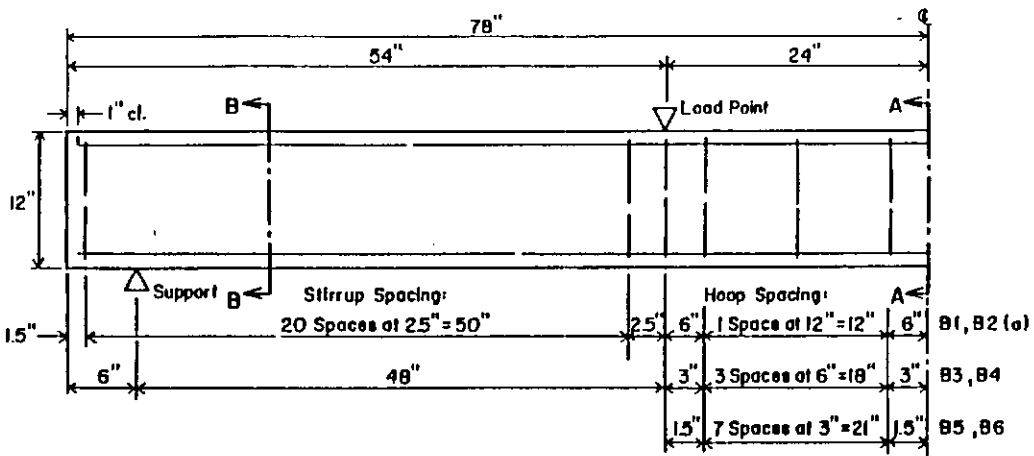
Em uma segunda etapa do trabalho experimental já citado anteriormente, Pastor, Nilson e Slate [7] pesquisaram a influência da taxa de armadura transversal e da armadura longitudinal de compressão na ductilidade de vigas.

Nesta etapa foram mantidas aproximadamente constantes a resistência do concreto (entre 58 e 59 MPa) e a relação ρ/ρ_b (entre 0,55 e 0,59).

Em metade das vigas, a área de armadura de compressão era equivalente à metade da área da armadura principal, enquanto que na outra metade as áreas da armadura principal e da de compressão eram iguais.

Os estribos da armadura transversal, na região central das vigas, onde o esforço cortante era nulo (ver esquema abaixo), tinham 6,4 mm de diâmetro e o espaçamento entre eles foi variado entre 76 e 305 mm, resultando para taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral ρ_s valores entre 0,23% e 0,93% e para taxa geométrica de armadura transversal ρ_w valores entre 0,12% e 0,48%.

Na figura 4.10 é mostrado o esquema das vigas ensaiadas e na tabela 4.4 são apresentados os dados dessas vigas.



$$1" = 25.4 \text{ mm} \quad \#2 = 32 \text{ mm}^2$$

$$\#6 = 284 \text{ mm}^2 \quad \#7 = 387 \text{ mm}^2$$

Fig. 4.10 - Esquema das vigas ensaiadas por Pastor, Nison e Slate [14].

Viga	ρ/ρ_b	A_s'/A_s	ρ_s (%)	ρ_w (%)	M_d
B1	0,57	0,5	0,23	0,12	2,35
B2	0,55	1,0	0,23	0,12	2,64
B3	0,57	0,5	0,47	0,24	4,88
B4	0,59	1,0	0,47	0,24	8,32
B5	0,56	0,5	0,93	0,48	5,61
B6	0,58	1,0	0,93	0,48	6,14

Tab. 4.4 - Variação da ductilidade de vigas com a variação da taxa de armadura de compressão e da taxa de armadura transversal segundo trabalho de Pastor, Nilson e Slate [7].

Através da tabela 4.4 pode-se observar que :

a) Todas as vigas apresentaram índice de ductilidade superior ao da viga A4 ($\mu_d = 1,75$) da série A de ensaios (item 4.4.1) que tinha mesmo f_c (59 MPa) que as vigas desta série, porém sem armadura longitudinal de compressão e sem armadura transversal na região de flexão pura. Embora a relação ρ/ρ_b da viga A4 (0,64) não tenha sido muito superior ao das vigas da série B (entre 0,55 e 0,59), a diferença entre os índices de ductilidade, excetuando-se as vigas B1 e B2, foi bastante grande. Esta grande diferença deve ser, portanto, devido à armadura longitudinal de compressão e à armadura transversal.

b) Passando-se de uma relação A'_s/A_s de 0,5 para 1, sempre houve um ganho de ductilidade. O ganho , entretanto, foi grande apenas para a faixa intermediária da taxa volumétrica de confinamento lateral ($\rho_s=0,47\%$).

c) O aumento da taxa de armadura transversal (taxa de confinamento lateral) pareceu ser efetivo em melhorar a ductilidade apenas até um certo ponto. Pode-se verificar, ao se comparar B1 com B3 e B2 com B4, que quando se aumentou ρ_s de 0,23% para 0,47% houve um grande ganho de ductilidade. Esta mesma tendência, entretanto, não foi verificada quando se aumentou ρ_s de 0,47% para 0,93%, sendo interessante notar que a viga B6, apesar de possuir taxa de armadura transversal maior que a viga B4, apresentou um índice de ductilidade mais baixo.

Uzumeri e Basset [44] ensaiaram vigas de dimensões 25 x 35 x 360 cm de concreto leve e de concreto de massa específica normal com resistências à compressão de 60 MPa e 84 MPa,

respectivamente, visando verificar a influência da taxa de armadura de compressão e da taxa de armadura transversal na ductilidade destas vigas.

O esquema das vigas ensaiadas e ponto de aplicação das cargas é mostrado na figura 4.11 .

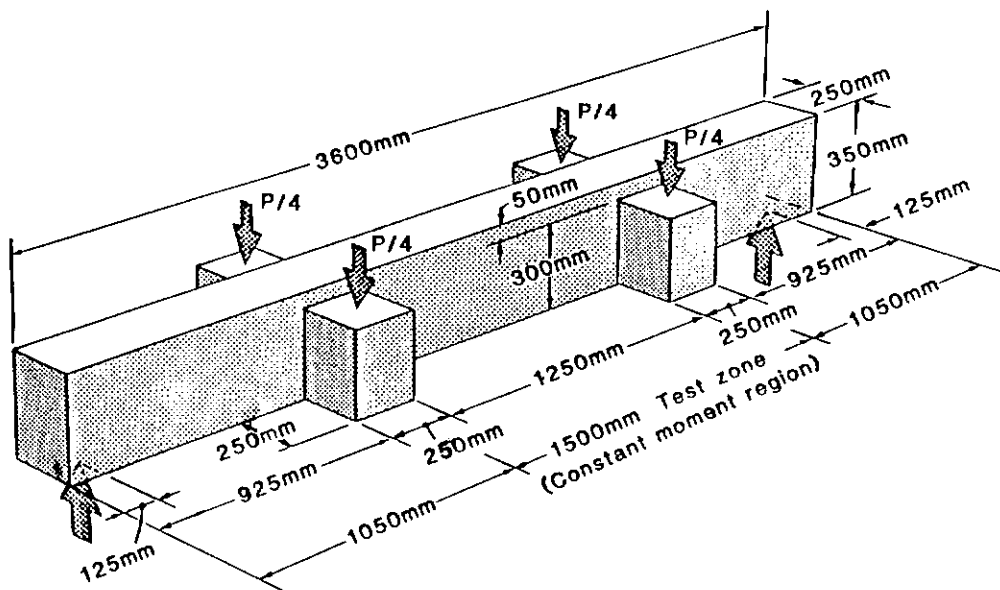


Fig. 4.11 - Esquema das vigas ensaiadas por Uzumeri e Basset [44].

Todas as vigas possuíam 3 barras de 25 mm de diâmetro como armadura longitudinal principal resultando aproximadamente para o índice ρ/ρ_b os valores de 0,2 e 0,3 para as vigas de concreto normal e de concreto leve, respectivamente (sem considerar a armadura longitudinal de compressão).

Como armadura longitudinal de compressão foram utilizadas barras de 20 mm de diâmetro, sendo que o número de barras variou entre 0 e 4, resultando para a relação A'_s/A_s valores entre 0 e 0,8 .

Como armadura transversal da região de esforço cortante nulo foram utilizados estribos com diâmetro de 10 mm, sendo que o espaçamento entre eles era de 150 mm em algumas vigas e de 75 mm em outras. Vigas sem armadura transversal também foram ensaiadas. Com isso, a taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral ρ_s variou entre 0 e 1,67% aproximadamente (taxa geométrica de armadura transversal ρ_w entre 0 e 0,84%).

Na tabela 4.5 são resumidas as características de cada viga ensaiada.

Viga	Tipo de concreto	f_c (MPa)	A_s/A_s	ρ_w (%)	ρ_s (%)
N1	normal	84	0	0	0
N2	normal	84	0,4	0	0
N3	normal	84	0,8	0	0
N4	normal	82	0,4	0,84	0,42
N5	normal	82	0,4	1,67	0,84
L1	leve	60	0	0	0
L2	leve	60	0,8	0	0
L3	leve	61	0,4	0,84	0,42
L4	leve	61	0,4	1,67	0,84

* - valores reais.

Tab. 4.5 - Características das vigas ensaiadas por Uzumeri e Basset [44].

Neste trabalho a ductilidade foi avaliada pelo aspecto dos gráficos carga aplicada-flecha no ponto médio das vigas, não sendo calculado nenhum índice de ductilidade. Estes gráficos são

mostrados na figura 4.12.

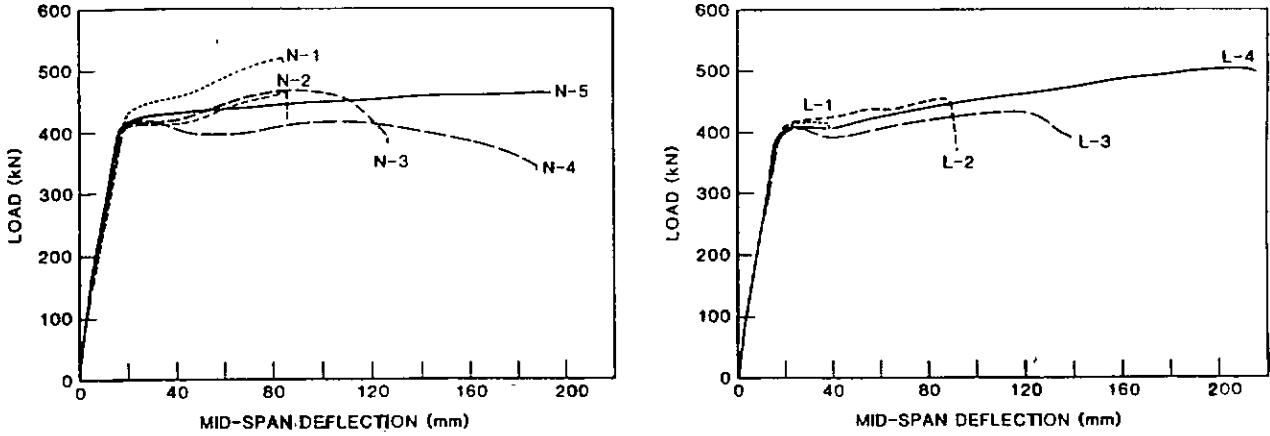


Fig. 4.12 - Curvas carga aplicada-flecha das vigas ensaiadas por Uzumeri e Basset [44].

Pode-se verificar que a capacidade de deformação das vigas N-2, N-3 e L-2, onde havia a presença da armadura longitudinal de compressão sem armadura transversal, foi bem menor que a das vigas N-4, N-5, L-3 e L-4, que possuíam tanto armadura longitudinal de compressão quanto armadura transversal.

Uzumeri e Basset observaram que a ação benéfica da armadura transversal consiste não só em confinar o concreto, mas também em manter na posição as barras da armadura longitudinal de compressão, impedindo ou pelo menos atrasando a flambagem das mesmas.

Eles, através dos gráficos acima, também observaram que o ganho relativo de ductilidade com o aumento da taxa de armadura transversal, assim como a efetividade da armadura de compressão em melhorar a ductilidade, foram maiores nas vigas de concreto leve. A validade desta conclusão, porém, é duvidosa,

pois os dois tipos de concreto possuíam resistências à compressão bem diferentes.

Um outro aspecto importante, com relação ao fator econômico, é que, apesar de influir positivamente na ductilidade, a adição de armadura longitudinal de compressão não afetou significativamente a capacidade resistente das vigas (nota-se que entre as vigas de concreto normal a que suportou a maior carga foi justamente a N-1, que não possuía armadura de compressão).

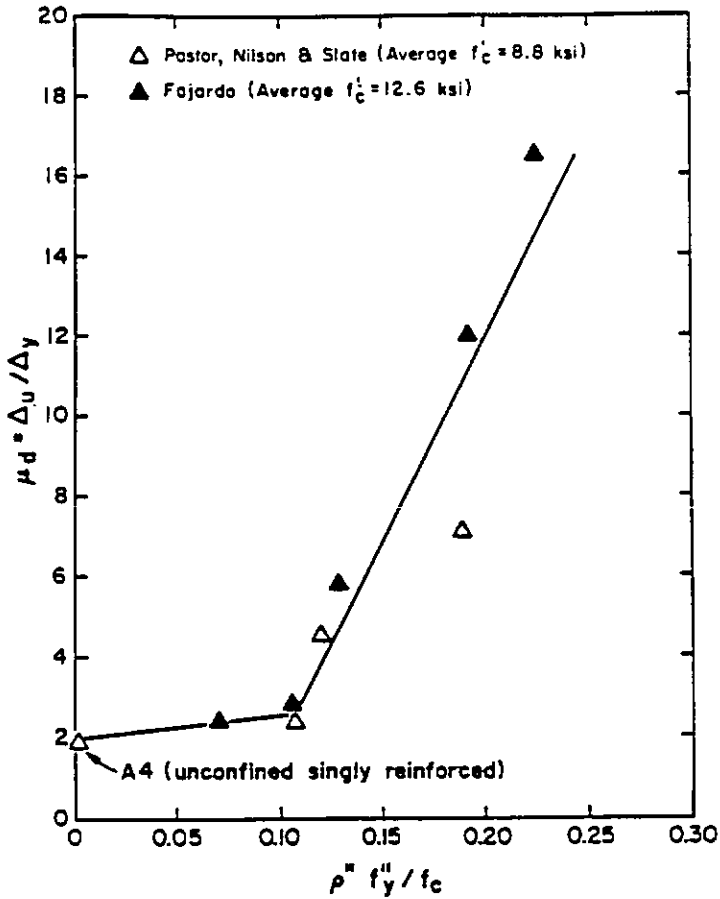
Ahmad e Shah [14] tentaram analisar a influência na ductilidade de vigas de seção retangular da armadura de compressão e da armadura transversal, em conjunto.

Eles utilizaram uma taxa combinada de armadura de compressão e de armadura transversal, ρ'' , dada pela seguinte expressão :

$$\rho'' = \rho_s + A_s' / b'' \cdot d'' \quad (4.8),$$

onde b'' e d'' correspondem à largura e à altura do núcleo de concreto confinado, respectivamente.

O gráfico a seguir mostra a correlação obtida por eles entre os índices de ductilidade de vigas obtidos experimentalmente nos ensaios de Pastor, Nilson e Slate [7] (já citados neste ítem) e de Fajardo e a quantidade $\rho'' \cdot f_y'' / f_c$ (que também leva em conta a resistência do concreto f_c e a tensão de escoamento do aço da armadura transversal f_y'').



1 ksi = 6,894 MPa.

Fig. 4.13 - Influência conjunta da armadura transversal e da armadura de compressão na ductilidade de vigas de seção transversal retangular [14].

A partir deste gráfico foi concluído que :

a) Existe um valor para $\rho'' \cdot f_y'' / f_c$, que no caso foi 0.11, que separa dois intervalos que definem dois tipos distintos de comportamento.

b) Para $\rho'' \cdot f_y'' / f_c < 0,11$, a presença de armadura transversal e de armadura de compressão teve pouca ou nenhuma influência na ductilidade, sendo que o índice de ductilidade da

viga A4, que não possuía essas armaduras, foi praticamente igual ao das outras vigas com $\rho''f_y''/f_c$ situado neste intervalo. Este tipo de comportamento se deve ao fato destas vigas terem rompido imediatamente após a perda do recobrimento de concreto (significantes dilatações inelásticas do concreto comprimido só ocorrem após a perda do recobrimento).

c) Por outro lado, para valores de $\rho''f_y''/f_c$ maiores que 0,11, a ductilidade passa a ser influenciada significativamente pela presença de armadura transversal e de armadura de compressão como mostra a elevada inclinação da linha à direita deste ponto.

Observa-se que, no trabalho de Uzumeri e Basset [44] citado anteriormente, a única viga, tanto na série de concreto leve quanto na série de concreto normal, que não teve sua capacidade de deformação melhorada com relação às vigas sem armadura longitudinal de compressão e sem armadura transversal (N-1 e L-1) foi a N-2, que era a única que possuía $\rho''f_y''/f_c$ menor que 0.11 (com exceção de N-1 e L-1).

4.5.3. Conclusões.

A partir dos estudos acima mencionados pode-se fazer o seguinte resumo sobre a influência da taxa de armadura de compressão e da taxa de armadura transversal na ductilidade de vigas de concreto :

- A influência da armadura transversal na ductilidade

de vigas, pelo efeito de confinamento lateral, parece não ser muito significativa, pelo fato das tensões de confinamento lateral nestes elementos estruturais ficarem distribuídas de uma maneira não uniforme e ineficiente ao longo da zona comprimida.

- A utilização de armadura longitudinal de compressão parece ser benéfica com relação à ductilidade, entretanto a adição desta armadura não aumenta significativamente a capacidade resistente das vigas. Logo, a utilização de altas taxas de armadura de compressão para apenas aumentar a ductilidade pode não ser vantajosa economicamente, já que vigas com relações A'_s/A_s próximas de 1, após terem a capacidade do concreto comprimido esgotada e o recobrimento perdido, passam a trabalhar de maneira análoga a uma viga I com mesas de aço, servindo o núcleo de concreto envolvido pela armadura transversal como alma de ligação. Uma viga de aço real poderia ser mais econômica, além de eliminar qualquer problema de ductilidade.

De qualquer forma, para que a armadura longitudinal de compressão tenha um efeito positivo é preciso que as barras comprimidas se mantenham estáveis. Esta estabilidade é fortemente influenciada pelas restrições laterais impostas pelos estribos, sendo esta sim a principal causa da influência da armadura transversal sobre a ductilidade de vigas.

4.6. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO AÇO.

A tensão de escoamento (f_y) e a forma do diagrama

tensão-deformação do aço das armaduras longitudinais também influem na ductilidade de uma viga de concreto armado.

Na maioria dos estudos citados nos itens anteriores, onde foram analisadas as influências das taxas das armaduras longitudinais de tração e de compressão e da taxa de armadura transversal, com exceção de dois [38,47], onde foi utilizado aço de alta resistência, os aços utilizados eram de resistências usuais (f_y entre 400 e 600 MPa).

O índice ρ/ρ_b (analisado no item 4.4.1) também engloba o efeito da resistência do aço (assim como a taxa mecânica de armadura longitudinal ω) e aumentar a resistência do aço da armadura longitudinal principal é equivalente a aumentar a quantidade desta armadura, já que provoca um aumento de ρ/ρ_b .

Também, pelo que foi citado no item anterior, pode-se concluir que, com relação à ductilidade de vigas, não há vantagem em se utilizar aço de alta resistência na armadura transversal.

4.7. INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL.

Por geometria de uma seção transversal pode-se considerar, além de sua forma, a disposição das armaduras e a espessura do recobrimento de concreto.

Naaman, Harajli e Wight [35], em estudo teórico-experimental sobre ductilidade de seções de concreto armado e protendido (f_c entre 30 e 90 MPa), analisaram seções retangulares, caixão, T e I. Eles verificaram que a forma da seção transversal não tem influência significativa no índice de

dutilidade, desde que se expresse este índice em função de uma taxa mecânica mista de armadura longitudinal $\bar{\omega}$ válida para concreto armado e protendido e para qualquer forma de seção transversal definida por eles através da seguinte expressão :

$$\bar{\omega} = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s) / (b_w d f_c) \quad (4.9)$$

Já Cohn e Riva [23], ao estudarem também a dutilidade de seções de concreto armado e protendido (estudo teórico), concluíram que ela varia ao se variar a relação largura da mesa/largura da alma (b/b_w) em vigas T, de maneira semelhante à variação produzida pela adição de armadura de compressão (fig. 4.9).

Para $b/b_w=1$ (seção retangular), a dutilidade varia hiperbolicamente com a taxa mecânica de armadura longitudinal $\bar{\omega}$. Para $b/b_w=4$, a dutilidade fica praticamente constante ao se variar $\bar{\omega}$. Aumentar b/b_w além de 4 também não leva mais a ganho de dutilidade.

Aqui, como no estudo da variação da dutilidade com A'_s/A_s de Cohn e Riva [23], as resistências utilizadas para o concreto e para o aço foram, respectivamente, 40 e 400 MPa. A definição adotada para ϕ_u também foi a mesma.

É importante observar que, pela definição dada por Cohn e Riva ($\bar{\omega} = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_{sl}) / (b_w d f_c)$) através da expressão (4.7), $\bar{\omega}$ é relacionado à largura da alma (b_w), e não à largura da mesa de compressão (b) como fizeram Naaman, Harajli e Wight no estudo acima citado (expressão (4.9)). Isto explica a aparente contradição entre as conclusões obtidas nos dois trabalhos com relação à influência ou não da forma da seção

transversal na ductilidade de vigas.

A figura 4.14 mostra o efeito da largura da mesa de compressão de vigas T na ductilidade de seções de concreto armado ($A_{ps} = 0$).

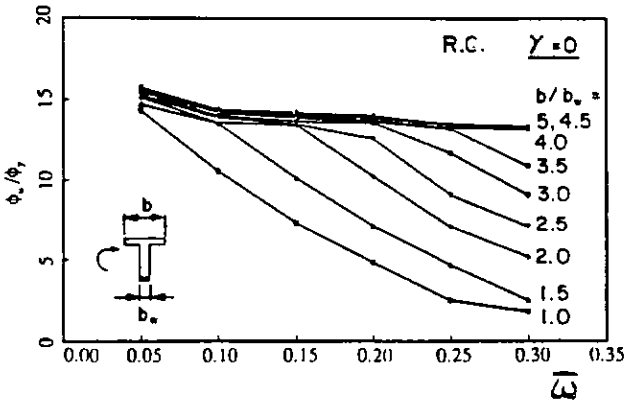


Fig 4.14 - Influência da mesa de compressão de vigas T na ductilidade de seções de concreto armado [23].

Aqui, como no caso da figura 4.9, seria mais interessante que as curvas tivessem sido calculadas em função de ρ/ρ_b , com ρ_b dado pela expressão 4.5, e não de $\bar{\omega}$.

Nos dois trabalhos citados acima, [35] e [23], foi observado também que seções retangulares, no que se refere à perda de ductilidade, são mais sensíveis a um aumento na resistência do concreto (com a taxa mecânica de armadura longitudinal mantida fixa) do que seções I e T.

A influência da disposição das armaduras e da espessura do recobrimento foi estudada em alguns trabalhos sobre ductilidade de vigas de concreto protendido e ela será abordada mais adiante, no ítem sobre este assunto.

4.8. INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO.

A utilização de agregado leve em concreto de alta resistência produz um material com elevada relação resistência / peso próprio, fazendo com que seu emprego seja extremamente vantajoso em certos casos.

Com relação à ductilidade deste material, Uzumeri e Basset [44] afirmam que, assim como no caso de concreto de massa específica normal, é possível se obter um comportamento bastante dútil em vigas de concreto leve de alta resistência.

Ahmad e Shah [14], por sua vez, observam que a ductilidade de vigas de concreto leve tende a variar da mesma forma com que varia a ductilidade de uma viga de concreto comum ao se variarem os parâmetros que influem nesta ductilidade. Porém, uma viga de concreto leve provavelmente apresentará um índice de ductilidade menor do que uma exatamente igual de concreto de massa específica normal. Isto é devido ao menor módulo de elasticidade do concreto leve, que faz com que a altura da linha neutra ao início do escoamento do aço seja maior em vigas com este tipo de concreto, implicando em uma maior curvatura ϕ_y e, conseqüentemente, em um menor índice de ductilidade [14].

Ahmad e Batts [11], ao ensaiarem vigas de concreto leve, concluíram que, para se garantir um índice de ductilidade igual a 3 em vigas de concreto leve, não se deve utilizar relações ρ/ρ_b acima de 0,4 e 0,2 para concretos com resistências à compressão em torno de 55 e 76 MPa, respectivamente.

Com isso, ao se utilizar a expressão (4.3), resulta

para uma viga de concreto leve com f_c de 55 MPa e aço da armadura longitudinal com f_y de 500 MPa um valor máximo para ρ de 1,65% . Já para uma viga de concreto leve com f_c de 76 MPa (aço da armadura longitudinal também com f_y de 500 MPa) o valor máximo para ρ , a fim de se obter um índice de ductilidade 3, seria 1,14% .

Uzumeri e Basset [44], em artigo também já citado anteriormente, observaram que vigas de concreto leve se beneficiaram mais em termos de ductilidade com a adição de armadura transversal e de armadura de compressão do que vigas de concreto de massa específica normal. Entretanto, estes dois tipos de concretos possuíam resistências diferentes nos ensaios realizados por eles, o que faz com que esta conclusão tenha validade duvidosa.

Outra observação que se faz é que, conforme se verá no capítulo seguinte (ductilidade de colunas), o confinamento lateral em concreto leve é menos efetivo do que em concreto comum. Porém, como já foi mencionado anteriormente, o confinamento lateral através de armadura transversal parece não ter influência significativa sobre a ductilidade de vigas.

4.9. DUTILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO.

4.9.1. Introdução.

A utilização de protensão em vigas de concreto de

alta resistência certamente tem um efeito positivo, pois aumenta a faixa de concreto comprimido ao longo da seção, melhorando o aproveitamento deste material. Logo, a utilização de vigas de concreto protendido de alta resistência tende a crescer, tornando importante, entre outras coisas, a avaliação da ductilidade destas vigas.

A maioria dos estudos sobre este assunto, assim como a maioria das recomendações de norma, tratam separadamente o concreto armado e o protendido. Com a utilização crescente do concreto parcialmente protendido, entretanto, torna-se necessário haver um tratamento mais unificado.

Esta necessidade é reconhecida em alguns artigos, onde foram definidas, embora de maneiras um pouco diferentes entre um artigo e outro (expressões (4.7) e (4.9)), taxas mecânicas mistas de armadura longitudinal, que levam em conta a quantidade de armadura de protensão e de armadura passiva bem como a resistência destas armaduras e do concreto.

A partir daí fica possível tentar correlacionar a ductilidade tanto de seções de concreto armado quanto de concreto protendido (ou parcialmente protendido) a uma única variável. Esta variável também tem a vantagem de possibilitar um estudo paramétrico adimensional.

Outra dificuldade, já mencionada, na avaliação da ductilidade de seções de concreto protendido e parcialmente protendido, é definir ϕ_y . Será visto nos trabalhos citados abaixo que esta variável não é definida de uma maneira única pelos diversos autores.

A seguir serão resumidos alguns exemplos de estudos

sobre a ductilidade de seções de concreto protendido e parcialmente protendido.

Os principais parâmetros relacionados com a protensão são o índice de protensão γ , que quantifica a participação relativa de cada um dos dois tipos de armadura na resistência da seção (γ vale 0 em seções de concreto armado, 1 em seções de concreto protendido e um valor entre 0 e 1 em seções que possuem os dois tipos de armadura), a relação tensão efetiva de protensão / tensão última do aço de protensão (f_{pe}/f_{pu}), a disposição adotada para a armadura de protensão e o número de cabos de protensão.

4.9.2. Estudos já realizados.

Naaman, Harajli e Wight [35], em um estudo teórico-experimental, analisaram a influência de vários fatores na ductilidade de seções de concreto armado e protendido.

Neste trabalho, ϕ_y era determinado pela interseção de duas retas que passam por pontos pré-definidos do diagrama momento-curvatura da seção. A figura 4.15 ilustra esta definição. A curvatura última, ϕ_u , foi definida como sendo a curvatura correspondente ao máximo momento verificado no diagrama momento-curvatura.

A principal variável estudada foi a taxa mecânica mista de armadura longitudinal $\bar{\omega}$, dada pela expressão (4.9) :

$$\bar{\omega} = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s) / (b d f_c)$$

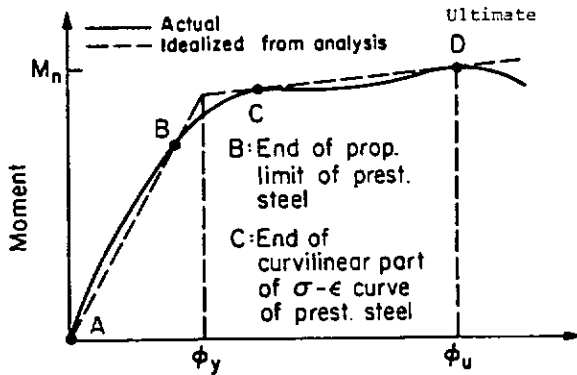


Fig. 4.15 - Definição dada para ϕ_y por Naaman, Harajli e Wight [35].

Ao variarem o índice de protensão γ , Naaman, Harajli e Wight não verificaram nenhuma variação significativa de ductilidade, caso a taxa $\bar{\omega}$ fosse mantida constante.

Com relação à taxa tensão efetiva de protensão/tensão última do aço de protensão, foi verificado que a ductilidade cai com a diminuição de f_{pe}/f_{pu} , já que uma diminuição da tensão efetiva de protensão atrasa o escoamento, aumentando o valor de ϕ_y . Este efeito é mais pronunciado em seções com baixos valores de $\bar{\omega}$ e altos valores de γ .

Quanto à resistência do concreto, foi verificado que sua influência na ductilidade é significativa apenas para baixos valores de $\bar{\omega}$, principalmente se o índice de protensão for baixo (chegaram a verificar uma redução de 30% no índice de ductilidade da seção ao aumentar a resistência do concreto de 35 para 90 MPa). Para altos valores de $\bar{\omega}$, a ductilidade se tornava praticamente independente da resistência do concreto. Esta

tendência também foi notada em alguns estudos sobre a variação da ductilidade de vigas de concreto armado com a variação da taxa de armadura longitudinal.

Ao final da análise, Naaman, Harajli e Wight apresentaram como conclusão principal que a taxa mecânica de armadura longitudinal $\bar{\omega}$ é uma excelente variável independente para ser correlacionada à ductilidade e propuseram as expressões abaixo para se avaliar o índice de ductilidade μ_c em função desta taxa. Elas são válidas tanto para seções de concreto armado quanto para seções de concreto protendido (ou parcialmente protendido) e para qualquer forma de seção.

$$\text{limite superior : } \mu_c = 1/(\bar{\omega}-0,045) \quad (4.10)$$

$$\text{limite inferior : } \mu_c = 1/(1,94\bar{\omega}-0,086) \quad (4.11)$$

$$\text{média : } \mu_c = 1/(1.5\bar{\omega}-0,075) \quad (4.12)$$

O limite inferior seria utilizado no caso de concreto de alta resistência, pequena força efetiva de protensão e alto índice de protensão, enquanto que o limite superior seria utilizado no caso de concreto de resistência normal, alta força efetiva de protensão e pequeno índice de protensão. Em casos intermediários poderia ser utilizado o valor médio.

Em qualquer caso uma taxa ω menor ou igual a 0,2 conduziria a uma boa ductilidade ($\mu_c > 3$).

Foi observada também uma forte correlação entre ω e x/d (sendo x a distância entre a fibra de concreto mais comprimida e a linha neutra) dada pela seguinte expressão :

$$x/d = 0,008 + 1,37 \bar{\omega} \quad (4.13)$$

Isto faz com que a ductilidade também possa, ao invés de $\bar{\omega}$, ser correlacionada a x/d , o que em certos casos pode ser mais conveniente (isto vale para concreto armado e protendido e para qualquer tipo de seção).

Cohn e Riva [23] também realizaram um extenso estudo teórico sobre ductilidade de seções de concreto armado, protendido e parcialmente protendido.

Eles definiram ϕ_y para seções de concreto armado ($\gamma = 0$) como sendo a curvatura para a qual a armadura (passiva) atinge sua deformação de escoamento (0,2% no caso). Em seções de concreto protendido ou parcialmente protendido, ϕ_y foi definido como sendo a curvatura no momento em que o acréscimo de deformação no aço da armadura de protensão com relação à sua deformação efetiva inicial atinge o valor de 0,2%. Já ϕ_u foi definida conforme visto no item 4.5.2. (curvatura correspondente ao máximo momento do diagrama momento-curvatura ou curvatura no momento em que a deformação na armadura passiva ou o acréscimo de deformação na armadura de protensão atinge o valor limite de 3%).

A definição da taxa mecânica mista de armadura longitudinal também foi diferente da adotada por Naaman, Harajli e Wight. Cohn e Riva definiram $\bar{\omega}$ através da expressão (4.7) (já citada no item 4.5.2) :

$$\bar{\omega} = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_{sl}) / (b_w d f_c)$$

Contudo, assim como Naaman, Harajli e Wight, eles também obtiveram uma boa correlação desta variável com a ductilidade, independente da variação de outros parâmetros.

Cohn e Riva observaram, porém, ao contrário do que foi notado no estudo anterior, que ao se aumentar o índice de protensão γ a ductilidade aumenta, embora índices de ductilidade obtidos para seções de concreto armado possam ser utilizados como valores conservadores para correspondentes seções de concreto protendido e parcialmente protendido, já que a variação não é tão significativa.

Eles propuseram também um limite máximo de 0,2 para $\bar{\omega}$, que garantiria um índice de ductilidade superior a 5 para qualquer forma de seção de concreto armado, protendido ou parcialmente protendido, independente da variação de outros parâmetros.

De acordo com trabalho anterior de Cohn e Riva [22], a máxima taxa de redistribuição de momentos permitida (Y_{θ}) é uma função direta do índice de ductilidade (ϕ_u/ϕ_y) dado pela seguinte expressão :

$$Y_{\theta} = (\phi_u/\phi_y - 1) / (14 + \phi_u/\phi_y) \quad (4.14)$$

Isto implica em que, ao se utilizar $\bar{\omega} \leq 0,20$ em vigas de concreto, sempre se poderia admitir em cálculo uma taxa de redistribuição de esforços de 20% .

Park e Thompson [42] pesquisaram o efeito da distribuição da armadura de protensão ao longo da seção na ductilidade de seções de concreto protendido. Eles obtiveram analiticamente a relação momento-curvatura para seções de concreto protendido, nas quais o número de cabos de protensão variou de 1 a 5 (sempre distribuídos simetricamente ao longo da seção), sendo que a quantidade total de aço era a mesma em todos

OS CASOS.

O gráfico abaixo mostra a variação do comportamento ao se variar o número de cabos de protensão.

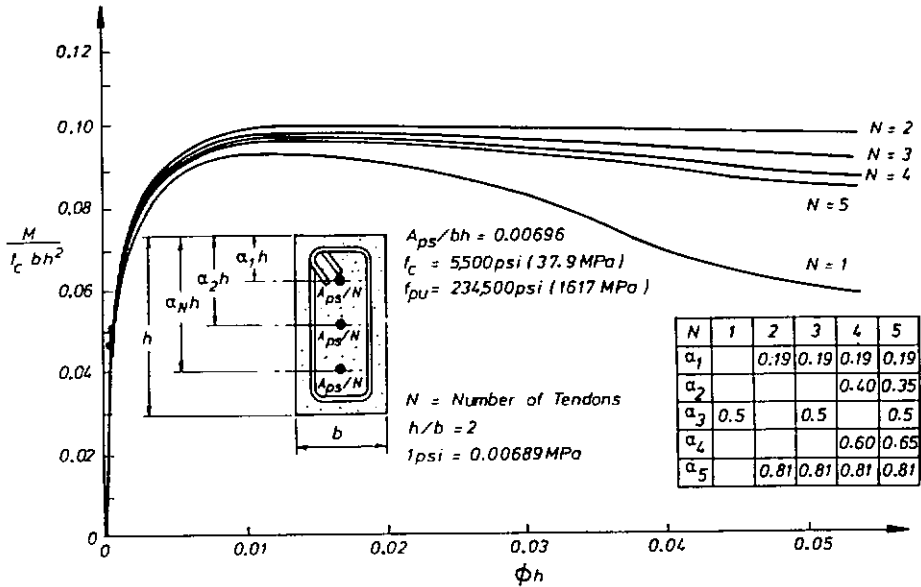


Fig. 4.16 - Variação no comportamento de seções de concreto protendido ao se variar o número de cabos de protensão [42].

Nota-se que nas seções que tinham entre 2 e 5 cabos o comportamento foi bastante semelhante. Porém, na seção com apenas um cabo, o comportamento foi bem menos dútil.

Park e Thompson observaram que, em seções onde há apenas um cabo de protensão no centro, o braço de alavanca interno é menor além de não existir nenhum cabo agindo como "armadura de compressão". É desejável, então, a presença de pelo menos dois cabos de protensão (um próximo a superfície superior e outro próximo a superfície inferior), principalmente em estruturas em regiões sísmicas, nas quais pode haver reversão de carregamento, fazendo com que a mesma seção tenha que resistir a

momentos positivos e negativos. Além disso, uma seção com apenas um cabo de protensão fica muito mais sensível a uma variação na altura da linha neutra causada por uma deterioração do concreto comprimido e o momento por ela resistido pode reduzir significativamente quando a curvatura atinge valores elevados.

As conclusões acima foram obtidas através da análise de uma seção de concreto com resistência de 37.9 MPa. O mesmo tipo de comportamento, contudo, é esperado para o concreto de alta resistência.

Outro parâmetro pesquisado neste mesmo estudo foi a espessura do cobrimento de concreto da região comprimida. Foi concluído que, pelo menos do ponto de vista da ductilidade, a espessura do recobrimento deve ser a menor possível. Em seções de concreto sujeitas a grandes curvaturas, pode haver uma separação do cobrimento, fazendo com que haja uma queda brusca do momento resistido, queda esta tanto maior quanto maior a espessura do cobrimento.

A influência do cobrimento de concreto é maior em vigas que possuem estribos pouco espaçados formando um plano de fraqueza entre o cobrimento e o núcleo de concreto. Ao se aumentar o espaçamento entre os estribos, o cobrimento e o núcleo passam a agir mais monoliticamente, tendendo a seguir uma mesma relação tensão-deformação.

4.10. VIGAS SUJEITAS À CICLOS REVERSÍVEIS DE CARREGAMENTO.

É importante que em regiões sísmicas (que não é o

caso do Brasil) as estruturas tenham boa capacidade de absorver e dissipar energia e redistribuir os esforços, características estas ligadas à ductilidade.

A avaliação da boa capacidade de elementos estruturais em responder a solicitações sísmicas é geralmente feita através de ensaios onde se aplicam a estes elementos ciclos reversíveis de carregamento. Estes ensaios consistem em fazer com que o mesmo elemento estrutural seja solicitado alternadamente por cargas ora em um sentido, ora no sentido oposto.

Shin, Kamara e Ghosh, em uma segunda etapa do trabalho já citado anteriormente [41], submeteram vigas de concreto de baixa, média e alta resistência (entre 34,5 e 109 MPa) a ciclos reversíveis de carregamento.

Eles verificaram que a variação da ductilidade com a variação dos parâmetros pesquisados (resistência do concreto, taxa de armadura longitudinal e taxa de armadura transversal) seguiu as mesmas tendências observadas no ensaio com carregamento estático (ver ítem 4.4).

Eles concluíram também que as vigas ensaiadas, na ausência de força normal agindo simultaneamente com a flexão, possuíam muito mais ductilidade do que lhes seria requerido em situações práticas reais, já que todas elas atingiram um índice de ductilidade bem maior que 4, valor considerado razoável (em pesquisas anteriores) para elementos estruturais sujeitos a ação do peso próprio mais vento ou cargas sísmicas moderadas.

4.11 INFLUÊNCIA DO MODELO TEÓRICO UTILIZADO.

No cálculo teórico da ductilidade de seções de concreto armado e protendido, o modelo adotado logicamente influi no resultado. Os principais fatores influentes são a forma dos diagramas tensão-deformação do concreto e do aço adotados, já que muitas normas sugerem diagramas simplificados, e a definição de ϕ_u relacionada à capacidade máxima da seção.

Cohn e Riva [23] fizeram uma comparação entre os índices de ductilidade de seções de concreto armado e protendido, obtidos através de um modelo teórico idealizado por eles, e os obtidos ao se utilizar as recomendações do ACI e CEB [6,26]. As diferenças principais entre os modelos eram as seguintes :

- Para a definição da capacidade máxima da seção, Cohn e Riva associaram ϕ_u ao ponto de pico do diagrama momento-curvatura da seção. Já o CEB limita a deformação máxima do concreto em 0.35% e a do aço em 1.0% , enquanto que o ACI limita apenas a deformação máxima do concreto em 0.3% .

- Quanto à forma do diagrama tensão-deformação do concreto, o CEB permite a utilização do diagrama simplificado parábola-retângulo, onde é assumido um comportamento perfeitamente plástico do concreto a partir de um certo ponto, enquanto que o ACI permite a utilização de qualquer relação tensão-deformação realista para o concreto e para o aço. No caso, foram utilizadas relações propostas por Sargin (as mesmas utilizadas no modelo de Cohn e Riva).

O modelo de Cohn e Riva foi em geral o que resultou em maiores índices de ductilidade, já que não limitava as

deformações máximas do concreto e do aço.

Os índices de ductilidade calculados de acordo com as recomendações do ACI foram maiores apenas para baixos valores da taxa mecânica de armadura longitudinal devido a uma deformação ilimitada do aço ser permitida.

Já as recomendações do CEB, por sua vez, ao limitar a deformação do aço em 1,0% geraram índices de ductilidade conservadores, exceto na faixa de altas taxas de armadura longitudinal (taxas normalmente evitadas na prática). Nesta faixa, devido à forma do diagrama adotado para o concreto que assumia uma tensão constante a partir de uma certa deformação (sem ramo descendente), os índices de ductilidade foram um pouco maiores que os obtidos pelos outros modelos.

Cohn e Riva [23] advertiram que as limitações de deformações impostas pelos códigos para os materiais são realistas com relação ao cálculo da capacidade resistente de elementos estruturais, zelando pela segurança. Porém, para a avaliação da ductilidade, estas limitações são muito conservadoras, principalmente a de 1,0% para a deformação do aço, que pode atingir valores bem maiores do que este.

Pode-se dizer aqui também que a importância em se pesquisar a forma real do diagrama tensão-deformação de um concreto, já que é sabido que ela pouco influi no cálculo da resistência de seções, está justamente na determinação das características ligadas à deformação, como o cálculo de flechas e ductilidade. Nestes casos, a utilização de diagramas simplificados pode influir significativamente, resultando em valores bem distantes dos reais.

4.12. CONCLUSÕES.

Pelo que foi visto neste capítulo, pode-se tirar as seguintes conclusões no que se refere à ductilidade de vigas de concreto :

- A ductilidade de vigas de concreto está ligada ao seu tipo de ruptura, sendo desejável uma ruptura por tração no aço e não por compressão do concreto.

- A principal variável no controle deste tipo de ruptura é a taxa de armadura longitudinal, que mantida abaixo de um certo valor, garante uma boa ductilidade, independentemente dos outros fatores influentes. Torna-se então importante definir em norma um valor máximo para a taxa mecânica de armadura longitudinal, a fim de garantir uma ductilidade mínima.

- A armadura de compressão e a mesa de compressão de vigas T atuam de uma maneira bem semelhante, melhorando a ductilidade, na medida em que influem no comportamento da seção, reduzindo a altura da linha neutra. O controle da ductilidade através da taxa de armadura longitudinal de compressão, entretanto, pode ser antieconômico, já que a adição desta armadura não aumenta a capacidade resistente da viga significativamente.

- A utilização de confinamento lateral em vigas não parece ser muito efetiva, pois as tensões de confinamento ficam mal distribuídas ao longo da seção. O principal efeito positivo dos estribos da seção transversal parece ser restringir lateralmente as barras da armadura de compressão, mantendo-as na posição e melhorando o seu desempenho com relação à ductilidade.

- Uma boa ductilidade também pode ser obtida em vigas de concreto leve de alta resistência, bastando para isto utilizar baixas taxas de armadura longitudinal. Uma relação ρ/ρ_b máxima a ser definida para vigas de concreto leve de alta resistência, entretanto, deve ser um pouco menor que a definida para vigas de concreto normal devido às diferenças nas características destes dois materiais, como, por exemplo, o menor módulo de elasticidade do concreto leve.

- Vigas de concreto protendido ou parcialmente protendido parecem possuir índices de ductilidade próximos aos de uma viga de concreto armado que tenha a mesma taxa mecânica $\bar{\omega}$ de armadura longitudinal.

- Tanto a determinação experimental quanto a teórica do índice de ductilidade apresenta dificuldades. Na determinação experimental a principal dificuldade é estabelecer o momento em que a capacidade máxima de deformação da viga é atingida, sendo que muitos ensaios são interrompidos antes deste momento ser alcançado. Quanto ao cálculo teórico, a dificuldade está em adotar um modelo que represente bem o comportamento real, já que algumas simplificações comumente adotadas para o cálculo da resistência podem conduzir a resultados bastante fora da realidade quando usadas na avaliação da ductilidade.

Finalmente, pode-se dizer que a pouca ductilidade do concreto de alta resistência a nível de material não deve ser encarada como um problema para a utilização deste material em vigas de concreto armado. O comportamento de uma viga de concreto de alta resistência com relação à ductilidade é regido pelos mesmos fatores (e de maneira semelhante) que influem na

dutilidade de vigas de concreto comum e, desde que convenientemente detalhadas, vigas de concreto de alta resistência podem apresentar altos índices de dutilidade.

5. DUTILIDADE DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.

5.1. INTRODUÇÃO.

Uma das aplicações mais vantajosas do concreto de alta resistência é em pilares de edifícios altos, o que torna o estudo do comportamento deste tipo elemento estrutural bastante importante.

Ao contrário das vigas, onde a ruptura se dá com o escoamento da armadura (vigas sub-armadas), a dutilidade de pilares de concreto, onde predomina a compressão, é governada pela dutilidade de sua zona de compressão, não sendo possível evitar a ruptura por esmagamento do concreto [7], [43].

Este fato torna o comportamento dos pilares muito mais sensível ao tipo de concreto utilizado e à forma de seu diagrama tensão-deformação, que, no caso do concreto de alta resistência, favorece o comportamento frágil. Vários trabalhos experimentais nesta área vêm sendo feitos e as diversas maneiras de se tentar conseguir um comportamento dútil destes elementos serão analisadas a seguir.

Na maioria dos estudos que serão relatados na seqüência deste capítulo, onde se procurou avaliar experimentalmente a dutilidade de pilares de concreto, foram utilizados corpos de prova de concreto de pequenas dimensões confinados lateralmente e não elementos estruturais de dimensões reais.

Nestes estudos, os corpos de prova de concreto

confinado foram submetidos unicamente a esforços de compressão axial (o que também na maioria das vezes não corresponde a uma situação real), sendo a ductilidade avaliada através do diagrama tensão-deformação. Isto faz com que alguns autores, neste caso, ao invés de utilizarem o termo ductilidade de pilares, se refiram à ductilidade do concreto confinado ou à capacidade de deformação do concreto confinado.

Em alguns estudos, porém, os pilares foram sujeitos a cargas laterais cíclicas (com uma tensão de compressão axial mantida constante), introduzindo esforços de flexão e cisalhamento, o que fica mais próximo de uma situação real. Nestes estudos a ductilidade foi avaliada de uma maneira diferente e eles serão apresentados separadamente no final do capítulo.

5.2. QUANTIFICAÇÃO DA DUTILIDADE DE UM PILAR.

Ao contrário da ductilidade de vigas, a qual é definida de uma maneira semelhante na maioria dos trabalhos em que ela é analisada, não existe uma definição mais ou menos geral para a ductilidade de pilares.

Além disso, em muitos trabalhos, a avaliação da ductilidade é feita apenas de uma maneira qualitativa. São apresentados diagramas tensão-deformação de pilares (ou corpos de prova) confinados, e apenas é dito que, pelo aspecto destes diagramas, determinado pilar apresenta comportamento mais dútil que outro.

Em alguns trabalhos, entretanto, houve a preocupação de se quantificar numericamente a ductilidade. A seguir serão mostrados alguns exemplos de definições dadas por alguns autores, tanto para o caso de pilares sujeitos a carregamento de compressão centrado ou excêntrico, quanto para pilares submetidos a cargas cíclicas laterais.

A fim de comparar resultados de ensaios experimentais obtidos por vários autores que pesquisaram a ductilidade de pilares de concreto, Ghosh e Saatcioglu [14] definiram um índice para quantificar a ductilidade do concreto confinado sujeito a compressão axial, dado pela relação $\varepsilon_{0,85c}/\varepsilon_0$, onde :

$\varepsilon_{0,85c}$ - deformação correspondente à tensão no ramo descendente do diagrama tensão-deformação do núcleo de concreto confinado igual a 85% da máxima tensão (f_{cc}) verificada neste mesmo diagrama.

ε_0 - deformação correspondente à máxima tensão (f_c) verificada no diagrama tensão-deformação do concreto sem confinamento lateral.

Observação : na obtenção do diagrama tensão-deformação do núcleo de concreto confinado, nos casos em que havia a contribuição de armadura longitudinal ou do cobrimento de concreto, a contribuição destes foi subtraída.

A figura 5.1 ilustra a definição de Ghosh e Saatcioglu [14].

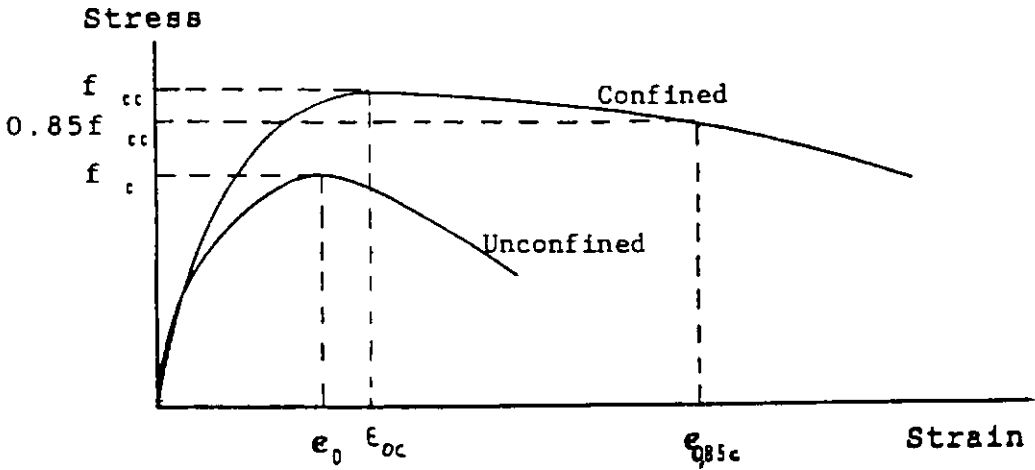


Fig. 5.1 - Índice de ductilidade do concreto confinado segundo definição de Ghosh e Saatcioglu [14].

Martínez, Nilson e Slate [32] utilizaram para quantificar a ductilidade de pilares com confinamento lateral uma definição parecida com a anterior, expressa pela seguinte expressão :

$$\beta = \epsilon_{0,85c} / \epsilon_{0c} \quad (5.1),$$

onde :

β - índice de plasticidade utilizado para quantificar a ductilidade.

ϵ_{0c} - deformação correspondente à máxima tensão (f_{cc}) verificada na curva tensão-deformação do concreto confinado.

A diferença desta definição para a anterior é que ϵ_{0c} é tirado também do diagrama do concreto confinado, e não do diagrama do concreto sem confinamento lateral.

As duas definições de ductilidade acima são muito parecidas com a definição de ductilidade do concreto sem confinamento lateral (a nível de material) mostrada no capítulo 3. A diferença é que nelas se utiliza o diagrama do concreto confinado e que a deformação do ramo descendente utilizada corresponde à tensão igual a 0,85 da tensão máxima, enquanto que naquela definição ela correspondia a 0,50 da tensão máxima.

Martinez, Nilson e Slate [32] observaram que o ponto equivalente a 0,85 da tensão máxima foi arbitrariamente selecionado como um ponto conveniente por estar dentro de um intervalo do diagrama tensão-deformação do concreto confinado geralmente possível de ser obtido.

Uma outra maneira de quantificar a ductilidade de pilares de concreto foi utilizada por Ahmad e Shah [15]. Ao obterem o diagrama tensão-deformação de corpos de prova com e sem confinamento lateral submetidos à compressão axial em ensaios de curta duração, eles utilizaram um ângulo θ para avaliar a ductilidade do concreto confinado e do concreto sem confinamento lateral.

Este ângulo θ foi definido como sendo o ângulo que a reta que liga o ponto de tensão máxima do diagrama ao ponto correspondente à deformação igual ao dobro da relativa ao ponto de tensão máxima faz com a horizontal, e corresponde à inclinação média do ramo descendente entre estes dois pontos. Quanto menor este ângulo, mais dútil o comportamento.

A figura 5.2 ilustra a definição dada por Ahmad e Shah.

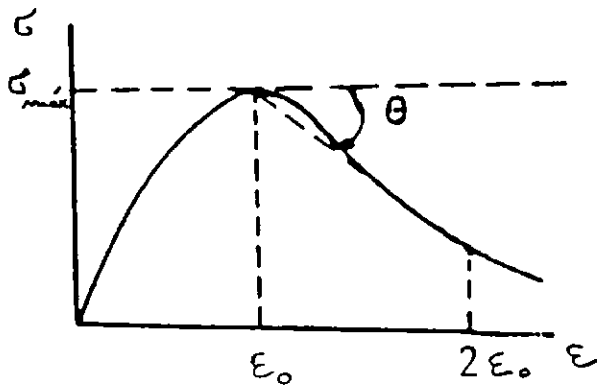


Fig. 5.2 - Definição de um ângulo θ por Ahmad e Shah [15] para quantificar a ductilidade de corpos de prova de concreto confinado.

Para o caso de pilares com compressão excêntrica, Laurent [30] quantificou a ductilidade de pilares através das relações entre as cargas correspondentes ao deslocamento lateral igual 1,2, 1,5 ou 2 vezes o obtido para a carga máxima e esta carga. Foi mencionado também que, alternativamente, poder-se-ia relacionar a área por baixo do diagrama carga-deslocamento entre a carga igual a zero e a carga igual a 0,8 vezes a carga última (ramo descendente) e a área entre a carga igual a zero e a carga última.

Na referência [14] foi definido um índice para quantificar a ductilidade de pilares sujeitos a carregamentos laterais cíclicos (reversíveis) e carga axial (constante ao longo dos ensaios), a fim de comparar resultados obtidos em ensaios realizados por diversos autores.

Este índice foi definido pela relação entre o máximo deslocamento lateral do ponto médio do pilar (ponto de aplicação

da carga lateral) registrado no ciclo anterior ao qual a perda na capacidade de carga excedeu a 20% em relação à capacidade de carga máxima e o deslocamento lateral correspondente ao escoamento da armadura longitudinal. O carregamento cíclico, no caso, consistia em pelo menos dois ciclos a cada incremento de deformação imposta pela carga lateral, sendo cada incremento sempre menor que o dobro do correspondente ao escoamento da armadura lateral. A figura 5.3 ilustra esta definição.

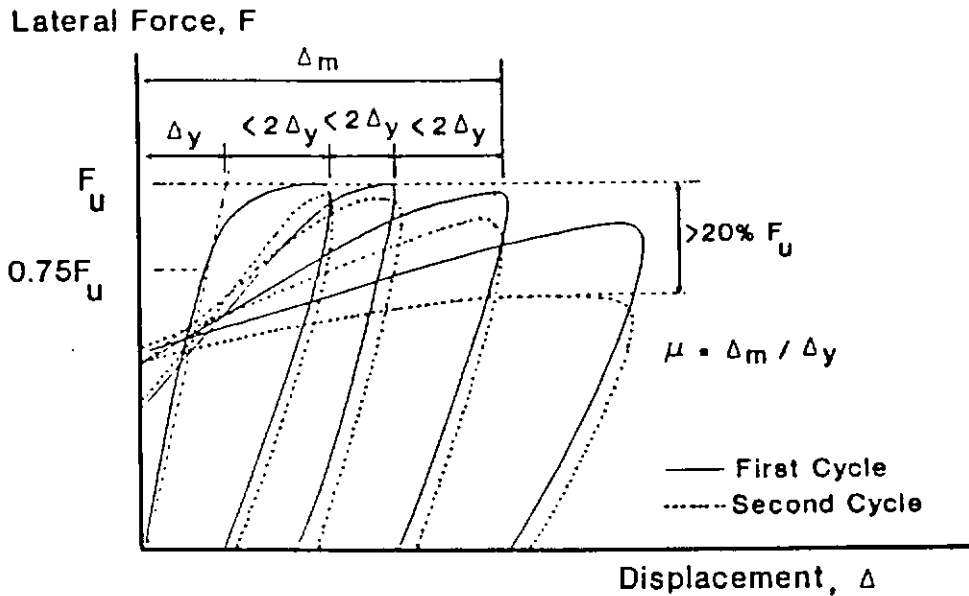


Fig. 5.3 - Índice para quantificar a ductilidade de pilares [14].

Muguruma e Watanabe [34], ao estudarem também a ductilidade de pilares sujeitos a carregamento lateral cíclico, definiram a ductilidade de uma maneira semelhante à anterior. A diferença foi que eles não impuseram a restrição de uma perda máxima na capacidade de carga (após a capacidade de carga máxima ter sido atingida) de 20% , conduzindo os ensaios até sentirem que os pilares não suportariam mais deformações laterais.

5.3. FATORES QUE INFLUEM NA DUTILIDADE DE UM PILAR.

Os principais fatores que influem na ductilidade de um pilar são os seguintes :

- Resistência à compressão do concreto utilizado e forma de seu diagrama tensão-deformação (ductilidade a nível de material).
- Taxa de armadura transversal provendo confinamento lateral.
- Tipo de armadura de confinamento lateral (estribos ou espiral contínua).
- Tensão de escoamento do aço da armadura de confinamento lateral.
- Espaçamento da armadura de confinamento lateral (relação espaçamento / dimensões da seção transversal).
- Forma da seção transversal e disposição das armaduras transversal e longitudinal.
- Taxa de armadura longitudinal, número de barras da armadura longitudinal e diâmetro destas barras.
- Tipo de agregado utilizado (leve ou de massa específica normal).
- Presença ou não de cobrimento de concreto e espessura deste cobrimento (relação área do núcleo de concreto confinado / área total da seção transversal).
- Presença ou não de tensões de cisalhamento.
- Taxa de compressão axial relativa (ensaios onde os pilares são submetidos a cargas laterais).
- Fatores ligados ao tipo de ensaio utilizado ou

dependentes do tempo, como dimensões dos elementos estruturais ensaiados, taxa de deformação imposta e outros.

A seguir será mostrado como estes fatores influem na ductilidade de pilares de concreto de alta resistência.

5.4. PILARES SUJEITOS A COMPRESSÃO AXIAL.

5.4.1. Introdução.

Pilares de concreto, como parte de estruturas reais, dificilmente estão sujeitos unicamente a esforços de compressão axial, devido a excentricidades que normalmente existem nas cargas aplicadas, e também cargas laterais, que geram esforços de flexão.

Contudo, a maioria dos artigos que tratam da ductilidade de pilares de concreto de alta resistência citam apenas estudos experimentais onde os elementos ensaiados estão sujeitos apenas a compressão axial.

Apesar de não corresponder exatamente a uma situação real, estes ensaios dão uma boa idéia do comportamento dos pilares e permitem avaliar se eles possuem ou não uma ductilidade adequada, principalmente em regiões onde não há riscos de esforços sísmicos.

A seguir se tentará resumir alguns trabalhos em que a ductilidade de pilares de concreto de alta resistência foi

avaliada através de ensaios em elementos sujeitos unicamente a compressão axial, mostrando em separado a influência de cada um dos fatores no comportamento. No final do capítulo será apresentado um ítem sobre a ductilidade de pilares sujeitos a carregamentos laterais.

5.4.2. Ação do Confinamento Lateral.

A armadura transversal em pilares, além de combater possíveis esforços de cisalhamento, é normalmente usada para confinar lateralmente o concreto.

Ao contrário do que acontece em vigas, nos pilares com compressão axial, devido ao tipo de esforços que atuam nos mesmos, o confinamento lateral é efetivo em aumentar a resistência do núcleo de concreto envolvido e melhorar a capacidade de deformação deste concreto fazendo com que, caso haja um colapso, este ocorra de uma maneira mais gradual.

Seguramente, o confinamento lateral é um dos recursos mais conhecidos e mais utilizados para assegurar uma boa ductilidade em pilares de concreto de alta resistência. Entretanto, o efeito do confinamento em aumentar a resistência do concreto vem sendo mais enfatizado em algumas normas do que sua ação sobre a ductilidade. A norma do ACI [6], por exemplo, recomenda que a armadura de confinamento seja dimensionada de modo que a diminuição na capacidade de carga do pilar por uma eventual perda do cobrimento de concreto seja compensada pelo aumento da resistência do núcleo de concreto envolvido, nada

dizendo com relação à ductilidade.

Vários artigos têm ressaltado este fato e, ultimamente, a ação do confinamento lateral sobre a ductilidade tem sido bastante estudada, procurando-se entender o fenômeno. Vários modelos teóricos para se obter o comportamento de pilares sujeitos à compressão axial (diagrama tensão-deformação completo do concreto confinado) também têm sido propostos [10,15,19,21,34,39,40].

O comportamento do concreto sujeito a uma pressão ativa de confinamento tem sido obtido através de ensaios em corpos de prova sujeitos a uma compressão axial σ_1 crescente e a uma tensão de confinamento σ_r mantida constante.

No caso de um pilar com armadura transversal de confinamento a situação é diferente da desses ensaios. A armadura somente exerce pressões de confinamento com a expansão lateral do concreto e o confinamento neste caso é dito passivo.

Esta expansão lateral ϵ_r aumenta com o aumento da tensão de compressão axial de uma maneira não linear, sendo que na fase elástica do concreto ela não é muito significativa. Isto faz com que o confinamento lateral altere muito pouco a parte ascendente do diagrama tensão-deformação do concreto. As maiores diferenças entre o diagrama de um concreto confinado e o de um sem confinamento lateral ocorrem após o ponto de tensão máxima, justamente na parte do diagrama utilizada para avaliar a ductilidade.

Ahmad e Shah [15] observam que, se além do comportamento do concreto no estado de confinamento ativo, a relação tensão-deformação do aço da armadura de confinamento

também for conhecida, é possível determinar o comportamento do concreto no estado de confinamento passivo, bastando para isso impor uma condição de compatibilidade entre a deformação lateral do concreto e a deformação do aço.

Pode-se concluir que vários fatores, como tipo de armadura de confinamento e tensão de escoamento do aço desta armadura, geometria da seção transversal, resistência e tipo do concreto (características com as quais o seu potencial de expansão lateral pode ser correlacionado) e outros, influem no fenômeno de confinamento lateral, influenciando conseqüentemente na ductilidade dos pilares. Esta influência será abordada nos itens a seguir.

O confinamento lateral tem o efeito de diminuir a inclinação da parte descendente do diagrama tensão-deformação do concreto confinado. Conseqüentemente, quanto maior for a taxa de armadura de confinamento lateral mais dútil será o comportamento do pilar. Este fato é comprovado por inúmeros estudos experimentais e teóricos [15,18,19,32,38,44].

Porém, em certas situações, a quantidade de armadura de confinamento necessária para se assegurar uma certa ductilidade pode ser bastante alta, podendo tornar seu emprego pouco prático ou anti-econômico.

5.4.3. Tipos de Armadura de Confinamento Lateral.

Os tipos de armadura de confinamento lateral mais usados são estribos e armadura na forma de espiral contínua. A

armadura em espiral contínua é utilizada só em pilares de seção circular. Já os pilares de seção quadrada e retangular são quase sempre confinados com estribos.

No caso de estribos, a distribuição das tensões de confinamento depende da configuração destes estribos e da armadura longitudinal. Normalmente, o confinamento devido aos estribos não é tão efetivo quanto o de armadura em espiral, que, por ser contínua, faz com que as tensões de confinamento fiquem melhor distribuídas ao longo do pilar. [25]

Alguns autores afirmam que a armadura em espiral contínua é cerca de duas vezes mais eficiente que os estribos [9,37].

Uma outra maneira de se confinar lateralmente o concreto é através da utilização de tubos de aço vazados encamisando o concreto. Neste caso, a distribuição das tensões de confinamento é a melhor possível, impondo ao concreto um estado triaxial de tensões perfeito, o que, além de melhorar a ductilidade, aumenta bastante sua resistência, possibilitando a obtenção de estruturas extremamente dúteis e econômicas.

No caso da utilização de concreto de alta resistência tem-se ainda, pelo fato de não haver necessidade de armadura interna, a vantagem de não se ter os problemas de compactação que normalmente ocorrem quando se utiliza este tipo de concreto.

Walther [27] lamenta que as vantagens deste tipo de aplicação de estruturas mistas ainda sejam muito pouco exploradas e, em seu artigo sobre o potencial de utilização das estruturas de concreto de alta resistência, cita um exemplo de aplicação deste tipo de estrutura na construção de um

estacionamento subterrâneo na França, onde a utilização de colunas de aço maciço seria muito cara e colunas de concreto comum teriam um diâmetro muito grande (1.3m). A melhor solução foi então utilizar tubos de aço de 0.56m de diâmetro e 12mm de espessura preenchidos com concreto com resistência a compressão de 80 MPa.

Webb [46] também cita um exemplo da utilização desta solução na Austrália. A técnica utilizada permitia que o concreto fosse bombeado direto para dentro do tubo de aço vazado, de baixo para cima, até uma altura equivalente a 6 andares, resultando em uma excelente compactação sem a necessidade de vibração e em um fácil alinhamento. Outras vantagens seriam uma perfeita condição de cura dentro dos tubos e a minimização dos efeitos de deformação lenta e retração do concreto.

Webb [46] também fez uma análise econômica que demonstrou ser, no caso de utilização de concreto com f_c em torno de 60 MPa, o custo da utilização de tubos de aço vazados preenchidos com concreto competitivo com o custo de um pilar convencional de concreto armado. No caso da utilização de concreto com f_c de 120 MPa o custo da utilização de tubos de aço preenchidos com concreto seria 30% menor.

5.4.4. Influência da Resistência e do Tipo de Concreto.

5.4.4.1. Introdução.

O coeficiente de Poisson do concreto de alta resistência, na fase elástica, é da mesma ordem de grandeza do coeficiente de Poisson de concretos de menores resistências (normalmente entre 0.18 e 0.24). Porém, na fase inelástica, devido a uma menor microfissuração, o aumento relativo das deformações laterais é menor nos concretos de alta resistência [7,16,25]. Conseqüentemente, para um mesmo nível de compressão axial, as tensões de confinamento exercidas pela armadura transversal são menores nestes concretos [15].

A explicação para este fato está na estrutura interna dos concretos. Ahmad [9] observa que a microfissuração em um concreto está ligada à relação resistência do agregado / resistência da pasta do concreto. O concreto de alta resistência por possuir uma pasta bastante resistente apresenta fissuras que atravessam diretamente o agregado. Nos concretos comuns, as fissuras contornam os agregados, já que estes são bem mais resistentes que a pasta, resultando em um maior grau de microfissuração e, conseqüentemente, em uma maior dilatação lateral. Uma solução para isto seria a fabricação de concreto de alta resistência com agregados especiais de alta densidade. Ao se fazer isto, segundo Ahmad [9], ter-se-ia um concreto de alta resistência com características de expansão lateral iguais às de um concreto comum, eliminando o problema de falta de dutilidade em pilares sujeitos à compressão axial.

Pilares de concreto leve, também por apresentarem uma relação resistência dos agregados / resistência da pasta baixa (devido à pequena resistência dos agregados leves), normalmente expandem menos lateralmente, diminuindo a eficiência da armadura

transversal em melhorar a ductilidade.

5.4.4.2. Estudos já realizados.

Ahmad e Shah [15] pesquisaram a variação da ductilidade de pilares com a variação da resistência do concreto (utilizaram tanto concreto de massa específica comum quanto concreto leve). Para isto, submeteram corpos de prova cilíndricos sem e com confinamento lateral (armadura de confinamento na forma de espiral contínua) a compressão axial.

Estes corpos de prova não possuíam armadura longitudinal e o diâmetro externo da armadura em espiral era igual ao diâmetro interno dos moldes, ou seja, praticamente não possuíam cobrimento de concreto.

Em todos os corpos de prova o diâmetro da seção transversal era igual a 75 mm e a altura era de 150 mm (exceto os da série I). O diâmetro da armadura em espiral em todos eles era igual a 3,1 mm, sendo utilizados os espaçamentos de 12,7 , 25,4 e 38,1 mm (resultando para taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral os valores de 3,0% , 1,5% e 1,0%). A tensão de escoamento do aço desta armadura era igual a 414 MPa (exceto os da série VI).

A ductilidade foi quantificada por um ângulo θ conforme já mencionado no item 5.2.

Os resultados obtidos são mostrados na tabela 5.1, onde f_c é a resistência do concreto de referência da série sem confinamento lateral. Os resultados das séries I e VI, onde foi

pesquisada a influência do espaçamento da armadura em espiral e da resistência do aço desta armadura, respectivamente, serão mostrados mais adiante.

Serie	Tipo concreto	f_c (MPa)	ρ_s (MPa)	Θ (graus)
II	normal	26	0	12
			1.5	4.8
			3.0	1
III	normal	38	0	24.5
			1.0	15
			1.5	10
IV	normal	52	0	36.5
			1.0	23
			1.5	14.5
V	normal	65	0	42
			1.5	15.1
			3.0	6
VII	leve	40	0	37.7
			1.5	15.1
VIII	leve	32	0	35.6
			1.5	14.3
			3.0	2.8

Tab 5.1 - Variação da ductilidade de corpos de prova de concreto sujeitos a compressão axial com a variação da taxa de confinamento, da resistência à compressão e da massa específica do concreto [15].

Pode-se notar que, para uma mesma taxa de armadura de confinamento lateral, a ductilidade é menor (maior ângulo θ) para os concretos de maior resistência e para os concretos leves.

Porém, ao verificarem a melhoria relativa da ductilidade com a introdução de uma certa taxa de armadura de confinamento, Ahmad e Shah [15] constataram que ela praticamente independe da resistência e do tipo de concreto.

A tabela 5.2 mostra a diminuição percentual relativa do ângulo θ (melhoria na ductilidade) com a introdução de uma certa taxa de confinamento ρ_s , para concretos leves e de massa específica normal de várias resistências, dada por $((\theta - \theta_c) / \theta_c) \times 100$, sendo θ_c o ângulo correspondente ao concreto de referência sem confinamento lateral.

Pode-se ver que, para uma taxa de armadura de confinamento lateral ρ_s de 3,0%, a melhoria relativa na ductilidade fica em torno de 90% tanto para o concreto de massa específica normal quanto para o concreto leve, qualquer que seja a resistência desses concretos. Para as taxas ρ_s de 1,5% e 1,0%, esta melhoria fica em torno de 60% e 40%, respectivamente, não importando também a resistência e o tipo do concreto.

f_c (MPa)	Tipo concreto	$\rho_s = 3,0\%$	$\rho_s = 1,5\%$	$\rho_s = 1,0\%$
26	normal	92	60	
32	leve	92	60	
38	normal	93	59	39
40	leve		60	
52	normal		60	37
65	normal	86	63	

Tab. 5.2 - Ganho percentual de ductilidade com a introdução de uma certa taxa de armadura de confinamento, relativo ao concreto sem confinamento lateral [15].

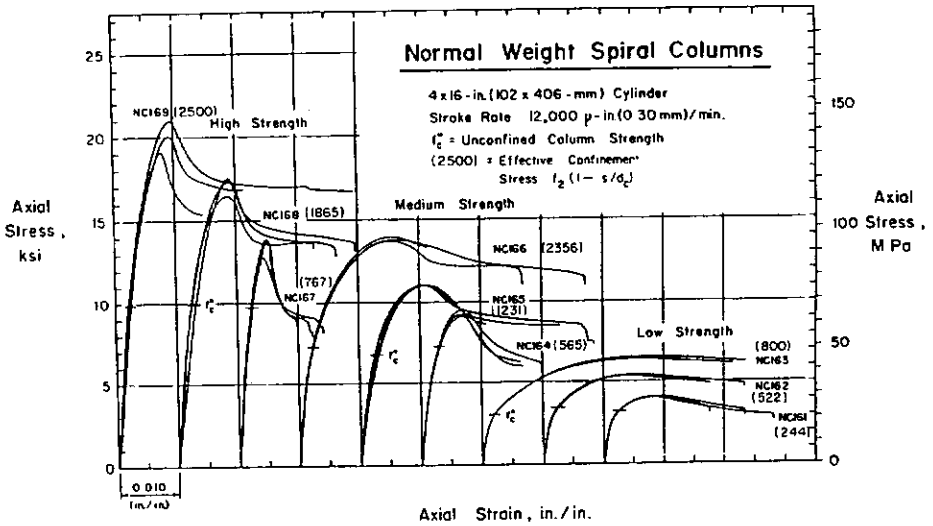
Martinez, Nilson e Slate [32] ensaiaram vários corpos de prova de concretos (leves e de massa específica normal) de várias resistências à compressão, sendo que um dos objetivos do estudo era avaliar a variação da ductilidade de pilares com a variação da resistência e do tipo de concreto.

Todos os corpos de prova eram cilíndricos e possuíam armadura de confinamento na forma de espiral contínua, sendo que nesta fase nenhum deles possuía armadura longitudinal nem cobrimento de concreto.

Neste estudo, foi definida uma tensão efetiva de confinamento dada por $\rho_s \cdot f_{sp} (1-s/d)/2$, sendo f_{sp} a tensão real medida no aço de confinamento lateral ao se atingir a carga máxima de compressão (não sendo assumido o escoamento desta armadura). O fator $(1-s/d)$ leva em conta a influência do espaçamento na eficiência da armadura de confinamento.

Foi verificado que, com o aumento da resistência do concreto, a ductilidade, avaliada através de um índice de plasticidade β conforme definição vista no item 5.2. (expressão (5.1)), diminui caso a tensão efetiva de confinamento seja mantida constante.

A figura a seguir mostra os diagramas obtidos por Martinez, Nilson e Slate para o concreto confinado de massa específica normal. Foram utilizados concretos de três níveis de resistência (f_c em torno de 22, 49 e 68 MPa), sendo que para cada nível se utilizaram três taxas diferentes de armadura de confinamento lateral (o número entre parênteses ao lado cada grupo de curvas se refere à tensão efetiva de confinamento em psi).



$$1 \text{ psi} = 6,9.10^{-3} \text{ MPa}$$

Fig. 5.4 - Diagramas tensão-deformação de pilares sujeitos a compressão axial, para concretos de massa específica normal de várias resistências e várias taxas de armadura de confinamento lateral, obtidos por Martinez, Nilson e Slate [32].

Comparando-se a curva NC 167 (concreto de alta resistência) com a NC 163 (concreto de baixa resistência), nota-se que apesar da tensão de confinamento nos dois casos ser praticamente a mesma, a diferença de comportamento é evidente. Mesmo para as colunas NC 169, com a elevada tensão de confinamento de 17 MPa (2500 psi), difícil de se atingir na prática, a tensão caiu rapidamente após o ponto de tensão máxima, indicando pouca ductilidade.

Nos ensaios de corpos de prova com concreto leve, a tendência também foi de haver diminuição da ductilidade com o aumento da resistência do concreto. A figura 5.5 mostra os diagramas obtidos para o concreto leve.

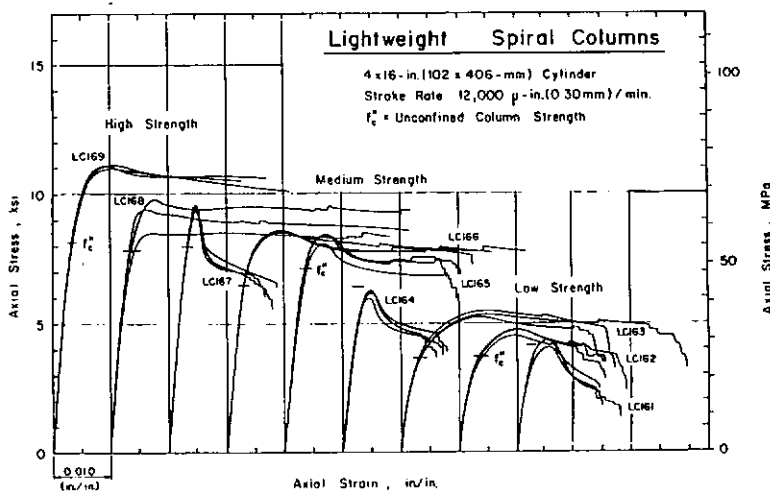


Fig. 5.5 - Diagramas tensão-deformação de pilares sujeitos a compressão axial, para concretos leves de várias resistências e várias taxas de armadura de confinamento lateral, obtidos por Martinez, Nilson e Slate [32].

Tanto para o concreto leve quanto para o concreto de massa específica normal, o aumento da tensão efetiva de confinamento sempre resultou em um aumento da ductilidade, mesmo para os concretos de alta resistência. Entretanto, houve uma diferença entre o comportamento do concreto leve e o do concreto de massa específica normal com relação a este aumento de ductilidade.

Em ensaios realizados em corpos de prova de concreto de massa específica normal, a ductilidade cresceu com o aumento da tensão efetiva de confinamento numa relação linear. Esta relação já não foi linear para o concreto leve, que pareceu ser muito mais sensível a um aumento da taxa de confinamento lateral. Para pequenas taxas de confinamento, a parte descendente do diagrama tensão-deformação do concreto leve

confinado de alta resistência ficou quase que vertical, enquanto que para altas taxas de confinamento ela ficou quase horizontal. Isto pode ser explicado pelo fato de, neste caso, haver um progressivo esmagamento dos agregados, produzindo um sistema onde o núcleo de concreto confinado sofre grandes deformações sem que haja uma diminuição brusca da capacidade de carga.

Os índices de plasticidade β obtidos tanto para os corpos de prova (pilares) de concreto de massa específica normal, quanto para os de concreto leve, nas três faixas de resistência, são mostrados na figura 5.6.

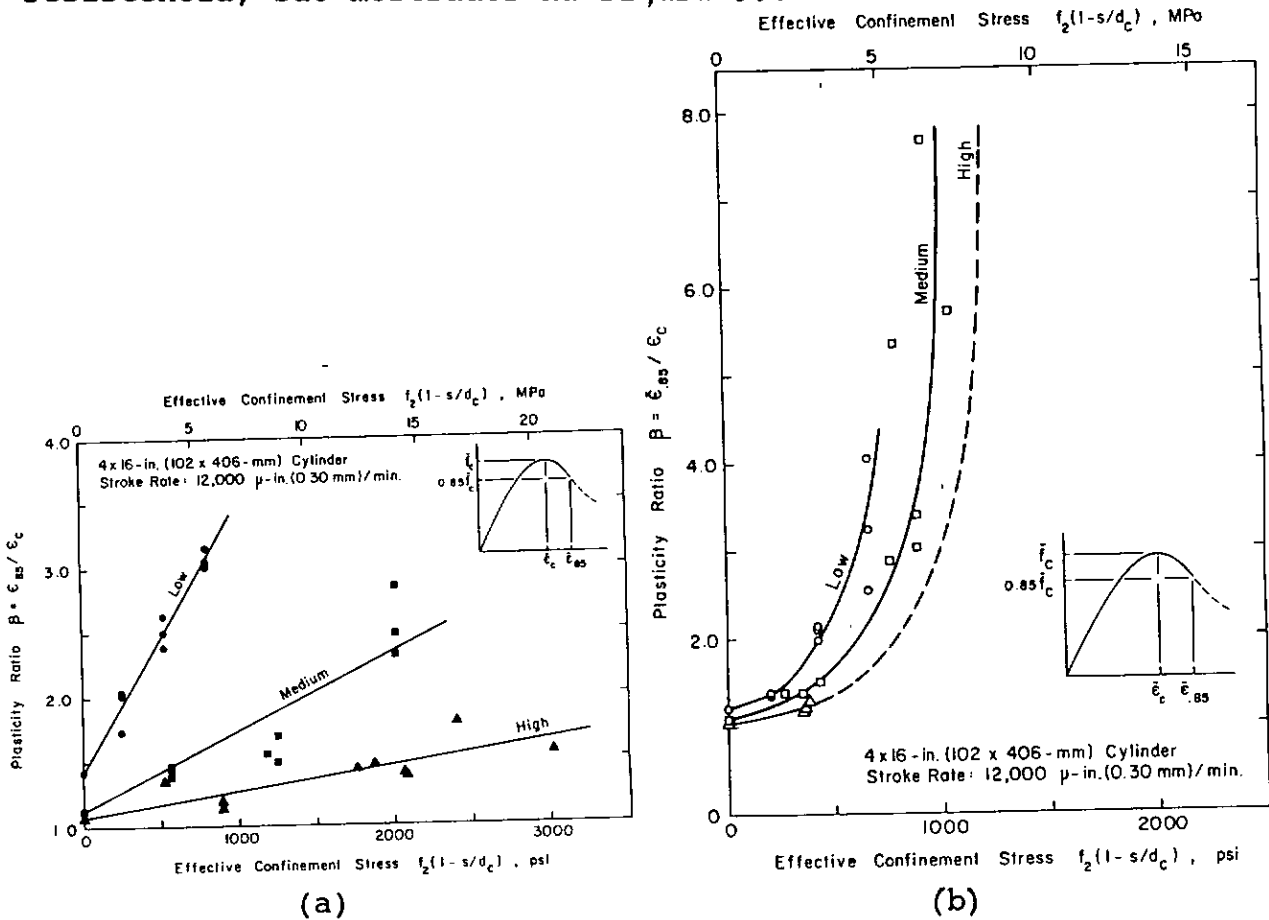


Fig. 5.6 - Índices de plasticidade de corpos de prova de concreto confinado de três níveis de resistência, obtidos por Martinez, Nilson e Slate [32] - (a) -concreto de massa específica normal, (b) - concreto leve.

Bjerkeli, Tomaszewicz e Jensen [19] pesquisaram a eficiência do confinamento lateral em pilares de seção circular, em escala reduzida (150 x 500 mm), de concretos com resistências entre 65 e 115 MPa. A armadura de confinamento era na forma de espiral contínua sem cobrimento de concreto e nenhum dos pilares possuía armadura longitudinal.

A figura 5.7 mostra o comportamento verificado em 3 pilares de concreto de massa específica normal e em um de concreto leve. Em todos eles foi utilizada a mesma taxa volumétrica ρ_s de armadura de confinamento lateral (3,1%). As tensões e deformações no gráfico são relativas às tensões e deformações f_c e ϵ_0 obtidas em pilares sem confinamento lateral e os números junto às curvas indicam a resistência à compressão do concreto utilizado (sem confinamento lateral) em MPa.

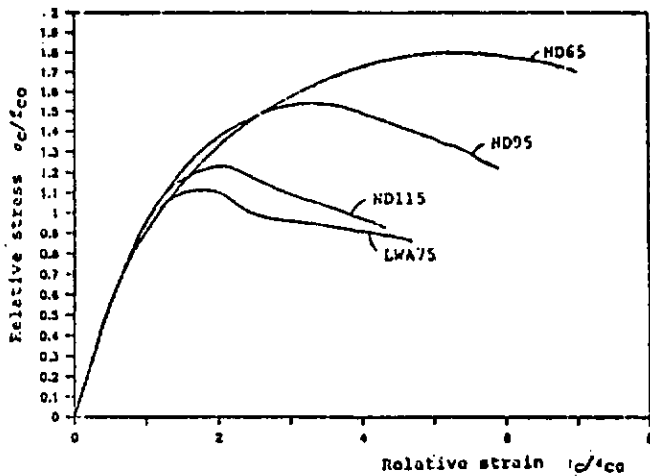


Fig. 5.7 - Diagramas tensão-deformação de pilares de concretos (leve e comum) de várias resistências sujeitos a compressão axial, obtidos por Bjerkeli, Tomaszewicz e Jensen [19].

Nota-se pela inclinação da parte descendente das curvas que, para uma mesma taxa volumétrica ρ_s de confinamento lateral, a eficiência deste confinamento em melhorar a ductilidade diminui com o aumento da resistência do concreto e que a ductilidade é menor para o concreto leve.

Shah, Naaman e Moreno [38] pesquisaram a ductilidade de elementos estruturais de concreto leve e de concreto de massa específica normal de média resistência com confinamento lateral sujeitos à compressão axial. Eles utilizaram corpos de prova cilíndricos (75 x 150 mm) e armadura de confinamento na forma de espiral contínua, sem armadura longitudinal. A espessura do cobrimento de concreto sobre a armadura de confinamento era muito pequena (1,6 mm).

A figura 5.8 mostra o comportamento dos corpos de prova de concreto leve e de concreto de massa específica normal. Cada figura corresponde a uma taxa de armadura de confinamento lateral ($\rho_s=0$, $\rho_{s1}=0,21\%$, $\rho_{s2}=1,86\%$), sendo que para a taxa de confinamento mais alta foram utilizados dois tipos de agregados leves ("Materialite" e "Solite").

Observa-se nessas figuras que, para a taxa de confinamento lateral ρ_{s1} , onde a parte descendente do diagrama foi obtida, corpos de prova de concreto leve apresentaram menor ductilidade do que os correspondentes de resistência aproximadamente igual de concreto de massa específica normal. Pode-se observar também que não houve nenhuma variação significativa no comportamento ao se variar o tipo de agregado leve utilizado.

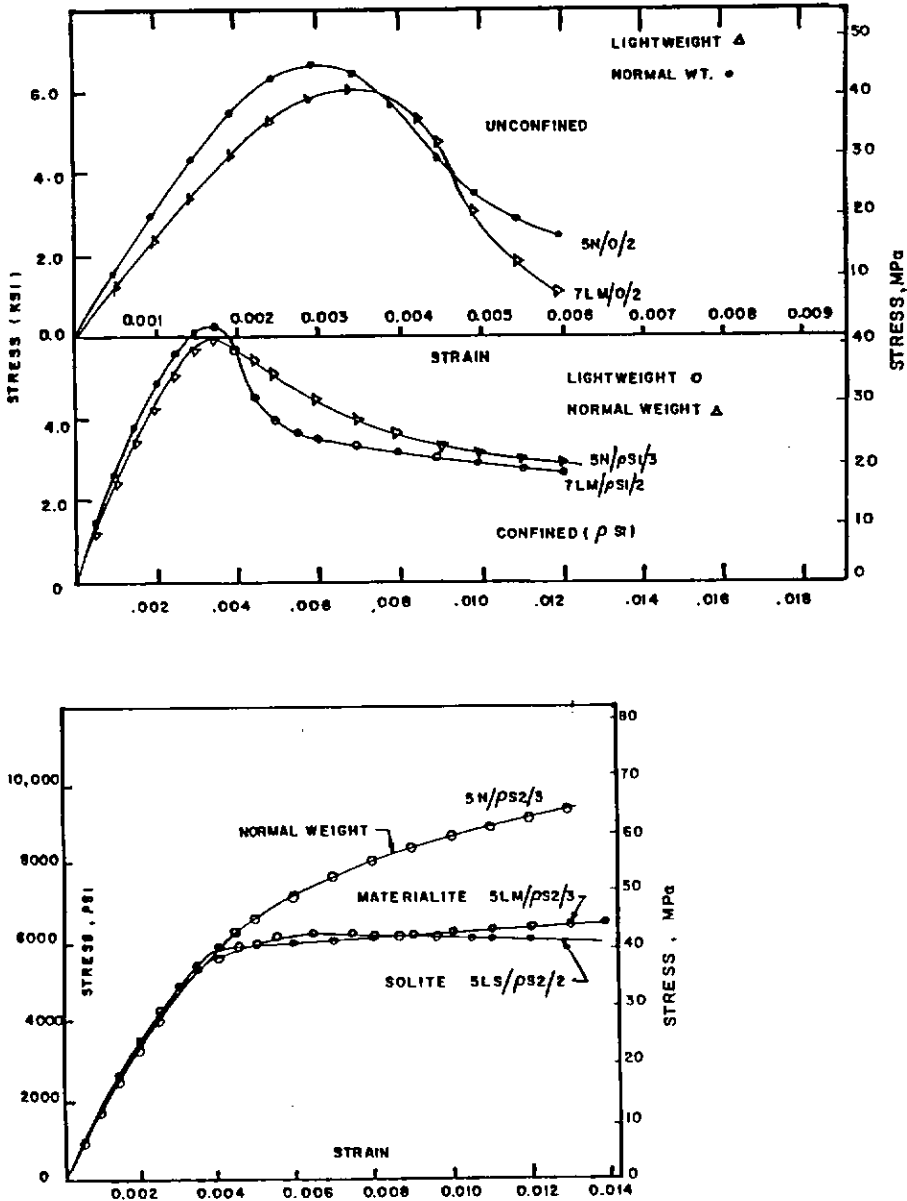


Fig. 5.8 - Diagramas tensão-deformação de corpos de prova de concreto (leve e comum) sujeitos a compressão axial, sem e com confinamento lateral (2 taxas diferentes), obtidos por Shah, Naaman e Moreno [38].

5.4.5. Influência do Espaçamento da Armadura Transversal.

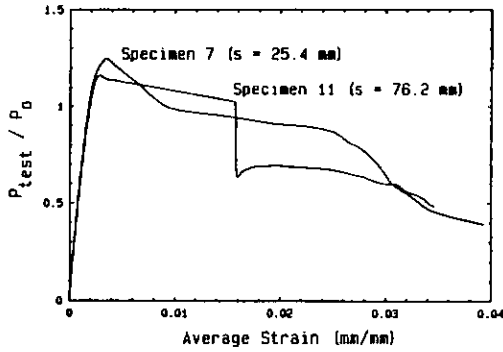
Ao submeterem corpos de prova cilíndricos (75 mm de diâmetro e altura entre 150 e 300 mm) de concretos de várias

resistências, sem e com confinamento lateral (armadura de confinamento na forma de espiral contínua), à compressão axial, Ahmad e Shah [15] verificaram que, quando o espaçamento (passo) da armadura em espiral é maior do que 1,25 vezes o diâmetro do núcleo de concreto confinado, o efeito de confinamento na ductilidade de pilares torna-se praticamente nulo.

A importância do espaçamento da armadura transversal na eficiência do confinamento lateral também foi verificada por Agostini e Fusco [8]. Eles ensaiaram pilares de concreto de alta resistência com dimensões de 80mm x 80mm x 480mm. Alguns pilares possuíam armadura transversal na forma de estribos duplos enquanto outros possuíam estribos individuais menos espaçados, resultando em uma mesma taxa de armadura de confinamento lateral para todos eles. Os pilares com estribos individuais menos espaçados apresentaram melhor comportamento.

Basset e Uzumeri [18] ensaiaram pilares de concreto leve com resistência nominal à compressão de 35 MPa. Os pilares eram de seção transversal quadrada de 30,5 cm de lado e tinham altura de 196 cm. Eles foram submetidos à compressão axial e tiveram sua ductilidade avaliada através do aspecto do diagrama carga aplicada-deformação.

A figura abaixo mostra o comportamento de dois pilares que possuíam a mesma taxa de armadura longitudinal (2,58%) e praticamente a mesma taxa volumétrica de armadura transversal na forma de estribos (em torno de 1,7%), porém com espaçamentos diferentes. O pilar 11, onde o espaçamento era de 76,2 mm, apresentou pior comportamento que o pilar 7, onde o espaçamento era de 25,4 mm.



P_0 - carga axial ultima teorica do pilar.

P_{teste} - carga axial aplicada.

Fig. 5.9 - Diagramas carga aplicada - deformação de pilares sujeitos a compressão axial com 2 espaçamentos de armadura transversal diferentes, obtidos por Basset e Uzumeri [18].

Al-Hussaini, Regan, Xue e Ramdane [17], ao ensaiarem 8 pilares de seção quadrada (25 cm de lado) com f_c variando entre 111 e 144 MPa, observaram que o modo de ruptura destes pilares variou conforme o espaçamento utilizado para os estribos da armadura transversal. Houve flambagem de barras da armadura longitudinal em pilares com espaçamento dos estribos maior que 14 cm (relação espaçamento/lado da seção transversal maior que 0,56) entre dois estribos adjacentes e antes que esta armadura atingisse o escoamento, caracterizando uma ruptura prematura. Já nos pilares onde o espaçamento variou entre 5 e 7 cm o comprimento de flambagem envolvia vários estribos e a ruptura ocorreu após a perda de uma grande porção do cobrimento de

concreto e uma relativa expansão do núcleo confinado, com os estribos tendendo a formas circulares. As características destes pilares são mostradas na figura 5.12 do item 5.4.7.

Ghosh e Saatcioglu [14] pesquisaram a importância do espaçamento da armadura transversal (de confinamento) na ductilidade de pilares. Segundo eles, menores espaçamentos fazem com que as tensões de confinamento lateral fiquem mais uniformemente distribuídas ao longo do pilar, melhorando a eficiência da armadura de confinamento, embora outros parâmetros como a taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral e a tensão de escoamento do aço desta armadura tenham que ser favoráveis (suficientemente grandes) para que o espaçamento influa no comportamento.

A tabela 5.3 mostra resultados de ensaios reunidos por Ghosh e Saatcioglu [14]. Nesta tabela constam pares de pilares (seção circular) com taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral, resistência à compressão do concreto e tensão de escoamento do aço da armadura de confinamento aproximadamente iguais, porém com relações s/d (espaçamento da armadura de confinamento/ diâmetro da seção transversal) diferentes. Nenhum dos pilares possuía armadura longitudinal ou cobertura de concreto. Seus índices de ductilidade são expressos pela relação $\epsilon_{0,85c}/\epsilon_0$.

Pode-se notar que, mesmo para uma mesma taxa de confinamento lateral e mesma resistência à compressão, quanto menor a relação s/d mais dútil é o comportamento.

Pilar	f_c (MPa)	ρ_s (%)	s/d	$\epsilon_{0.85}/\epsilon_0$
26	56.9	3.1	0.17	2.0
22	58.2	3.4	0.06	3.3
27	56.9	3.1	0.17	1.8
23	58.2	3.4	0.08	2.7
24	42.2	2.2	0.19	3.9
20	42.7	2.3	0.09	4.9
25	42.2	2.2	0.19	3.0
21	42.7	2.3	0.09	4.4

Tab 5.3 - Variação da ductilidade de pilares com a variação do espaçamento da armadura transversal [14].

5.4.6. Influência da Resistência do Aço da Armadura de Confinamento .

O potencial do aço da armadura de confinamento lateral só é totalmente aproveitado na medida em que o concreto envolvido se expande lateralmente o suficiente para que a tensão de escoamento deste aço seja atingida. Portanto, ao se analisar se é vantajosa ou não a aplicação de aço de alta resistência na armadura de confinamento, este fato deve ser considerado.

Ghosh e Saatcioglu [14] verificaram que aumentar a tensão de escoamento do aço da armadura transversal tem o mesmo efeito sobre a ductilidade de pilares de concreto que aumentar a quantidade desta armadura, ou seja, se o concreto utilizado tiver um potencial de expansão lateral suficiente para fazer com

que o aço da armadura transversal escoar, as tensões de confinamento lateral serão proporcionais ao produto $\rho_s \cdot f_y$.

Eles verificaram também que quanto maior a resistência do concreto utilizado maior deveria ser o produto $\rho_s \cdot f_y$ para se conseguir uma certa ductilidade. Ao analisarem resultados de ensaios realizados por diversos autores que utilizaram concretos de várias resistências, eles observaram que, em se mantendo constante o parâmetro adimensional dado pela expressão $\rho_s \cdot f_y / f_c$, a ductilidade de pilares pouco varia, independentemente da resistência do concreto.

Ahmad e Shah [15] observaram que em pilares de concreto de alta resistência, mesmo ao se utilizar um aço de resistência comum na armadura de confinamento, a tensão de escoamento deste aço dificilmente é atingida antes da capacidade de carga do pilar (este fato também é confirmado por Martinez, Nilson e Slate na referência [32]). Logo, a resistência do aço da armadura de confinamento lateral pouco ou em nada altera a parte ascendente da curva tensão-deformação de concretos confinados de alta resistência, não havendo conseqüentemente nenhum aumento na resistência de pilares de concreto de alta resistência com o aumento da resistência do aço de confinamento lateral.

Após o ponto de tensão máxima, entretanto, foi observado que a expansão lateral cresce sensivelmente, fazendo com que, mesmo aços com elevada tensão de escoamento, tenham esta tensão atingida rapidamente. Portanto, a resistência do aço de confinamento influi na forma da curva tensão-deformação do concreto confinado a partir de um certo ponto de seu ramo

descendente. Ahmad e Shah [15] concluíram, então, que é possível obter em pilares de concreto de alta resistência comportamento bastante dútil com a utilização de aço de confinamento de alta resistência.

A tabela abaixo mostra a variação da ductilidade avaliada por um ângulo θ (definido no item 5.2.) em ensaios de corpos de prova de Ahmad e Shah onde foi variada a resistência do aço da armadura de confinamento. A resistência do concreto em todos os corpos de prova era em torno de 52 MPa.

$\rho_s \cdot f_y$	ρ_s (%)	f_y (MPa)	θ (graus)
0	0		36,5
302	0,27	1117	25,7
414	1,0	414	23
621	1,5	414	14,5
2581	1,8	1434	4,6

Tab 5.4 - Variação da ductilidade de corpos de prova de concreto confinado com a variação da taxa volumétrica de armadura de confinamento e da resistência do aço desta armadura, segundo resultados obtidos por Ahmad e Shah [15].

Pode-se notar nesta tabela que, mesmo tendo quase um quarto da taxa de armadura de confinamento lateral, a ductilidade (avaliada pelo ângulo θ) do corpo de prova confinado por um aço com f_y de 1117 MPa foi praticamente igual à do corpo de prova confinado por um aço com f_y de 414 MPa. Ao se utilizar um aço com f_y de 1434 MPa e uma taxa volumétrica de confinamento de

1,8%, obteve-se um ramo descendente quase horizontal ($\theta = 4.6^\circ$).

Shah, Naaman e Moreno [38], ao pesquisarem o efeito do confinamento lateral na ductilidade de corpos de prova de concreto, utilizaram aço de alta resistência na armadura de confinamento (f_y entre 1117 e 1434 MPa). O motivo disto, entretanto, foi a dificuldade que se teria em manter na posição a armadura de confinamento durante a confecção e o manuseio dos corpos de prova caso aço comum fosse utilizado. Ao longo do artigo deles não são dados maiores detalhes sobre as conseqüências da utilização do aço de alta resistência; apenas é dito que, caso se tivesse utilizado aço comum, talvez os resultados obtidos tivessem sido diferentes.

5.4.7. Influência da Taxa de Armadura Longitudinal.

Bjerkeli, Tomaszewicz e Jensen [19] pesquisaram a influência da taxa de armadura longitudinal na ductilidade de pilares de concreto de alta resistência (95 MPa).

A figura 5.10 mostra a melhoria proporcionada no comportamento de pilares de escala reduzida, com taxas de confinamento lateral de 1,1% e 3,1%, ao se aumentar o diâmetro das barras da armadura longitudinal de 10 para 16 mm, e a melhoria no comportamento de pilares de dimensões reais ao se aumentar o número de barras de 12 para 18. Em ambos os gráficos, a parcela de carga resistida pela armadura longitudinal foi subtraída da carga aplicada.

Pode-se perceber, ao se analisar o comportamento das

curvas da segunda figura logo após o ponto de tensão máxima, uma certa melhoria na ductilidade proporcionada pelo aumento do número de barras. Entretanto, ao se analisar a primeira figura, verifica-se que o aumento do diâmetro das barras apenas aumentou um pouco a resistência do núcleo de concreto confinado, apesar de ter sido o aumento relativo na área de armadura longitudinal maior neste caso.

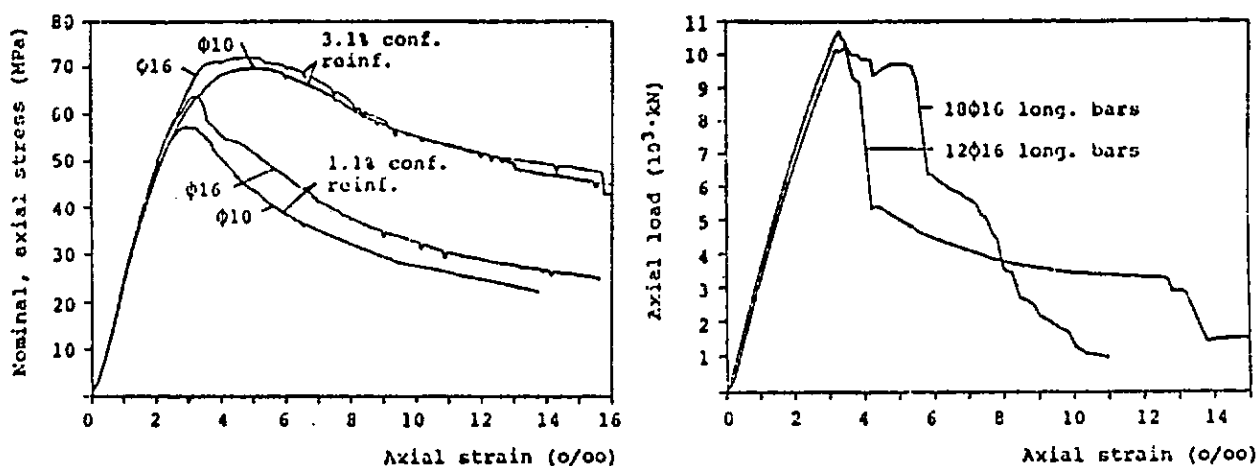
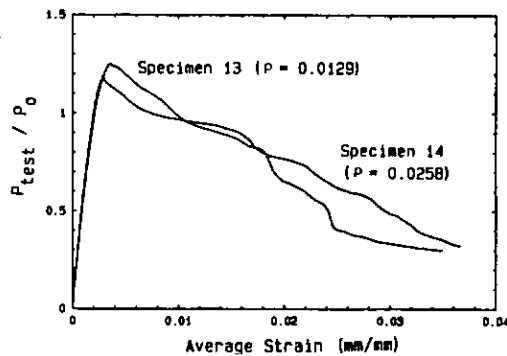


Fig. 5.10 - Diagramas tensão-deformação e carga aplicada-deformação de pilares de concreto com diferentes taxas de armadura longitudinal, obtidos por Bjerkeli, Tomaszewicz e Jensen [19].

A influência da taxa de armadura longitudinal na ductilidade de pilares de concreto leve foi pesquisada por Basset e Uzumeri [18]. Eles ensaiaram pilares de seção quadrada de 30,5 cm de lado à compressão axial, avaliando a ductilidade destes pilares através do aspecto do diagrama carga

aplicada-deformação. A resistência à compressão nominal do concreto em todos pilares era de 35 MPa.

A figura abaixo mostra o comportamento de dois pilares com mesma taxa de armadura transversal e mesma configuração de armadura. Observa-se que, apesar de a taxa de armadura longitudinal no pilar 14 ter sido o dobro da do pilar 13, o comportamento de ambos foi semelhante.



P_0 - carga axial última teórica do pilar.

P_{teste} - carga axial aplicada.

Fig. 5.11 - Diagramas carga aplicada-deformação de pilares com quantidades de armadura longitudinal diferentes, obtidos por Basset e Uzumeri [18].

Eles concluíram que um aumento na taxa de armadura longitudinal geralmente melhora a ductilidade, principalmente nos estágios avançados de carregamento, já que uma maior parcela do carregamento passa a ser resistida pelo aço, fazendo com que a capacidade resistente do elemento estrutural não caia tão bruscamente no momento da perda do cobrimento de concreto. Eles concluíram também que a probabilidade de flambagem das barras diminui com o aumento de seu diâmetro.

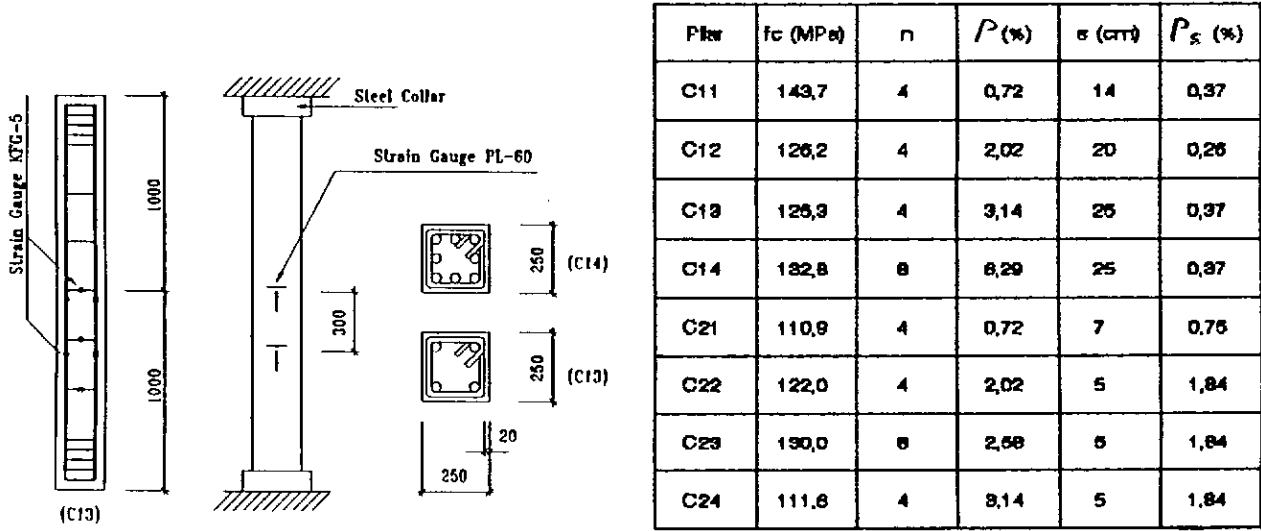
Entretanto, foi observado que o ganho em ductilidade com o aumento da taxa de armadura longitudinal não é muito significativo e que a distribuição desta armadura, na medida em que influi na eficiência do confinamento lateral, é mais importante que sua quantidade, embora pareça existir um limite mínimo para esta quantidade para que haja um comportamento dútil em pilares de concreto leve.

O comportamento de pilares de concreto de alta resistência, de dimensões reais e com cobrimento de concreto envolvendo a armadura transversal de confinamento, foi estudado por Al-Hussaini, Regan, Xue e Randane [17].

Foram ensaiados 8 pilares, todos de seção transversal quadrada (25 cm de lado) e 2 m de altura, com espessura do cobrimento de 2 cm. A armadura transversal era na forma de estribos comuns, sendo que a taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral foi variada entre 0,26% e 1,84%. A taxa de armadura longitudinal foi variada entre 0,72% e 6,29% e a resistência à compressão do concreto entre 110,9 MPa e 143,7 MPa. As características dos pilares são mostradas na figura 5.12.

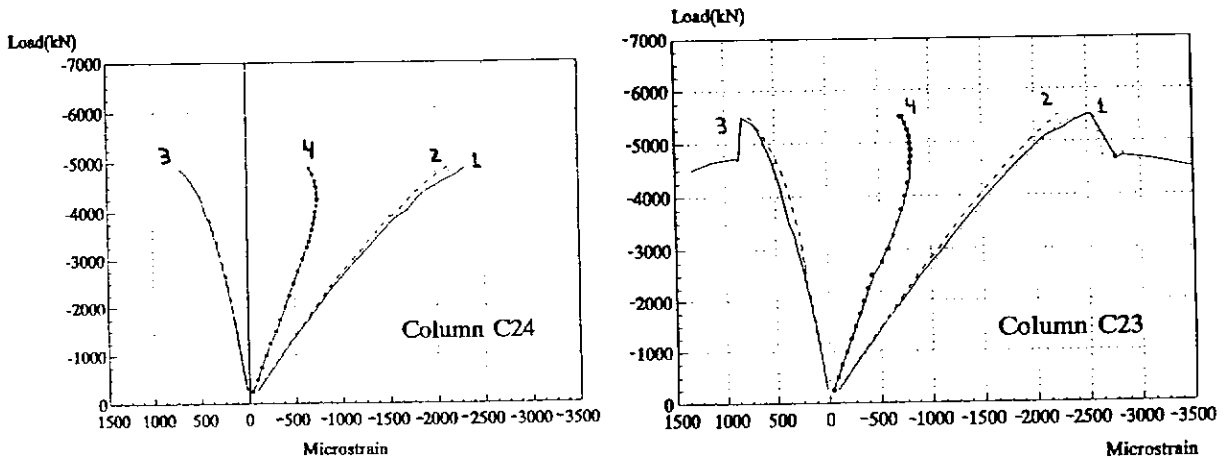
Através dos diagramas carga aplicada-deformação obtidos em ensaios de compressão axial observou-se que o pilar C23, embora possuísse mesma taxa volumétrica de armadura transversal e menor taxa de armadura longitudinal, apresentou comportamento mais dútil que o pilar C24. Uma explicação para tal pode ser o fato de que o pilar C23 possuía 8 barras de armadura longitudinal enquanto que o C24 possuía apenas 4. Os diagramas relativos a estes dois pilares são apresentados na

figura 5.13. Nenhum dos outros pilares ensaiados apresentou boa ductilidade.



n - numero de barras da arm. longitudinal.
 s - espacamento da armadura transversal.

Fig. 5.12 - Características dos pilares ensaiados por Al-Hussaini, Regan, Xue e Randane [17].



1 - def. na arm. long.
 2 - def. no concreto (long.).
 3 - def. na arm. transv.
 3 - def. volumetrica.

Fig. 5.13 - Diagrama carga aplicada deformação dos pilares C23 e C24 [17].

5.4.8. Influência da Geometria da Seção Transversal.

Bjerkeli, Tomaszewicz e Jensen, no mesmo trabalho já citado anteriormente [19], também verificaram a influência da geometria da seção transversal na ductilidade de pilares de concreto de alta resistência. Foram utilizadas as seguintes configurações de seção transversal :

- Seção circular, com armadura transversal na forma de espiral contínua e sem armadura longitudinal.

- Seção quadrada, com armadura transversal na forma de estribos comuns e 4 barras de armadura longitudinal nos cantos.

- Seção retangular, com 18 barras de armadura longitudinal e armadura transversal conforme o desenho na figura 5.14.

As figuras 5.14 mostram o comportamento de pilares de concreto de massa específica normal e $f_c = 95$ MPa (5.14 - a) e de concreto leve com $f_c = 75$ MPa (5.14 - b), para cada um dos três tipos de seção transversal.

Verifica-se nessas figuras que o comportamento mais dútil ocorre nos pilares de seção circular com armadura transversal na forma de espiral, apesar destes não possuírem armadura longitudinal. Os pilares de seção retangular, que possuem maior número de barras de armadura longitudinal e uma configuração de armadura transversal formando uma malha mais densa que os de seção quadrada, tiveram um comportamento um pouco menos dútil que os de seção circular, porém melhor do que os de seção quadrada.

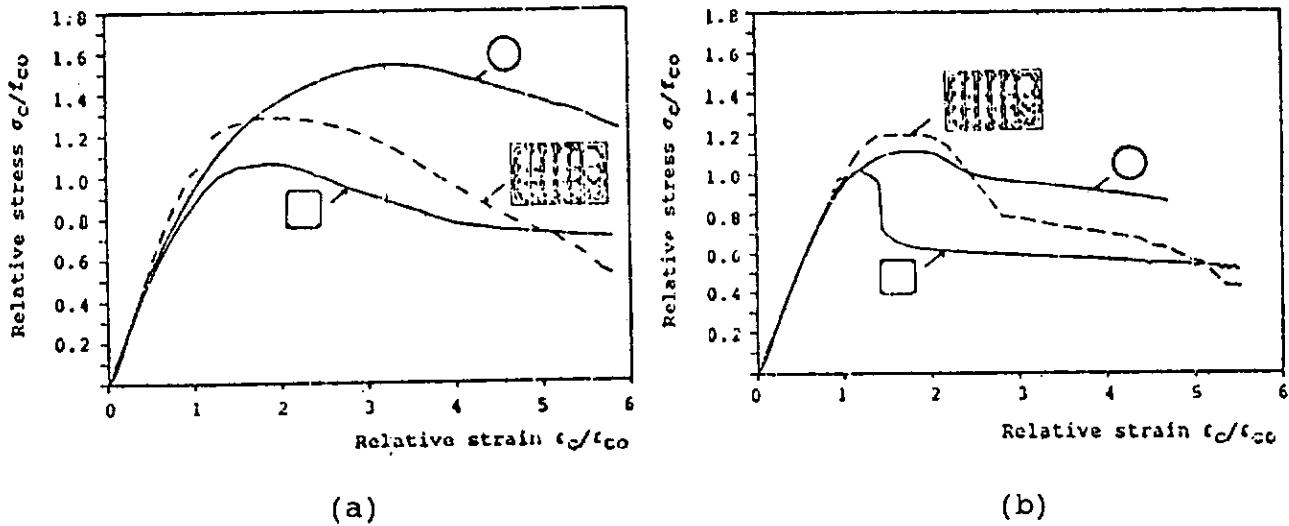


Fig. 5.14 - Diagramas tensão-deformação de pilares de concreto confinado com 3 configurações de armaduras longitudinal e transversal diferentes, obtidos por Bjerkeli, Tomaszewicz e Jensen [19].

Uzumeri e Basset [44] verificaram ser a disposição das armaduras (longitudinal e transversal) um importante parâmetro na ductilidade de pilares de concreto. Eles ensaiaram pilares de concreto leve com resistência nominal de 35 MPa utilizando três configurações de armadura transversal e longitudinal diferentes, de acordo com a figura 5.15.

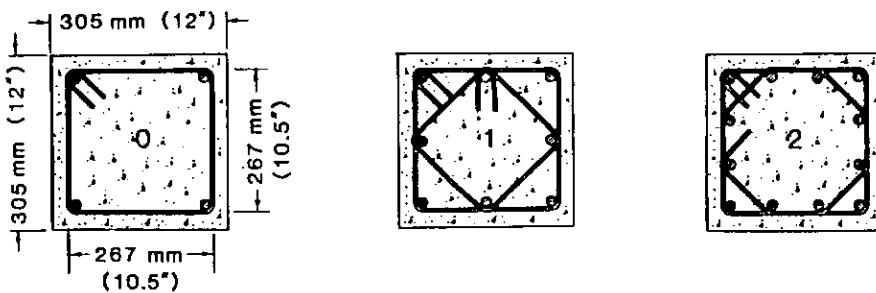


Fig. 5.15 - Configurações de armaduras longitudinal e transversal utilizadas por Uzumeri e Basset ao pesquisarem a ductilidade de pilares de concreto [44].

Para uma mesma quantidade de armadura longitudinal e transversal, a configuração 2 sempre resultou no melhor comportamento com relação à ductilidade. Os pilares onde foi utilizada a configuração 0 apresentaram o pior comportamento.

Com relação às dimensões da seção transversal, Ahmad [9] comenta que, em pilares onde elas são muito grandes, a eficiência da armadura transversal em melhorar a ductilidade é pequena, pois a expansão lateral do concreto não chega a ser "sentida" no nível da superfície externa destes pilares.

5.4.9. Ensaios em Elementos Estruturais com Cobrimento de Concreto.

Nota-se que, na maioria dos testes realizados com o objetivo de avaliar a ductilidade de pilares com confinamento lateral relatados até agora, foram utilizados corpos de prova sem cobertura de concreto envolvendo a armadura de confinamento.

Martínez, Nilson e Slate [32] estudaram a ductilidade de pilares utilizando corpos de prova de concreto de alta, média e baixa resistência, confinados lateralmente por uma armadura na forma de espiral contínua, com um cobertura de concreto envolvendo esta armadura a fim de obter um comportamento mais próximo ao de um elemento estrutural real. Nenhum dos corpos de prova possuía armadura longitudinal.

Eles verificaram que o diagrama tensão-deformação destes corpos de prova, com exceção dos de baixa resistência,

possuíam dois pontos de pico. O primeiro ocorria no momento da perda do cobrimento. Logo após a perda do cobrimento a curva do diagrama começava a cair. Entretanto, com a expansão lateral do concreto provocando o aparecimento das tensões de confinamento, ela voltava a subir até atingir um segundo pico, quando caía novamente.

Nos ensaios de corpos de prova com concreto de alta resistência, apesar da tensão máxima no segundo ramo ascendente ter sido maior que a do primeiro, comprovando a eficiência da armadura em espiral em compensar a perda de resistência causada pela perda do cobrimento de concreto, a tensão caía bruscamente após este segundo ponto, levando a uma ruptura frágil.

Segundo Martinez, Nilson e Slate, a taxa volumétrica de armadura transversal mínima indicada na norma do ACI [6] (expressão (5.2)), para o caso de pilares de concreto de alta resistência, leva a tensões de confinamento muito baixas, resultando em falta de ductilidade. Este fato torna-se mais crítico com o aumento do diâmetro do pilar, quando a relação A_g/A_c tende para valores próximos a unidade.

$$\rho_s = 0,45 (A_g/A_c - 1) (f_c/f_y) \quad (5.2),$$

onde A_g é a área total da seção transversal, A_c a área do núcleo de concreto confinado e f_y a tensão de escoamento do aço da armadura de confinamento.

Cabe ressaltar que em ensaios com corpos de prova, pelo fato destes serem normalmente de pequenas dimensões, quando o cobrimento de concreto é utilizado, esta relação normalmente não fica próxima de 1.

Já nos ensaios com corpos de prova de concreto de média resistência, a queda de tensão após o segundo ponto de máximo foi bem suave, caracterizando um comportamento dútil. Os diagramas relativos aos corpos de prova com concreto de baixa resistência não apresentaram dois pontos de máximo, no entanto, seu comportamento também foi dútil.

A figura 5.16 mostra os diagramas obtidos por Martinez, Nilson e Slate [32], para os três níveis de resistência do concreto utilizados.

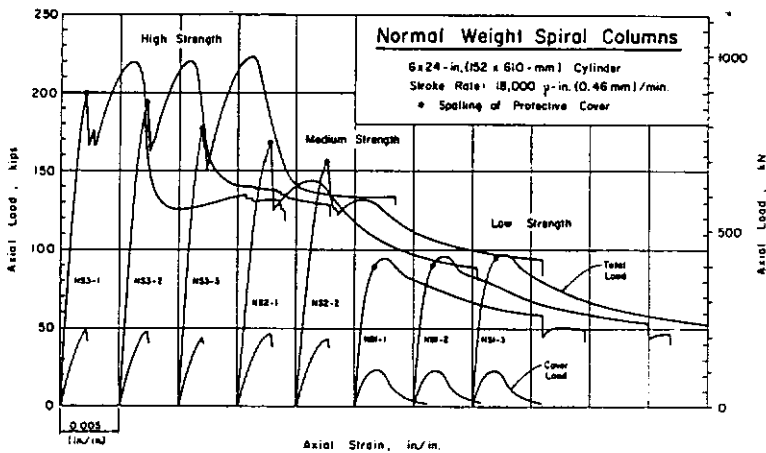


Fig. 5.16 - Comportamento de corpos de prova de concreto confinados lateralmente por armadura transversal na forma de espiral contínua, com cobrimento, obtido por Martinez, Nilson e Slate [32].

5.4.10. Fatores Relacionados ao Ensaio para a Avaliação da Dutilidade.

5.4.10.1. Influência das Dimensões do Elemento Estrutural Ensaiado.

Martinez, Nilson e Slate [32] estudaram a ductilidade de pilares de concreto de alta resistência utilizando corpos de prova cilíndricos de 3 tamanhos diferentes.

Ao aumentarem as dimensões dos corpos de prova de 102x203 mm para 102x406 mm, mantendo-se constante a taxa de confinamento lateral e a resistência do concreto, obtiveram uma queda nos índices de ductilidade. Entretanto, ao aumentarem novamente o tamanho dos corpos de prova para 127x610 mm, não houve nenhuma alteração significativa no comportamento (a primeira dimensão é referente ao diâmetro da seção transversal e a segunda à altura do cilindro).

A partir destes resultados, foi tirada a conclusão de que ensaios com corpos de prova com dimensões de 102x406 mm representam bem o comportamento de pilares de maiores dimensões, porém, ensaios com corpos de prova 102x203 mm podem proporcionar resultados não conservadores.

5.4.10.2. Influência da Taxa de Deformação Aplicada.

A influência da taxa de deformação na ductilidade de pilares foi pesquisada por Bjerkei, Tomaszewicz e Jensen [19], que carregaram axialmente pilares em escala reduzida, de seção quadrada (150 x 150 x 500 mm) e com duas taxas de deformação aplicada diferentes (0,1 e 0,01 mm/min).

Os ensaios foram feitos em pilares de concreto de massa específica normal e de concreto leve, com f_c variando entre 75 e 115 MPa. Em nenhum caso, a variação na taxa de deformação provocou uma variação significativa de comportamento.

5.4.11. Influência de Esforços de Cisalhamento.

Abdel-Fattah e Ahmad [1] verificaram a influência da introdução de tensões de cisalhamento no comportamento de elementos estruturais de concreto com confinamento lateral sujeitos à compressão.

Eles utilizaram corpos de prova cilíndricos (76 x 152 mm) de concreto com resistência em torno de 57 MPa, confinados lateralmente através de anéis de aço, sendo as tensões de cisalhamento introduzidas através de um momento torsor aplicado na base superior dos corpos de prova, com a base inferior mantida fixa. Foram aplicadas tensões de cisalhamento na ordem de $5 \sqrt{f_c}$ e $10 \sqrt{f_c}$, ora antes que qualquer esforço de compressão fosse aplicado, ora com uma parcela das tensões de compressão já aplicada. Em todos os casos, a introdução das tensões de cisalhamento provocou uma diminuição da ductilidade, embora não tenha causado nenhuma alteração na maior parte do ramo ascendente do diagrama tensão-deformação.

Os diagramas tensão-deformação de dois cilindros confinados (um sem tensão de cisalhamento e outro com tensão de cisalhamento de $5 \sqrt{f_c}$ aplicada com carga axial zero) são mostrados na figura 5.17.

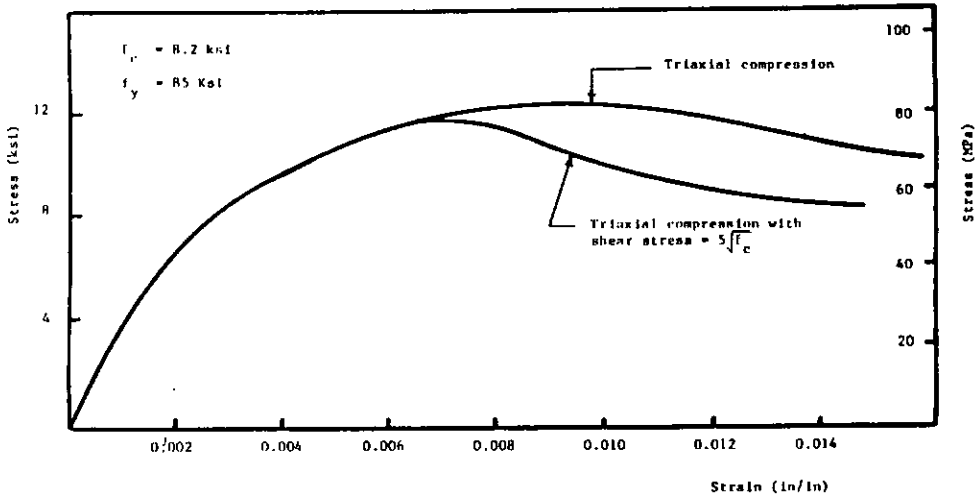


Fig. 5.17 - Variação na ductilidade de corpos de prova de concreto confinado com a aplicação de tensões de cisalhamento, segundo trabalho de Abdel-Fattah e Ahmad [1].

5.5. PILARES SUBMETIDOS A COMPRESSÃO EXCÊNTRICA.

Laurent [30] ensaiou vários pilares de seção transversal retangular (180x225mm, 140x175mm, 120x140mm) sujeitos a carregamento com pequena excentricidade (0,1 vezes a menor dimensão da seção transversal). Neles foram variadas a resistência do concreto (41 a 95 MPa), a taxa geométrica de armadura longitudinal (0,2% a 2,0%) e a taxa geométrica de armadura transversal (0,06% a 0,31%).

Dos resultados destes ensaios, pode-se concluir que, analogamente ao que acontece em pilares com carregamento centrado, a ductilidade diminui com o aumento da resistência do concreto e aumenta com o aumento da taxa de armadura transversal.

5.6. PILARES SUJEITOS A CARREGAMENTOS LATERAIS.

Muguruma e Watanabe [34] pesquisaram a ductilidade de pilares de concreto de alta resistência, onde, além de uma compressão axial (que, para cada pilar ensaiado, era mantida constante ao longo de todo ensaio), havia uma carga lateral aplicada a meia altura que introduzia esforços de flexão e cisalhamento. Esta carga foi aplicada estaticamente, porém em ciclos reversíveis, para avaliar o comportamento destes elementos estruturais em situações de esforços sísmicos. A ductilidade neste caso foi definida como sendo a relação entre o deslocamento lateral máximo do ponto de aplicação da carga suportado pelo pilar e o deslocamento lateral correspondente ao escoamento da armadura longitudinal do pilar.

As principais variáveis estudadas foram a taxa de compressão axial, resistência à compressão do concreto e tensão de escoamento do aço da armadura de confinamento lateral. A taxa de armadura longitudinal e a taxa volumétrica de armadura de confinamento lateral foram mantidas constantes em todos elementos ensaiados : 3,81% e 1,61% , respectivamente. Todos os pilares ensaiados tinham seção quadrada (20 cm de lado) e altura de 150 cm.

Foram ensaiados 8 pilares ao todo, sendo 4 com concreto de resistência à compressão de 85,7 MPa e 4 com concreto de resistência à compressão de 115,8 MPa. (valores atingidos entre os 40 e 64 dias de idade). Metade dos pilares de cada resistência possuía armadura de confinamento lateral com tensão de escoamento de 328,4 MPa , enquanto que na outra metade

a tensão de escoamento da armadura de confinamento era de 792,3 MPa. Houve, então, 4 grupos com 2 pilares de mesma resistência do concreto e do aço.

Em cada grupo, foram utilizadas 2 taxas de compressão axial diferentes. Nos pilares de concreto com resistência à compressão de 85,7 MPa foram utilizadas as taxas de 0,40 e 0,63, enquanto que nos pilares com resistência à compressão de 115,8 MPa foram utilizadas as taxas de 0,25 e 0,41. Esta taxa de compressão axial foi definida pela relação $P/A_g \cdot f_c$, sendo :

P - força normal aplicada no pilar (mantida constante durante todo ensaio).

A_g - área da seção transversal do pilar.

f_c - resistência à compressão do concreto não confinado.

Na tabela abaixo são mostrados os resultados obtidos.

Pilar	f_c (MPa)	Taxa de comp. axial	f_y (MPa)	Fator de ductilidade
AL - 1	85.7	0.400	328.4	10.20
AH - 1	85.7	0.400	792.3	17.30
AL - 2	85.7	0.629	328.4	3.28
AH - 2	85.7	0.629	792.3	11.90
BL - 1	115.8	0.254	328.4	10.90
BH - 1	115.8	0.254	792.3	15.00
BL - 2	115.8	0.413	328.4	5.70
BH - 2	115.8	0.413	792.3	8.66

Tab 5.5 - Variação da ductilidade de pilares com a variação da taxa de compressão axial, da resistência à compressão do concreto e da tensão de escoamento da armadura transversal, segundo trabalho de Muguruma e Watanabe [34].

As principais conclusões relativas à influência de cada variável foram as seguintes :

- Quanto maior o nível de compressão axial, menor a ductilidade observada.

- Com o aumento da resistência do concreto de 85.7 para 115.8 MPa, mantendo-se as mesmas configurações de armadura longitudinal e transversal, houve uma diminuição na ductilidade, mesmo com a diminuição da taxa de compressão axial.

- A ductilidade cresceu com o aumento da tensão de escoamento do aço da armadura de confinamento, sendo que os pilares confinados por aço de alta resistência, mesmo para os mais altos níveis de compressão axial, apresentaram excelente comportamento (como, por exemplo, o pilar BH-2 que apresentou um índice de ductilidade superior a 8). Muguruma e Watanabe consideraram o uso de armadura de confinamento com aço de alta resistência indispensável para assegurar uma boa ductilidade, no caso de utilização de concretos com resistência superior a 100 MPa em pilares de edifícios altos localizados em regiões sísmicas.

Watanabe et al [14] estudaram a ductilidade de pilares sob a ação de carregamento lateral reversível, porém, ao invés de compressão axial, sujeitos a uma tração axial constante.

Eles verificaram que, apesar de diminuir a resistência ao carregamento lateral, a tração axial aumentava a capacidade de deformação dos pilares, melhorando a ductilidade dos mesmos.

5.7. CONCLUSÕES.

São grandes as dificuldades na realização de ensaios que reproduzam as condições às quais um pilar é submetido em uma estrutura real (levando em conta fatores como cobrimento de concreto, excentricidades, grandes dimensões e outros) e não existe um critério geral para a avaliação experimental da ductilidade de pilares.

A maioria dos trabalhos relatados ao longo do capítulo tratam da ductilidade de pilares sujeitos unicamente à compressão axial.

Por estarem sujeitos unicamente à compressão axial a ruptura destes pilares é por esmagamento do concreto, o que traz problemas de ductilidade, já que o concreto é um material frágil. A solução normalmente adotada para aumentar sua capacidade de deformação é o confinamento lateral do concreto. De um modo geral, quanto maior a taxa volumétrica da armadura transversal de confinamento utilizada, mais dútil é o comportamento obtido.

A eficiência deste confinamento, entretanto, não depende somente da quantidade de armadura de confinamento. É importante que tanto a armadura transversal quanto a longitudinal sejam convenientemente detalhadas a fim de que as tensões de confinamento fiquem uniformemente distribuídas ao longo do pilar.

Existe um valor máximo para a relação espaçamento da armadura transversal / dimensões da seção transversal do pilar, a partir do qual o confinamento lateral deixa de ser efetivo, não importando a quantidade de armadura transversal utilizada.

A armadura de confinamento na forma de espiral contínua, usada em pilares de seção circular, é mais efetiva que estribos.

Quanto à armadura longitudinal, sua distribuição parece ser mais importante que sua quantidade, sendo desejável o maior número de barras possível.

As tensões de confinamento lateral, porém, só aparecem com a expansão lateral do concreto. Diferenças entre as estruturas internas dos concretos de alta resistência e a dos concretos comuns fazem com que os primeiros se expandam menos lateralmente, diminuindo a eficiência do confinamento lateral. Problema semelhante tem o concreto leve. Nestes casos, a quantidade de armadura de confinamento necessária a fim de se obter um comportamento razoável pode ser bastante alta, tornando seu emprego pouco prático ou anti-econômico.

Duas alternativas para a solução deste problema parecem ser a utilização de armadura de confinamento de aço de alta resistência ou a utilização de pilares de estrutura mista, consistindo em um tubo de aço vazado preenchido com concreto de alta resistência.

Quanto aos pilares sujeitos a carregamentos laterais, quanto menor a taxa de compressão axial (comportamento mais próximo do de uma viga), maior a chance de se obter um comportamento dútil. A utilização de aço de alta resistência na armadura de confinamento destes pilares também parece ser uma boa opção, principalmente quando o concreto utilizado for de alta resistência.

6. DUTILIDADE EM PÓRTICOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.

6.1 INTRODUÇÃO.

Pórticos de concreto armado, principalmente em regiões onde há risco de abalos sísmicos ou de ventos fortes, devem ser capazes de suportar grandes cargas laterais, que podem levar a consideráveis deformações inelásticas em certos pontos.

A filosofia atual para o dimensionamento de pórticos em edifícios procura garantir a formação de rótulas plásticas preferencialmente nas vigas, já que a curvatura necessária para a formação dessas rótulas é menor em vigas do que em pilares e que uma certa dutilidade pode ser mais facilmente assegurada também nas vigas [37]. Além do mais, a formação de rótulas plásticas em pilares pode comprometer a estabilidade global da estrutura [28].

Para garantir a formação de rótulas plásticas nas vigas e evitar uma indesejável ruptura por cisalhamento nas ligações vigas-pilares (nós), algumas normas recomendam a utilização de um valor mínimo para a relação entre a soma das capacidades resistentes à flexão das seções do pilar acima e abaixo do nó (ΣM_c) e a soma das capacidades resistentes à flexão das seções das vigas ligadas a este nó (ΣM_v).

Existem também recomendações relativas às condições de ancoragem da armadura longitudinal da viga e ao nível de confinamento do concreto no nó, para que toda a capacidade da viga à flexão possa ser desenvolvida.

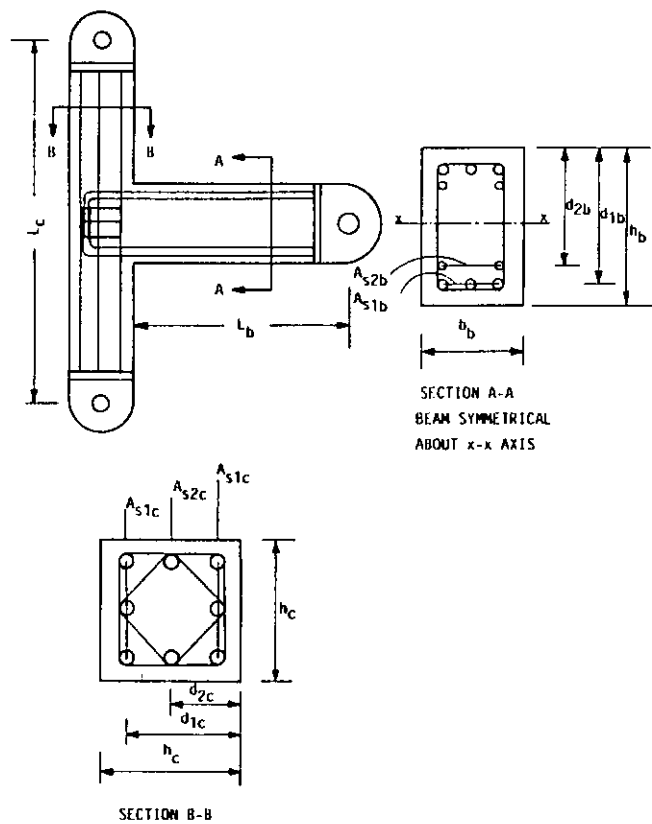
Outro parâmetro importante é a tensão de cisalhamento no nó. Caso esta tensão ultrapasse certos valores, há a necessidade de aumentar a área da seção do nó a fim de reduzi-la a um valor aceitável, já que o aumento do confinamento do concreto no nó através de armadura transversal não resolve o problema. Algumas recomendações sugerem um valor máximo para a tensão de cisalhamento no nó dado por $\gamma \cdot \sqrt{f_c}$, onde γ é chamado de fator de tensão de cisalhamento no nó e é função do tipo de nó (interior, exterior, etc...).

As recomendações citadas acima, entretanto, são baseadas em ensaios onde foram utilizados concretos de baixas e médias resistências. Outros ensaios, então, têm sido feitos recentemente para se avaliar aspectos relativos à utilidade de ligações vigas-pilares de concreto de alta resistência.

6.2 ESTUDOS JÁ REALIZADOS.

Ehsani, Moussa e Vallenilla [28], ensaiaram 4 pórticos de concreto de alta resistência (f_c em torno de 65 MPa) e compararam os resultados com os obtidos em um pórtico de concreto comum ($f_c = 44,6$ MPa).

Estes pórticos consistiam de um pilar e uma viga que tinha uma das extremidades engastada a meia altura do pilar e a outra livre. As características geométricas destes pórticos são mostradas na figura 6.1.



Designation	Specimen number				
	1	2	3	4	5
L_c , in.	136.0	136.0	136.0	136.0	84.0
L_b , in.	62.0	62.0	62.0	62.0	60.0
h_c , in.	13.4	13.4	11.8	11.8	11.8
d_{1c} , in.	11.4	11.4	9.8	9.8	9.6
d_{2c} , in.	6.7	6.7	5.9	5.9	5.9
A_{1c}	2 No. 7 + 1 No. 6	2 No. 7 + 1 No. 6	2 No. 7 + 1 No. 6	2 No. 8 + 1 No. 7	4 No. 6
A_{2c}	2 No. 6	2 No. 6	2 No. 6	2 No. 7	2 No. 6
h_b , in.	18.9	18.9	17.3	17.3	17.3
b_b , in.	11.8	11.8	10.2	10.2	10.2
d_{1b} , in.	16.9	16.9	15.4	15.4	15.4
d_{2b} , in.	15.0	15.0	13.4	13.4	13.4
A_{1b}	2 No. 6 + 1 No. 5	3 No. 6	3 No. 6	3 No. 7	3 No. 7
A_{2b}	2 No. 5	2 No. 6	2 No. 5	2 No. 5	3 No. 6

$$1 \text{ in} = 25,4 \text{ mm}$$

No. 5 - 200 cm ²	No. 6 - 284 cm ²
No. 7 - 387 cm ²	No. 8 - 510 cm ²

Fig. 6.1 - Características geométricas dos pórticos analisados por Ehsani, Moussa e Vallenilla [28].

O principal parâmetro estudado foi o fator de tensão de cisalhamento no nó γ , que variou entre 7,52 e 12,84.

Nos pórticos de concreto de alta resistência (1,2,3 e 4) foi assumido que a pequena variação no valor de f_c (entre 64,7 e 67,3 MPa) não teria influência significativa nos resultados. O valor da relação $\Sigma M_c / \Sigma M_v$ também variou pouco entre eles (entre 1,67 e 1,90).

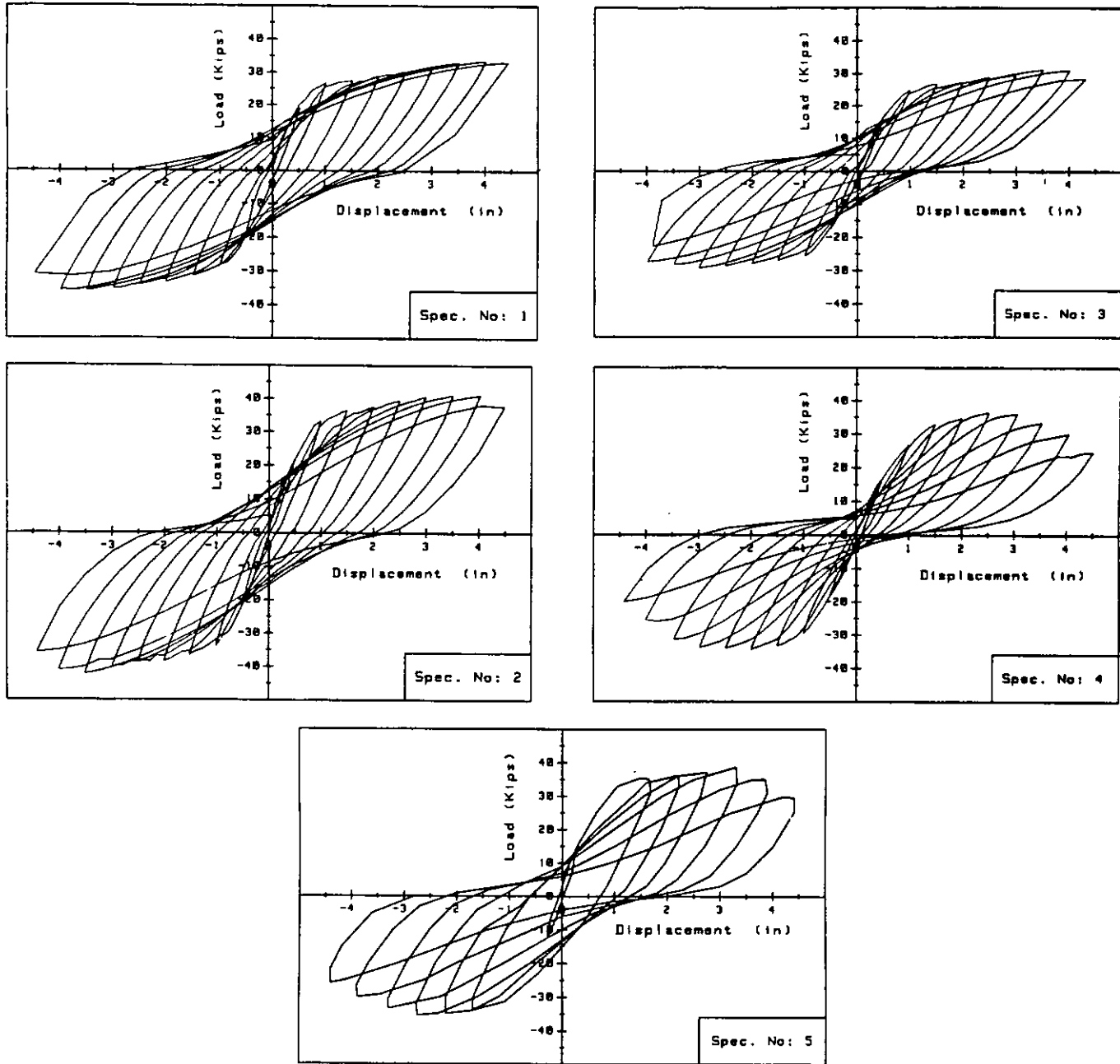
O pórtico 5, de concreto comum ($f_c = 44,6$ MPa), foi utilizado como referência, já que os valores utilizados para γ e para $\Sigma M_c / \Sigma M_v$ (1,04 e 1,41) eram próximos dos limites recomendados pelo ACI-ASCE Committee 352 [5] ($\gamma \leq 1,0$ e $\Sigma M_c / \Sigma M_v \geq 1,4$).

Na extremidade livre das vigas foram impostos cargas cíclicas reversíveis com controle de deslocamento, enquanto que os pilares ficaram sujeitos a uma carga de compressão axial P constante durante todo o ensaio. A relação carga axial aplicada/carga axial balanceada (carga correspondente ao máximo momento do diagrama de interação momento-carga axial) variou entre 0,06 e 0,24 nos pórticos analisados.

Os principais parâmetros estudados nos pórticos são mostrados na tabela 6.1 e os resultados obtidos (deslocamento na extremidade livre das vigas-carga aplicada) são mostrados na figura 6.2.

Portico	f_c (MPa)	P/P bal.	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	γ (MPa ^{1/2})
1	64,7	0,06	1,89	0,62
2	67,3	0,15	1,83	0,75
3	64,7	0,24	1,90	0,88
4	67,9	0,29	1,67	1,07
5	44,6	0,19	1,41	1,04

Tab. 6.1 - Características dos pórticos analisados por Ehsani, Moussa e Vallenilla [28].



1 kip = 4,448 kN

1 in = 25,4 mm

Fig. 6.2 - Diagramas carga-deslocamento na extremidade livre das vigas nos pórticos analisados por Ehsani, Moussa e Vallenilla [28].

Observa-se que nos diagramas relativos aos pórticos 1, 2, 3 e 5 as áreas envolvidas correspondentes a cada ciclo foram maiores do que no diagrama correspondente ao pórtico 4, demonstrando uma maior capacidade dos primeiros em dissipar energia. No diagrama do pórtico 4 nota-se também que, já a partir do quarto ciclo, começou a haver uma perda na capacidade de carga, o que nos outros pórticos só foi acontecer nos últimos ciclos.

Uma avaliação quantitativa da capacidade de deformação (dutilidade) de cada pórtico é dada através da figura 6.3, que representa o comportamento dos mesmos após o escoamento do aço da armadura longitudinal das vigas. Nela é plotada a relação entre a tensão máxima nesta armadura e a tensão de escoamento, em cada ciclo de carregamento, na região junto à face dos pilares, versus um índice de dutilidade de deslocamento, definido como sendo o deslocamento da extremidade livre da viga dividido pelo deslocamento deste mesmo ponto no instante em que se iniciou o escoamento.

Enquanto que nos pórticos 1, 2, 3 e 5, antes que a tensão caísse a valores inferiores ao da tensão de escoamento, índices de dutilidade superiores a 4 foram atingidos, no pórtico 4 isto aconteceu quando o índice de dutilidade era menor que 2,5.

Ao medirem a deformação nas vigas na região próxima à ligação com os pilares e a deformação no aço da armadura transversal da ligação viga-pilar e analisarem a disposição das fissuras formadas durante o ensaio, Ehsani, Moussa e Vallenilla caracterizaram o modo de ruptura de cada um dos pórticos.

Nos pórticos 1, 2, 3 e 5 houve a formação de rótulas plásticas de flexão nas vigas próximo à ligação destas com os pilares, sendo que altas deformações foram medidas nesta região. Os pórticos 3 e 5, nos quais o fator de tensão de cisalhamento no nó (γ) era maior do que o dos pórticos 1 e 2, tiveram os danos estendidos até a ligação viga-pilar nos últimos ciclos de carregamento.

Já no pórtico 4, que possuía o maior fator de tensão de cisalhamento no nó (γ), praticamente nenhuma deformação foi verificada na região da viga próxima à ligação com o pilar. Neste pórtico, o modo de ruptura foi por cisalhamento na ligação viga-pilar, comprovado pela grande degradação do concreto e pelas altas deformações medidas no aço da armadura transversal nesta região.

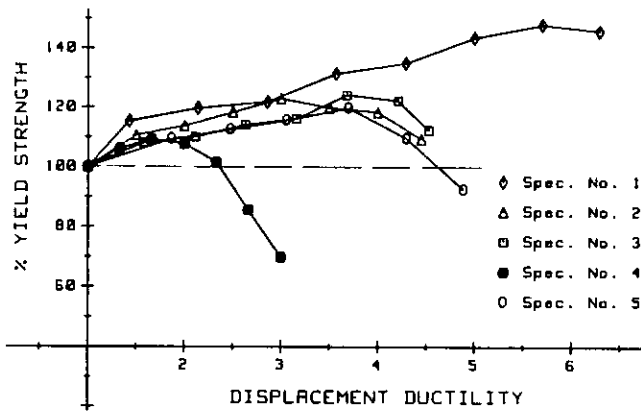


Fig. 6.3 - Relação entre tensão máxima na armadura longitudinal das vigas (região junto à face dos pilares) e a tensão de escoamento, em cada ciclo de carregamento, versus o índice de ductilidade de deslocamento, nos pórticos analisados por Ehsani, Moussa e Vallenilla [28].

Da análise dos resultados, Ehsani, Moussa e Vallenilla [28] tiraram as seguintes conclusões :

- O modo de ruptura é determinado não apenas pela relação $\Sigma M_c / \Sigma M_v$, mas também pelo fator de tensão de cisalhamento no nó.

- O pior desempenho do pórtico 4 em relação aos demais foi devido ao alto fator de tensão de cisalhamento no nó γ , que diminui a capacidade de absorção e dissipação de energia.

- Ligações viga-pilar de pórticos de concreto de alta resistência, desde que convenientemente detalhadas, podem apresentar desempenho semelhante a de pórticos de concreto de menores resistências.

- O valor máximo para γ , a fim de se obter um bom comportamento, entretanto, deveria ser função de f_c . Para concretos com f_c em torno de 65 MPa, em ligações do mesmo tipo das estudadas, seria conveniente a limitação do valor de γ em 0,87 ao invés de 1,0.

Em outros trabalhos citados na referência [14], onde também foi analisada a ductilidade de ligações viga-pilar em pórticos, conclusões semelhantes às de Ehsani, Moussa e Vallenilla [28] foram também obtidas.

Ha, Kim e Chung [29], entretanto, ao realizarem ensaios semelhantes em pórticos de concreto com f_c de 41,2 MPa e 68,6 MPa (fig. 6.4-a), verificaram um desempenho superior dos pórticos de concreto de menor resistência, sendo que os pórticos de concreto com f_c de 68,6 MPa apresentaram comportamento instável nos ciclos finais de carregamento, o que eles atribuíram à natureza frágil do concreto de alta resistência.

Neste mesmo trabalho [29], foi estudada uma alternativa para o detalhamento das ligações viga-pilar, que consistia na adição de armadura longitudinal complementar, com ou sem armadura transversal, conforme as figuras 6.4-b e 6.4-c. O objetivo foi fazer com que uma possível rótula plástica, que normalmente seria formada na viga, próximo à ligação com o pilar no caso de um projeto usual (figura 6.4-a), tivesse sua posição deslocada para longe do pilar, ficando a uma distância da ligação entre 1 e 1,5 vezes a altura da viga. As características geométricas dos pórticos ensaiados e o detalhe das ligações são mostrados na figura 6.4.

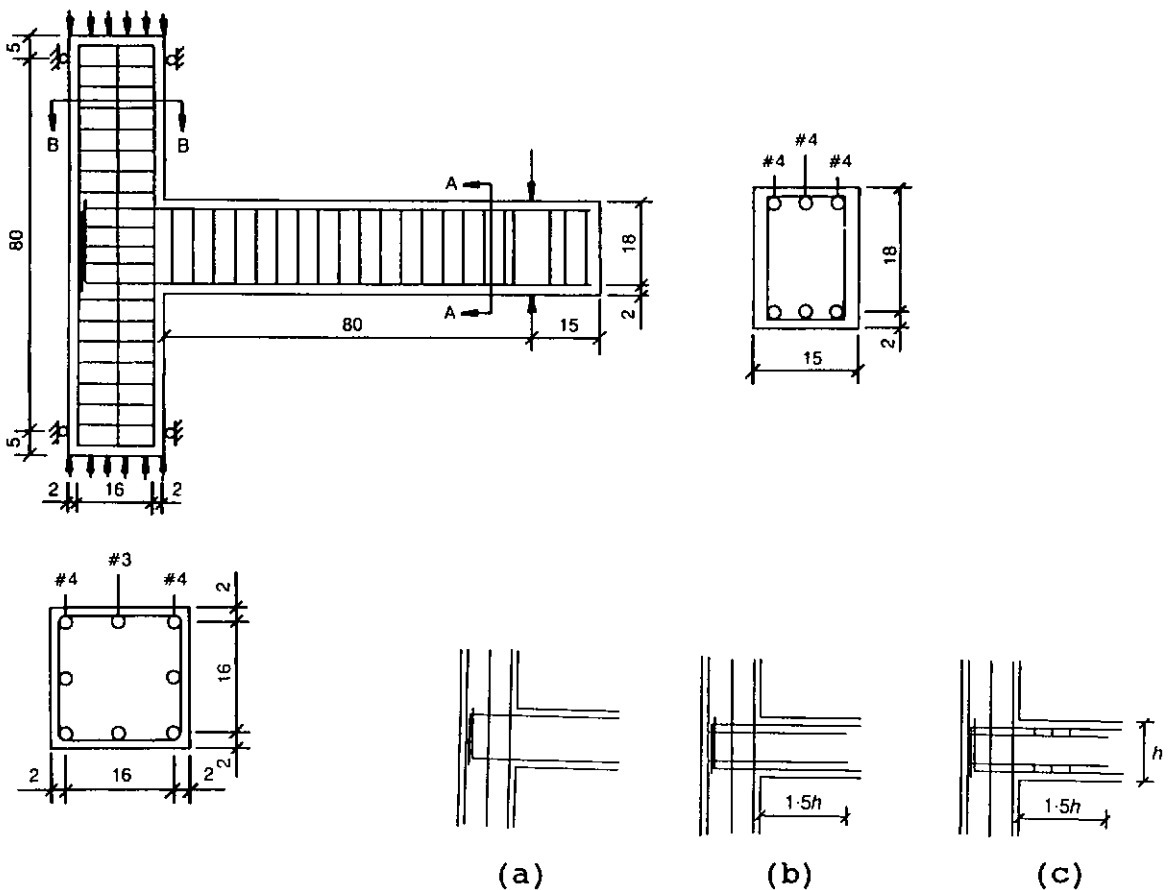


Fig. 6.4 - Características geométricas e detalhes das ligações vigas-pilares (a - usual, b e c - alternativos) dos pórticos ensaiados por Ha, Kim e Chung [29].

O desempenho dos pórticos onde foram adicionadas armaduras longitudinais complementares foi bem superior, comprovando as vantagens desta filosofia alternativa para o projeto de ligações viga-pilar.

7. CONCLUSÕES.

Neste trabalho foi feito uma análise dos parâmetros que influenciam a ductilidade de elementos de concreto, enfocando o caso particular de concreto de alta resistência.

A ductilidade do material concreto diminui com o aumento de sua resistência à compressão, sendo este fato explicado pelas diferenças entre a estrutura interna de um concreto de alta resistência e a de um de menor resistência.

Embora a ductilidade do concreto influa na ductilidade dos elementos estruturais armados, esta não é necessariamente menor em elementos de concreto de maior resistência, já que ela está também intimamente relacionada com o dimensionamento e o detalhamento da armadura.

A partir dos estudos já realizados, pode-se concluir quais os parâmetros que mais influem na ductilidade de elementos de concreto armado submetidos a solicitações normais, mas avaliar quantitativamente a influência de alguns destes parâmetros é impossível. Isto deve-se, principalmente aos seguintes fatos :

- Não existe um índice único para definir quantitativamente a ductilidade.

- Não há muitos trabalhos experimentais sobre ductilidade de elementos de concreto e, em particular, de elementos de concreto de alta resistência.

- Na maioria das séries de ensaios realizados, mais de um parâmetro foi variado e nem sempre de maneira sistemática.

- Ainda não existe um modelo teórico geral que traduza de maneira realista a influência de diferentes parâmetros no comportamento de elementos de concreto armado.

Para o caso de vigas, verificou-se serem os parâmetros definidores do tipo de ruptura (taxa de armadura de tração, taxa de armadura de compressão e dimensões da mesa de compressão) os que mais influem na ductilidade, estando o bom desempenho da armadura de compressão condicionado à existência de armadura transversal que impeça a flambagem da mesma. Para vigas protendidas a taxa mecânica mista de armadura longitudinal, parâmetro escolhido por alguns autores para correlacionar com a ductilidade, não leva em conta o nível de protensão da armadura ativa, fator que deve também influenciar a ductilidade. Estão sendo realizados na COPPE estudos visando chegar a uma formulação que considere este efeito.

Como indicação prática para projeto pode-se sugerir o controle da ductilidade através da taxa de armadura longitudinal (relação ρ/ρ_b) apenas, sem se levar em conta a influência dos outros parâmetros.

Um índice de ductilidade 3, considerado adequado em situações normais, seria garantido por uma relação ρ/ρ_b igual a 0,4. Entretanto, dependendo das condições de projeto, índices maiores (risco de solicitações sísmicas, por exemplo) ou menores poderiam ser especificados. Uma relação $\rho/\rho_b = 0,1$ levaria a um índice de ductilidade 10, enquanto que para $\rho/\rho_b = 1$ o índice de ductilidade seria 1. Entre $\rho/\rho_b = 0,4$ e estes dois pontos poderia ser considerada, por simplicidade, uma variação linear da ductilidade, o que resultaria no diagrama aproximado para projeto

mostrado na figura abaixo.

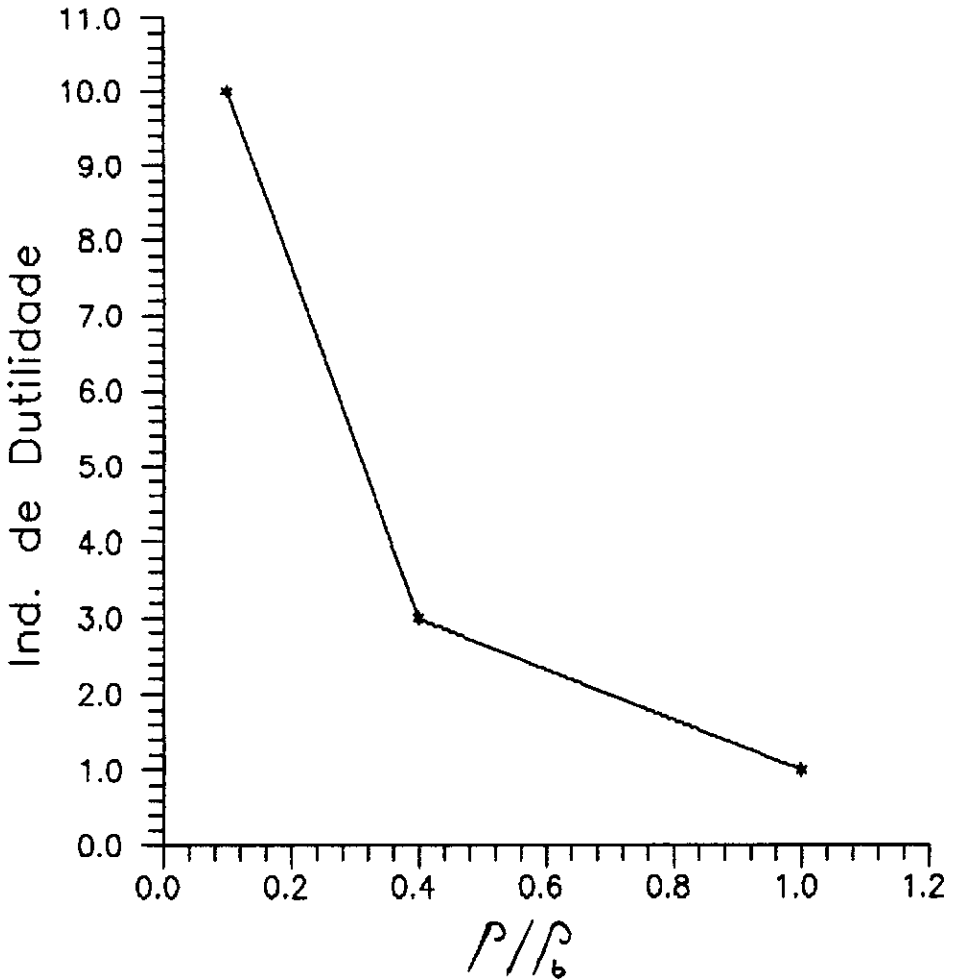


Fig. 7.1 - Variação aproximada da ductilidade de vigas com a relação ρ/ρ_b (indicação prática para projeto).

No caso da ductilidade de vigas de concreto protendido uma indicação prática para o controle da ductilidade poderia ser a utilização das expressões 4.10, 4.11 e 4.12, sendo a taxa mecânica mista de armadura longitudinal $\bar{\omega}$ o parâmetro de controle.

É mais difícil assegurar uma adequada ductilidade em pilares do que em vigas. Neste tipo de elemento estrutural, o

confinamento lateral do concreto parece ser o aspecto fundamental a considerar e há indicações de que ele será tanto maior quanto maior for a taxa de armadura de confinamento, menor for o espaçamento desta armadura e maior for o número de barras da armadura longitudinal. Para assegurar uma boa ductilidade em pilares de concreto de alta resistência, armaduras transversais bem maiores que as mínimas indicadas nas normas de cálculo atuais parecem ser necessárias. Em projetos, onde a ductilidade é um fator importante, recomenda-se o encamisamento do concreto com tubos de aço vazados, sendo esta a única forma de se garantir com segurança o comportamento dútil em pilares de concreto de alta resistência. Esta solução ou a utilização de aços de alta resistência na armadura de confinamento são duas alternativas já utilizadas e que devem ser melhor analisadas. O tipo de arranjo da armadura transversal também influi na ductilidade dos pilares, mas este aspecto parece não ter sido ainda devidamente explorado.

Em pórticos de concreto de alta resistência a ductilidade das ligações viga-pilar deve ser assegurada por uma baixa tensão de cisalhamento nestas ligações. Caso estas tensões ultrapassem certos valores, é recomendável o aumento das dimensões da seção transversal destas ligações. É preferível também a formação de rótulas plásticas nas vigas e não nos pilares, o que pode ser conseguido através de uma alta relação $\Sigma M_c / \Sigma M_v$. Para afastar a formação destas rótulas plásticas da região da ligação, pode-se utilizar uma armadura longitudinal complementar na viga, próximo à ligação com o pilar. Em regiões sísmicas, já têm sido utilizadas fibras no concreto da região de

ligações para aumentar a ductilidade das mesmas.

Dentre os assuntos que devem ser estudados, visando o projeto de elementos de concreto de alta resistência com a ductilidade adequada para cada caso, podem ser citados os seguintes :

- taxas de armadura máximas e mínimas necessárias.

- ductilidade de vigas contínuas, verificando-se a possibilidade de redistribuição de esforços normalmente permitida em normas de cálculo.

- ductilidade de vigas protendidas, analisando-se a influência do nível de protensão.

- avaliação do potencial de expansão lateral do concreto de alta resistência feito com agregados especiais de alta resistência.

- comportamento de tubos de aço vazados preenchidos com concreto de alta resistência, verificando-se os parâmetros que influem na eficiência deste sistema.

- ductilidade de elementos com fibras.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- [1] ABDEL-FATTAH, H. ; AHMAD, S. H. "Behavior of Hoop Confined High Strength Concrete under Axial and Shear Loads". ACI Structural Journal, v.86, n. 6, p. 652-659, Nov./Dec. 1989.
- [2]. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. "Barras e Fios de Aço a Armadura para Concreto Armado" (NBR 7480). 15 p., jul. 1985.
- [3]. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. "Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido" (NBR 7483). 12 p., abr. 1983.
- [4]. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. "Fios de Aço para Concreto Protendido" (NBR 7482). 6 p., dez. 1990.
- [5]. ACI-ASCE Committee 352. "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures". ACI Journal, Proceedings v. 82, n. 3, p. 266-283, May/June 1985.
- [6]. ACI Committee 318. "Building Code Requirement for Reinforced Concrete and Commentary" (ACI 318-89), Detroit, 353 p., Nov. 1990.
- [7]. ACI Committee 363. "State-of-the-Art Report on High Strength Concrete". ACI Journal, Proceedings v. 81, n. 4, p. 364-411, July/Aug. 1984.
- [8]. AGOSTINI, L. R. S. ; FUSCO, P.B. "Pilares de Concreto de Alta Resistência". Revista IBRACON, ANO III, n. 7, p.

28-31, jan./fev./mar. 1993.

- [9]. AHMAD, S. H. "Notas de aula do curso de Concreto de Alta Resistência e Durabilidade II". COPPE/UFRJ, Ago. 1992.
- [10]. AHMAD, S. H. ; ABDEL-FATTAH, H. "A Rational Model for the Stress-Strain Relationship of Circular Hoop-Confined Concrete". Magazine of Concrete Research, v. 43, n.154, p. 23-28, Mar. 1991.
- [11]. AHMAD, S. H. ; BATTIS, J. "Flexural Behavior of Doubly Reinforced High Strength Lightweight Concrete Beams with Web Reinforcement". ACI Structural Journal, v. 88, n. 1, p. 69-77, Jan./Feb. 1991.
- [12]. AHMAD, S. H. ; SHAH, S. P. "Behavior of Hoop Confined Concrete Under High Strain Rates". ACI Journal, Proceedings v. 82, n. 5, p. 634-647, Sep./Oct. 1985.
- [13]. AHMAD, S. H. ; SHAH, S. P. "Complete Stress-Strain Curve of Concrete and Nonlinear Design". Nonlinear Design of Concrete Structures, CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium, University of Waterloo, Ontario (Canada), p. 61-81, Aug. 1979.
- [14]. AHMAD, S. H. ; SHAH, S. P. "High Performance Concrete and Application", a ser editado por Mc Graw Hill (USA) e E. Arnold (UK).
- [15]. AHMAD, S. H. ; SHAH, S. P. "Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement". ACI Journal, Proceedings v. 79, n.6, p.484-490, Nov./Dec. 1982.
- [16]. AHMAD, S. H. ; SHAH, S. P. "Structural Properties of High Stregth Concrete and its Implications for Precast

Prestressed Concrete". PCI Journal, v. 30, n. 6, p. 92-117, Nov./Dec. 1985.

- [17]. AL-HUSSAINI, A. ; REGAN, P. E. ; XUE, H. Y. ; RAMDANE, K. E. "The Behaviour of HSC Columns under Axial Load". Third International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Norway, June 1993.
- [18]. BASSET, R. ; UZUMERI, S. M. "Effect of Confinement on the Behavior of High Strength Concrete Columns". Canadian Journal of Civil Engineering, v. 13, n. 6, p. 741-751, Dec. 1986.
- [19]. BJERKELI, L. ; TOMASZEWICZ, A. ; JENSEN, J. J. "Deformation Properties and Ductility of High Strength Concrete". Second International Symposium on Application of High Strength Concrete, Berkeley, p. 215-237, 1990.
- [20]. Canadian Portland Association, Concrete Design Handbook, Ottawa, 1985.
- [21]. CHEN, B. ; MAU, S. T. "Numerical Simulation of Behavior of Spirally Reinforced Columns". Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 116, n. 10, p. 2842-2861, Oct. 1990.
- [22]. COHN, M. Z. "Rotation Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beam". Proceedings, International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI Special Publication SP 12, p. 359-381, Miami, Nov. 1964.
- [23]. COHN, M. Z. ; RIVA, P. "Flexural Ductility of Structural Concrete Sections". PCI Journal, v. 36, n. 2, p. 72-87,

Mar./Apr. 1991.

- [24]. Commission of the European Communities, Design of Concrete Structures, Eurocode n. 2, part 1.
- [25]. Committee Euro-International du Béton, CEB-FIP, High Strength Concrete, State-of-the-Art Report, Bulletin d'Information CEB n. 197, 61 p., Aug. 1990.
- [26]. Committee Euro-International du Béton, CEB-FIP, Model Code 1990, Bulletin d'information n. 203, Lausanne, 48 p., juil. 1991.
- [27]. DILGER, W. H. ; KOCH, R. ; KOWALCZYK, R. "Ductility of Plain and Confined Concrete Under Different Strain Rates". ACI Journal, Proceedings v. 81, n. 1, p. 73-81, Jan./Feb. 1984.
- [28]. EHSANI, M. R. ; MOUSSE, A. E. ; VALLENILLA, C. R. "Comparison of Inelastic Behavior of Reinforced Ordinary and High Strength Concrete Frames". ACI Structural Journal, v. 84, n. 2, p. 161-169, Mar./Apr. 1987.
- [29]. HA, G. J. ; KIM, J. K. ; CHUNG, L. "Response of Reinforced High Strength Concrete Beam-Column Joints under Load Reversals". Magazine of Concrete Research, v. 44, n. 160, p. 175-184, Sep. 1992.
- [30]. LAURENT, N. "Fragilité des Éléments Comprimés en Béton à Hautes et Très Hautes Performances et Pourcentages Minimaux d'Armatures". Université Blaise Pascal - Clermont Fd II, 72 p., juin 1989.
- [31]. MARRO, P. "Bending and Shear Tests up to Failure of Beams Made with High Strength Concrete". Utilization of High

- Strength Concrete, Tapir Pub., Stavanger (Norway), p. 183-193, June 1987.
- [32]. MARTINEZ, S. ; NILSON, A. H. ; SLATE, F. O. "Spirally Reinforced High Strength Concrete Columns". ACI Journal, Proceedings v. 81, n. 5, p. 431-442, Sep./Oct. 1984.
- [33]. MORENO, J. "Lightweight Concrete Ductility". Concrete International, v. 8, n. 11, p. 28-31, Nov. 1986.
- [34]. MUGURUMA, H. ; WATANABE, F. "Ductility Improvement of High Strength Concrete Columns with Lateral Confinement". Second International Symposium on Application of High Strength Concrete, Berkeley, p. 47-60, 1990.
- [35]. NAAMAN, A. E. ; HARAJLI, M. H. ; WIGHT, J. K. "Analysis of Ductility in Partially Prestressed Concrete Flexural Members". PCI Journal, v. 31, n. 3, p. 64-87, May/June 1986.
- [36]. NIELSEN, K. H. "Ductility of Section Design in High Strength Concrete". Utilization of High Strength Concrete, Tapir Pub., Stavanger (Norway), p. 535-546, June 1987.
- [37]. PARK, R. ; PRIESTLEY, M. J. N. ; GILL, W. D. "Ductility of Square Confined Concrete Columns". Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, v. 108, n. ST4, p. 929-951, Apr. 1982.
- [38]. SHAH, S. P. ; NAAMAN, A. E. ; MORENO, J. "Effect of Confinement on the Ductility of Lightweight Concrete". The International Journal of Cement Composites and

- Lightweight Concrete, v. 5, n. 1, p. 15-25, Feb. 1983.
- [39]. SHEIKH, S. A. "A Comparative Study of Confinement Models". ACI Journal, Proceedings v. 79, n. 4, p. 296-306, Jul./Aug. 1982.
- [40]. SHEIKH, S. A. ; UZUMERI, S. M. "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns". Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, v. 108, n. ST12, p. 2703-2722, Dec. 1982.
- [41]. SHIN, S. W. ; KAMARA, M. ; GHOSH, S. K. "Flexural Ductility, Strength Prediction and Hysteretic Behavior of Ultra High Strength Concrete Members". Second International Symposium on Application of High Strength Concrete, Berkeley, p. 238-260, 1990.
- [42]. THOMPSON, K. J. ; PARK, R. "Ductility of Prestressed and Partially Prestressed Concrete Beam Sections". PCI Journal, v. 25, n. 2, p. 46-69, Mar./Apr. 1980.
- [43]. THORENFELDT, E. ; TOMASZEWICZ, A. ; JENSEN, J. J. "Mechanical Properties of High Strength Concrete and Application in Design". Utilization of High Strength Concrete, Tapir Pub., Stavanger (Norway), p. 149-159, June 1987.
- [44]. UZUMERI, S. M. ; BASSET, R. "Behaviour of High Strength Concrete Members". Utilization of High Strength Concrete, Tapir Pub., Stavanger (Norway), p. 237-248, 1987.
- [45]. WALTHER, R. "Potentiality of Utilizing High Strength Concrete in Structures". 26th CEB Plenary Session, Dubrovnik (Yugoslavia), Sep. 1988.

- [46]. WEBB, J. "High Strength Concrete : Economics, Design and Ductility". Concrete International, v. 15, n. 1, p. 27-32, Jan. 1993.
- [47]. YANAGISAWA, N. ; SHIMIZU, Y. ; TSUMURA, K. ; FUJIWARA, M. "Strength and Ductility of Reinforced Concrete T-Beam With High Strength Concrete". Transactions of the Japan Concrete Institute, vol. 10, p. 219-226, 1988.