

**AUTOMAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DO VIGAMENTO DE
PAVIMENTOS TIPO DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**

AUTOR : JOÃO BOSCO DA COSTA

ORIENTADOR : PROF. DR. WILSON SÉRGIO VENTURINI

**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**

AUTOMAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DO VIGAMENTO DE
PAVIMENTOS TIPO DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

JOÃO BOSCO DA COSTA

Orientador : Prof. Dr. Wilson Sergio Venturini

Dissertação apresentada à escola de
Engenharia de São Carlos, da Universidade
de São Paulo, como parte dos requisitos
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia de Estruturas.

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

SÃO CARLOS
Estado de São Paulo - Brasil
Março, 1990



Aos meus pais
José Bernardino e Maria Helena
e aos meus irmãos:
Cristina, Sancha Anita,
José Ricardo, Juliana,
Ana Elísia, Fabíola.

AGRADECIMENTOS

-Ao Professor Doutor Wilson Sergio Venturini pela contribuição que deu à minha formação profissional;

-Ao Eng. Marcos Eduardo Alleoni de Oliveira pelas sugestões e incentivo no transcorrer do trabalho;

-Aos amigos: Denise, Ana, Wagner, Cê, Pente Fino, Malu, Brasil, Porró, Flávia e Jarrão, pelo apoio e carinho;

-À CAPES e ao CNPq.

RESUMO

Nos projetos de estruturas de edifícios de concreto armado, usualmente, adota-se a decomposição em pavimentos para uma análise individual. Assumindo tal simplificação, executam-se as fases de dimensionamento, detalhamento e desenho dos elementos estruturais assim definidos.

Neste trabalho foram então elaborados algoritmos computacionais de forma a tornar sistematizado o Pré-Dimensionamento das seções e o Dimensionamento ao Cisalhamento do vigamento de pavimentos tipo, considerando-se o efeito grelha.

Inicialmente, aborda-se o Pré-Dimensionamento das seções do vigamento. Este cálculo é efetuado de forma iterativa, onde são determinados os esforços na estrutura e redimensionadas as seções, de acordo com a intensidade com que cada peça é solicitada.

Descrevem-se, ainda, as hipóteses e as soluções adotadas para se dimensionar e detalhar a armadura de cisalhamento dos vigamentos.

Para todos os cálculos e verificações de uma estrutura usual de pavimentos de edifícios de concreto armado foram definidos algoritmos particulares que permitem o acompanhamento do desenvolvimento do dimensionamento e detalhamento da estrutura.

ABSTRACT

In order to design reinforced building structures a decomposition into stores usually are made for individual analysis. Assuming such simplification the following phases are carried out: dimensioning, detailing and drawing of defined structural elements. In this work, then, a computational code has been elaborated to make systematic the design development, where all phases are performed by micro-computer. For all necessary verification and calculating of an usual reinforced structure, particular algorithms have been defined to allow one to follow the design development.

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	I-1
1.1 - Considerações Gerais	I-1
1.2 - Objetivos	I-4
1.3 - Conteúdo	I-5
CAPÍTULO II - HIPÓTESES BÁSICAS	II-1
2.1 - Introdução.....	II-1
2.2 - Diagramas Tensão-Deformação dos Materiais	II-1
2.2.1 - Aços.....	II-1
2.2.2 - Concreto.....	II-4
2.3 - Dimensionamento das Estruturas.....	II-5
2.3.1 - Processo de Dimensionamento.....	II-5
2.3.2 - Dimensionamento para os diversos esforços solicitantes	II-6
2.4 - Dimensionamento à flexão normal simples	II-7
2.4.1 - Hipóteses de cálculo	II-7
2.4.2 - Equações de equilíbrio, de compatibilidade e constitutivas.....	II-10
2.4.3 - Seção Retangular com Armadura Simples	II-11
2.4.4 - Relação kx_{lim}	II-14
2.4.5 - Seção Retangular com Armadura Dupla	II-15
2.4.6 - Dimensionamento Econômico - Armadura Simples	II-17
2.5 - Dimensionamento ao Esforço Cortante	II-21
2.5.1 - Princípios básicos	II-21
2.5.2 - Analogia de Treliça Clássica	II-22
2.5.3 - Mecanismos de Ruptura	II-26

2.5.4 - Modelo Simplificado Proposto pela NBR-6118	II-28
2.5.5 - Verificação do Concreto	II-31
2.5.6 - Disposições Construtivas	II-33
2.5.7 - Dimensionamento da Armadura Transversal	II-34
2.5.8 - Cortante Mínimo relativo à Armadura Mínima	II-35
2.5.9 - Carregamentos Próximo aos Apoios	II-36
2.6 - Dimensionamento à Torção	II-38
2.6.1 - Torção Simples no Estádio I (concreto não fissurado)	II-38
2.6.2 - Esforços e Tensões na Treliça Clássica (Estádio II)	II-38
2.6.3 - Seção Retangular Ideal	II-42
2.6.4 - Verificação do Concreto na Torção Pura	II-43
2.6.5 - Dimensionamento da Armadura devido à Torção Pura	II-43
2.6.6 - Dimensionamento no Caso de Torção Combinada com outros Esforços	II-44
2.7 - Armadura de Suspensão	II-46

**CAPÍTULO III - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES
DE VIGAS DE PAVIMENTOS TIPO DE
EDIFÍCIOS**

3.1 - Introdução	III-1
3.2 - Esforços Solicitantes	III-2
3.3 - Redimensionamento de Seções	III-2
3.3.1 - Altura útil para a Flexão	III-5
3.3.2 - Altura útil Econômica	III-9
3.3.3 - Altura útil para as Verificações de Tensões no Concreto devidas a esforços cisalhantes	III-12
3.3.4 - Restrições ao Aumento de Altura no Domínio 4	III-22
3.4 - Armaduras, Disposições Construtivas e Fissuração	III-23

3.5 - Verificações de Flechas	III-25
3.6 - Número de Iterações	III-27
3.7 - Ambientes Proporcionados pelo Programa	III-29
3.7.1 - Ambiente para Diagnóstico de Vigas	III-29
3.7.2 - Ambiente para Apresentação dos Resultados das Iterações	III-31
3.7.3 - Envoltória dos Esforços Solicitantes	III-33
3.7.4 - Desenho da Linha Elástica de uma Viga	III-34
3.7.5 - Ambiente de Análise de Seções e Volumes	III-36
3.7.6 - Desenho da Grelha	III-37
3.8- Organização do Programa	III-38
3.9- Exemplos Numéricos	III-40
3.9.1 - Considerações Gerais	III-40
3.9.2 - Primeira Conceção	III-41
3.9.3 - Segunda Conceção	III-45
3.9.4 - Terceira Conceção	III-48
CAPÍTULO IV - DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO	IV-1
4.1 - Introdução	IV-1
4.2 - Esforços Solicitantes	IV-2
4.3 - Dimensionamento a Esforço Cortante	IV-5
4.3.1 - Considerações Gerais	IV-5
4.3.2 - Carregamentos Próximos aos Apoios	IV-5
4.3.3 - Disposições Construtivas	IV-10
4.3.4 - Dimensionamento	IV-11
4.3.4.1 - Generalidades	IV-11
4.3.4.2 - Colaboração do Concreto	IV-12
4.3.4.3 - Armadura Necessária	IV-14
4.3.4.4 - Armadura Efetiva	IV-15
4.3.4.5 - Bitolas Disponíveis	IV-17
4.3.5 - Cortante Mínimo	IV-18
4.3.6 - Escalonamento da Armadura	IV-18
4.3.6.1 - Considerações Gerais	IV-18

4.3.6.2 - Armadura Pontual	IV-22
4.3.6.3 - Trechos Iniciais	IV-24
4.3.6.4 - Alteração de Trechos	IV-27
4.3.6.5 - Exemplo Numérico	IV-37
4.3.6.6 - Considerações Finais	IV-40
4.3.7 - Verificação do Concreto	IV-41
4.4 - Dimensionamento no Caso de Torção	
Combinada com Esforço Cortante	IV-41
4.4.1 - Introdução	IV-41
4.4.2 - Dimensionamento à Torção	IV-42
4.4.2.1 - Considerações Gerais	IV-42
4.4.2.2 - Disposições	
Construtivas	IV-43
4.4.2.3 - Seção Retangular	
Equivalente	IV-43
4.4.2.4 - Armadura Necessária	IV-44
4.4.3 - Escalonamento da Armadura para	
Torção com Esforço Cortante	IV-44
4.4.4 - Verificação do Concreto	IV-46
4.5 - Armaduras Finais	IV-47
4.6 - Organograma do Programa	IV-49
4.7 - Corpo Gráfico	IV-50
4.7.1 - Introdução	IV-50
4.7.2 - Ambiente Para Desenho de Vigas	
Armadas	IV-51
4.7.3 - Ambiente Para Apresentação de	
Tramos	IV-53
4.8 - Configuração	IV-56
4.9 - Efeitos de uma Configuração	IV-57
4.10 - Armadura de Suspensão	IV-62

CAPÍTULO V - EXEMPLOS DE PROJETOS DE PISOS

DE EDIFÍCIOS	V-1
5.1 - Introdução	V-1
5.2 - Primeira Concepção	V-2
5.3 - Segunda Concepção	V-12

CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES	VI-1
CAPÍTULO VII - BIBLIOGRAFIA	VII-1
APÊNDICE A	A-1
APÊNDICE B	B-1

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Toda construção, para que possa cumprir suas finalidades, deve possuir um conjunto de partes resistentes. Entendida como o conjunto de partes resistentes da construção, a estrutura deve garantir a existência de uma certa segurança contra estados limites, nos quais a construção deixa de cumprir as suas finalidades.

Em virtude da complexidade das construções, a realização das estruturas requer o emprego de diferentes tipos de peças estruturais, as quais devem ser adequadamente combinadas na formação do conjunto resistente.

O ponto de partida do projeto estrutural de uma construção consiste na idealização de um arranjo estrutural, com o qual se pretende que todas as partes da construção possam ter a sua resistência assegurada.

Em virtude do caráter tridimensional das construções e, portanto, das estruturas a elas pertencentes, de modo geral, o projeto estrutural é impraticável sem a introdução de simplificações. Essas simplificações são de caráter mais ou menos arbitrário, mas com elas o problema real, usualmente de complexidade

extrema, pode ser reduzido a um conjunto de subproblemas, passíveis de solução adequada.

Assim, para efeito de projeto, a estrutura de uma construção é decomposta em partes, analisando-se cada uma delas separadamente, como se elas não pertencessem a um todo integrado. Essa separação é justificada pela hipótese de que os esforços assim determinados não difiram apreciavelmente dos esforços reais que atuam na estrutura integrada.

Quando a construção, embora monolítica, pode ser admitida como subdividida em partes, de forma a se poder projetar a estrutura de cada uma delas separadamente, tem-se uma decomposição virtual. A decomposição virtual que maior interesse apresenta é aquela em que as diversas partes resultantes se apóiam uma sobre as outras, estando apenas uma delas vinculada ao meio externo.

Usualmente, para efeito de análise de estruturas de edifícios de concreto armado solicitadas a ações verticais, a decomposição virtual adotada é aquela em que se consideram as lajes como elementos independentes apoiadas no vigamento dos pisos; o vigamento dos pisos, apoiados nos pilares dos pavimentos; os pilares apoiados nas fundações e estas ao meio externo.

Prevendo-se este tipo de decomposição virtual, na presente discussão, a análise será restrita aos esquemas estruturais do vigamento do piso de edifícios de concreto armado. Uma primeira possibilidade para essa análise seria considerar a existência de dois sistemas ortogonais de vigas onde se admite a continuidade das vigas sobre os apoios intermediários e o apoio indireto de vigas sobre vigas. Outra possibilidade é considerar todo o vigamento do piso como uma grelha. Essa solução poderá ser a mais econômica sob o ponto de vista de consumo de materiais.

Assim, depois de lançada a estrutura, as dimensões previstas são estimadas, na maioria das vezes, de acordo com a experiência ou um dimensionamento

preliminar. Por meio de um cálculo estático, determinam-se então os esforços solicitantes para o peso próprio, a carga acidental e esforços de coação em seções críticas.

As seções transversais devem ser dimensionadas para estes esforços solicitantes. Por dimensionamento entende-se aqui o cálculo das dimensões necessárias para a seção transversal de concreto e das armaduras de aço, de modo que os esforços solicitantes calculados possam ser absorvidos com a segurança exigida.

Em geral, o dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito separadamente para: esforços de flexão, esforços cisalhantes e esforços normais. Nestas verificações separadas, os efeitos são superpostos apenas onde possa tornar-se crítica a sua atuação.

Diante disto, foi proposta a elaboração de algoritmos computacionais de forma a tornar sistematizado o desenvolvimento de projetos estruturais de pisos de edifícios de concreto armado, onde as fases de análise, dimensionamento, detalhamento e desenho dos elementos estruturais, fossem executadas por micro-computadores. Com isso, seria possível a melhoria da modelagem da estrutura e a conseqüente otimização das dimensões e armaduras das peças, além de uma considerável economia do tempo dispendido em um projeto.

O projeto de pesquisa foi dividido em duas dissertações de mestrado, desenvolvidas paralelamente, prevendo-se a interação entre as mesmas. A parcela aqui apresentada é voltada para o estudo do Pré-Dimensionamento das dimensões das seções de vigas e para o estudo do Dimensionamento ao Cisalhamento. A outra dissertação de mestrado foi desenvolvida por [21], tendo por objetivo o estudo do Dimensionamento à Flexão Simples e o estudo do Detalhamento e Desenho das Armaduras Resultantes.

1.2 - OBJETIVOS

O projeto estrutural deve resultar num conjunto de dados e elementos que, a partir da definição da obra através dos projetos arquitetônicos e complementares, permitam a execução da sua estrutura portante, capaz de submeter-se à utilização a que a obra se destina.

Concebida a estrutura, analisa-se a viabilidade desta quanto à sua forma, comportamento estrutural e possibilidade de análise de esforços e dimensionamento.

Adotam-se, então, as dimensões das seções dos elementos da estrutura (Pré-Dimensionamento), baseando-se em estimativas de cargas, como também de esforços em algumas de suas seções. Procura-se também comparar as dimensões adotadas com valores mínimos prescritos em Norma ou com valores que se prevê compatíveis com as deformações e a utilização da estrutura.

Visando a auxiliar o engenheiro nesta fase de Pré-Dimensionamento da estrutura (definição das dimensões das seções dos elementos), foi desenvolvido um estudo onde são analisados os principais fatores que determinam as dimensões das seções de vigas de pisos de edifícios de concreto armado considerado como grelha. Este cálculo é efetuado de forma iterativa, onde são determinados os esforços na estrutura e redimensionadas as seções das vigas, de acordo com a intensidade com que estas são solicitadas.

Além disto, apresentam-se, graficamente, os diversos fatores que influenciam na fixação das dimensões das seções de vigas, a saber: diagramas de esforços solicitantes, linhas elásticas, posicionamento da linha neutra das seções, tensões no concreto, distribuição de armaduras nas seções, volumes de concreto e etc..

Desta forma, pode-se analisar a concepção adotada para a estrutura e o seu Pré-Dimensionamento de uma forma mais representativa. Com isso, obtem-se uma considerável otimização das dimensões e das armaduras das

peças.

Fixadas as dimensões das seções dos elementos estruturais e conhecidos os esforços solicitantes, procede-se o dimensionamento final desses elementos, utilizando-se as hipóteses da "Resistência do Concreto Armado". O dimensionamento é feito também em função das prescrições das Normas, principalmente as que dizem respeito a dimensões mínimas, taxas mínimas de armadura, limites de utilização do ponto de vista das deformações, etc..

Para este dimensionamento foi desenvolvido um outro estudo, visando à automação desse cálculo, onde as armaduras de aço são dimensionadas e dispostas, ocasião em que são verificadas as tensões de compressão no concreto.

1.3 - CONTEÚDO

Este trabalho é composto de seis capítulos e dois apêndices, assim distribuídos:

Neste primeiro capítulo, dá-se uma visão geral do trabalho desenvolvido.

O segundo capítulo contém o comportamento mecânico dos materiais aço e concreto. Em seguida, abordam-se os problemas da flexão normal simples; do cisalhamento devido ao esforço cortante ou a momento torçor ou de sua ação conjunta e do dimensionamento da armadura de suspensão.

No capítulo terceiro, descreve-se o estudo realizado para pré-dimensionamento de pisos de edifícios de concreto armado considerados como grelha, onde se faz um cálculo iterativo, determinando-se esforços solicitantes e alterando-se as dimensões das seções das vigas, de acordo com a intensidade com que estas são solicitadas.

No quarto capítulo, são enfatizadas as soluções adotadas para o dimensionamento e detalhamento da

armadura de cisalhamento de vigas de concreto armado solicitadas a esforço cortante ou a momento torçor, ou ainda, solicitadas pela ação conjunta desses esforços. No dimensionamento, determinam-se as armadura necessárias e verificam-se as tensões no concreto. Já o detalhamento da armadura é efetuado a partir do escalonamento dos diagramas e de parâmetros relativos ao processo prático construtivo.

O quinto capítulo limita-se à apresentação dos resultados obtidos, onde foram desenvolvidas duas concepções de pré-dimensionamento de um mesmo projeto de piso de edifício. Nesse capítulo, utilizaram-se para dimensionamento e detalhamento da armadura de flexão e desenho dos elementos estruturais os programas desenvolvidos por [21].

No capítulo sexto, apresentam-se as conclusões obtidas no desenvolvimento desse trabalho e de seus resultados, encerrando-se o capítulo com novas sugestões sobre o prosseguimento da pesquisa.

O apêndice A limita-se à apresentação da estrutura de funcionamento do projeto automatizado de pisos edifícios de concreto armado.

No apêndice B, descrevem-se os programas gráficos desenvolvidos para correção da massa de dados correspondente a estrutura a ser calculada.

CAPÍTULO II

HIPÓTESES BÁSICAS

2.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o comportamento mecânico dos materiais concreto e aço, além das hipóteses fundamentais de cálculo para o dimensionamento e a verificação de seções de vigas de concreto armado sob solicitações normais, no estado limite último relativo à ruptura convencional do concreto ou à deformação plástica excessiva do aço. Apresenta-se também o dimensionamento da armadura de suspensão necessária na interseção de vigas.

Não se pretende, contudo, que fique completamente elucidado o processo de dimensionamento de vigas de concreto armado, pois, este é tratado de maneira bem mais genérica por diversos autores, do que aqui apresentado. Desse modo, nesse capítulo são expostas as hipóteses extritamente fundamentais para o desenvolvimento do trabalho proposto.

2.2 - DIAGRAMAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO DOS MATERIAIS

2.2.1 - Aços

Segundo a NBR-6118, os aços se classificam em A e B, de acordo com a configuração do seu diagrama

tensão-deformação.

O aço classe A tem convencionalmente o diagrama definido por um trecho elástico e um patamar

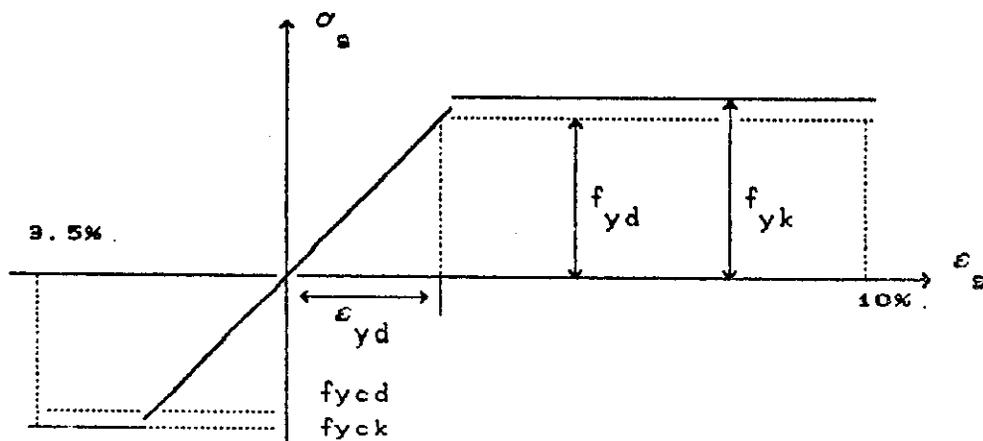


Figura 2.1 - Diagrama Tensão-Deformação dos Aços Classe A

Na fig. 2.1 estão apresentados dois diagramas tensão-deformação, o característico (traço cheio) e o de cálculo (traço pontilhado) com:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{ycd} = \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \dots \dots \dots (F2.1)$$

onde:

- f_{yk} = a resistência característica do aço à tração;
- f_{yd} = a resistência de cálculo do aço à tração;
- f_{yck} = a resistência característica do aço à compressão;
- f_{ycd} = a resistência de cálculo do aço à compressão;
- γ_s = o coeficiente de minoração da resistência do concreto.

O módulo de deformação longitudinal E_s do aço classe A é a relação:

$$E_s = \frac{f_{yd}}{\epsilon_{yd}} \dots \dots \dots (F2.2)$$

Para todo aço, A ou B, podemos adotar o valor

constante:

$$E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2 \quad (21000 \text{ kN/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (F2.3)$$

Denominam-se de ϵ_{sd} e σ_{sd} as deformações e as tensões de cálculo. Da análise da fig. 2.1, resulta:

$$\text{-Para } 0 \leq \epsilon_{sd} \leq \epsilon_{yd} \longrightarrow \sigma_{sd} = E_s \epsilon_{sd} \quad \dots\dots (F2.4)$$

$$\text{sendo } \sigma_{sd} \leq f_{yd}$$

e

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \quad \dots\dots\dots (F2.5)$$

$$\text{-Para } \epsilon_{yd} \leq \epsilon_{sd} \leq 10\% \longrightarrow \sigma_{sd} = f_{yd} \quad \dots\dots (F2.6)$$

Os valores acima são referentes à tração. Para a compressão as fórmulas são análogas. O valor da resistência f_{yck} costuma ser um pouco menor que f_{yk} . Admite-se, no entanto:

$$f_{yck} \cong f_{yk} \quad \dots\dots\dots (F2.7)$$

Para os aços classe B, permite-se o uso de um diagrama simplificado (fig. 2.2) composto de três trechos:

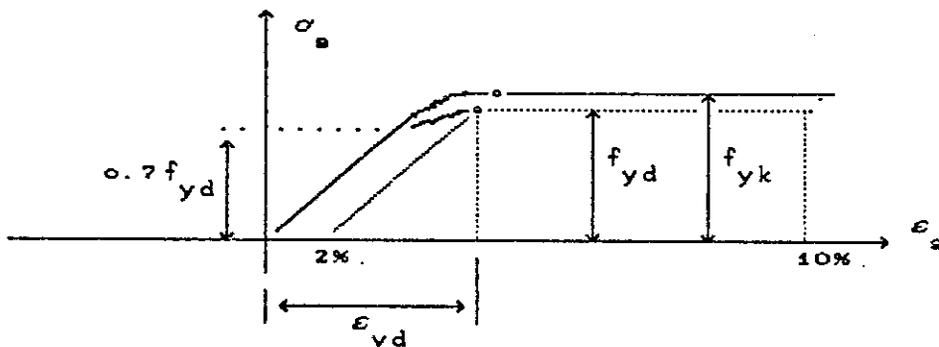


Figura 2.2 - Diagrama Tensão-Deformação dos Aços Classe B

- trecho linear até o valor $\sigma_s = 0.7 f_{yd}$;
- trecho curvo entre este ponto e o ponto

correspondente à resistência de escoamento convencional f_{yd} ;

- patamar de escoamento, do ponto em que a tensão atinge f_{yd} em diante.

Como anteriormente, o diagrama em traço cheio refere-se à f_{yk} , e o diagrama em pontilhado a f_{yd} . Os valores de E_s e f_{yk} são os já vistos em (F2.3) e (F2.7). Observe-se que agora ϵ_{yd} é definido como a deformação específica (fig. 2.2) correspondente ao ponto de escoamento convencional do diagrama de cálculo:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} + 2\% \dots \dots \dots (F2.8)$$

Deformações e tensões de cálculo para aços classe B:

$$\epsilon_{sd} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} \quad \text{para } 0 \leq \sigma_{sd} \leq 0.7 f_{yd} ; \dots \dots (F2.9)$$

$$\epsilon_{sd} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} + \frac{1}{45} \left[\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} - 0.7 \right]^2 \dots \dots \dots (F2.10)$$

onde (F2.10) vale para $0.7 f_{yd} \leq \sigma_{sd} \leq f_{yd} \dots \dots (F2.11)$

ou ainda, (F2.10) vale para $\frac{0.7 f_{yd}}{E_s} \leq \epsilon_{sd} \leq \epsilon_{yd}$, sendo ϵ_{yd} dado por (F2.8).

Para $\epsilon_{yd} \leq \epsilon_{sd} \leq 10\%$,

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \dots \dots \dots (F2.6)$$

2.2.2 - Concreto

O diagrama tensão-deformação do concreto, relativo à compressão, é admitido igual ao da fig. 2.3, onde σ_c e ϵ_c são dados em valor absoluto.

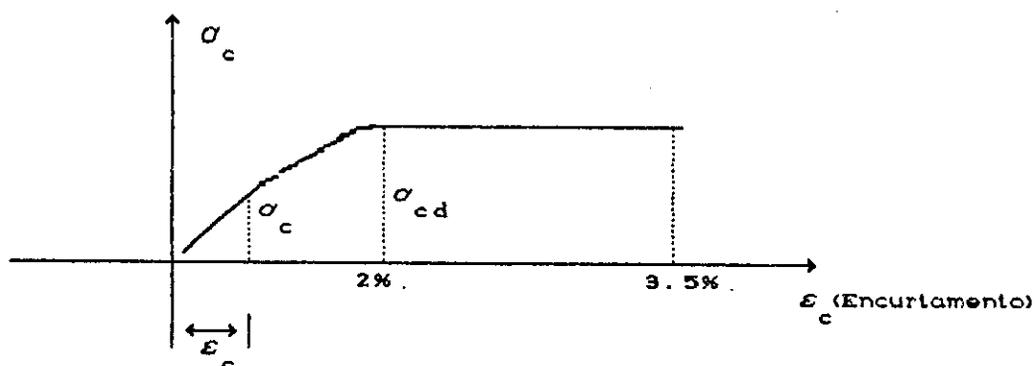


Figura 2.3 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto

Para valores de ϵ_c menores que 2% , σ_c varia segundo a seguinte parábola do 2º grau:

$$\sigma_c = 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (F2.12)$$

Para $\epsilon_c \geq 2\%$, até o encurtamento convencional de ruptura $\epsilon_c = 3.5\%$, σ_c permanece constante e igual a σ_{cd} , ou seja:

$$\sigma_c = \sigma_{cd} = 0.85 f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \dots\dots\dots (F2.13)$$

2.3 - DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

2.3.1 - Processo de Dimensionamento

Depois de lançada a estrutura, as dimensões previstas são estimadas, na maioria das vezes, de acordo com a experiência ou um dimensionamento preliminar. Por meio de um cálculo estático, determinam-se então os esforços solicitantes.

As seções transversais devem ser dimensionadas para estes esforços solicitantes. Por dimensionamento entende-se aqui o cálculo necessário para a seção transversal de concreto e das armaduras de aço, de modo que os esforços solicitantes calculados possam ser

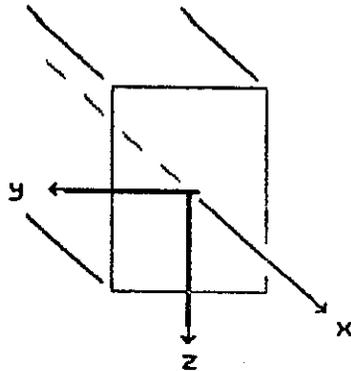
absorvidos com a segurança exigida.

Freqüentemente o dimensionamento, no caso de serem as dimensões da peça pré-fixadas, é efetuado apenas para as armaduras de aço, ocasião em que as tensões de compressão no concreto e as respectivas deformações são examinadas. Da mesma forma, deve-se verificar se a armadura pode ser disposta construtivamente com as necessárias distâncias entre barras que devem ser obedecidas, e se a distribuição e o diâmetro das barras escolhidas ainda garantem uma limitação suficiente para a abertura das fissuras.

2.3.2 - Dimensionamento para os diversos esforços solicitantes

Nas estruturas, os esforços solicitantes N , M e V atuam simultaneamente, sendo que os momentos fletores e os esforços cortantes podem atuar obliquamente, isto é, o momento fletor tendo componentes em duas direções axiais.

No caso de estruturas constituídas de materiais homogêneos, as tensões máximas podem ser facilmente calculadas para solicitações combinadas, com a ajuda da Resistência dos Materiais e da Teoria da Elasticidade. Isto não é possível no caso de material de construção heterogêneo, como o concreto armado, no qual as forças internas não podem ser avaliadas de forma exata, devido às fissuras e em decorrência das direções das armaduras, na maioria das vezes pré-determinadas construtivamente. Por esta razão, o dimensionamento das estruturas de concreto armado, em geral, é feito separadamente para:



- momentos fletores em torno dos eixos y ou z, com ou sem força normal na direção x, os quais produzem apenas tensões normais ao plano da seção;
- esforços cortantes nas direções z e y, as quais produzem tensões no plano da seção (y,z), ou tensões principais inclinadas em relação ao eixo x;
- momentos de torção em torno do eixo x, os quais também produzem tensões no plano da seção, ou tensões principais inclinadas em relação ao eixo x.

Nessas verificações separadas os efeitos são superpostos apenas onde possam tornar-se críticos, como por exemplo, no caso de tensões de cisalhamento resultantes de força cortante e torção.

2.4 - DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NORMAL SIMPLES

2.4.1 - Hipóteses de cálculo

As hipóteses para o cálculo no estado limite último (de ruína) nos casos de flexão simples, excluídas as vigas parede, são as seguintes:

- a) As seções transversais permanecem planas e dentro dos limites indicados na fig. 2.4 .
- b) Para o encurtamento de ruptura do concreto nas seções não inteiramente comprimidas considera-se o valor convencional de 3.5%. (domínios 3 e 4 da fig. 2.4).
- c) O alongamento máximo permitido ao longo da armadura de tração é de 10%. (domínios 1 e 2 da fig.

2.4), a fim de prevenir deformação plástica excessiva.

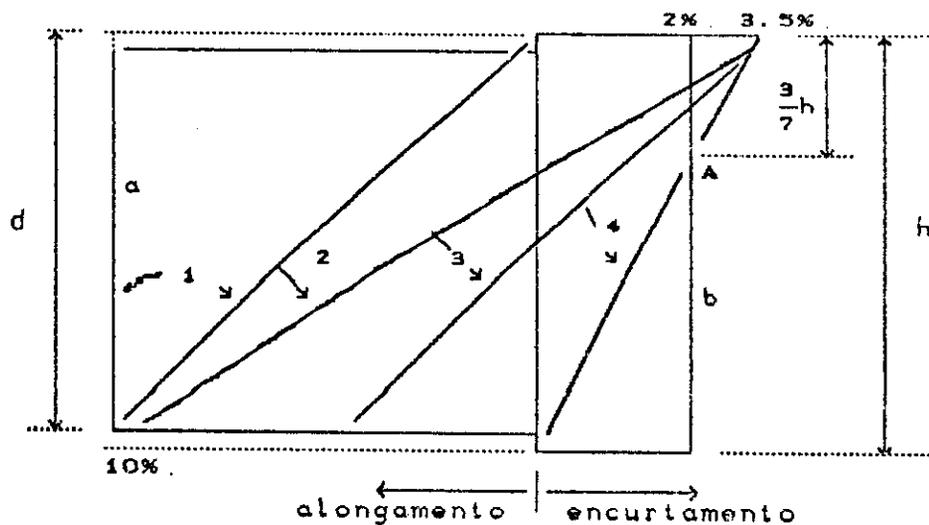


Figura 2.4 - Domínios das Seções

- Deformação plástica excessiva:
 - reta a: tração uniforme ;
 - domínio 1: tração não uniforme, sem compressão ;
 - domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < 3.5\%$) e com o máximo alongamento (10%) permitido na armadura.
- Ruptura:
 - domínio 3: flexão simples (seção normalmente armada) ou composta, com simultaneidade de escoamento do aço tracionado e com tensão de ruptura no concreto da região comprimida ;
 - domínio 4: flexão simples (seção super-armada) ou composta, sendo que o concreto atinge a tensão de ruptura antes que o aço entre em escoamento ($\epsilon_{sd} < \epsilon_{yd}$) ;
 - domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas ;
 - domínio 5: compressão não uniforme, sem tensões de tração
- Reta b: compressão uniforme.

d) A distribuição das tensões do concreto na seção se faz de acordo com o diagrama parábula-retângulo

da fig. 2.5, baseado na hipótese do item 2.2.2. Permite-se a substituição desse diagrama pelo retângulo de altura $0.8x$, com a seguinte tensão:

$$0.85 f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida}$$

$$0.80 f_{cd} = \frac{0.80 f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ no caso contrário.}$$

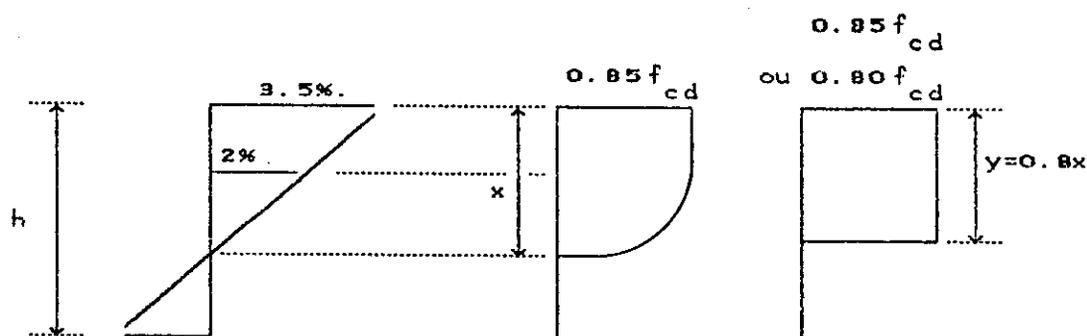


Fig. 2.5

e) Despreza-se a resistência do concreto à tração.

f) A tensão na armadura é a correspondente à deformação determinada de acordo com as hipóteses anteriores e obtida nos diagramas tensão-deformação simplificados das figuras 2.1 e 2.2.

Nas hipóteses de cálculo vistas acima, prevê-se a verificação em conjunto de dois estados limites últimos: ruptura e deformação plástica excessiva. Esta última gera uma situação de ruína não devida ao próprio aço, que ainda suportaria mais alongamentos sem ruptura, mas por causa do concreto que, em virtude da aderência, levaria a peça a um estado inaceitável de fissuração ou

de deformação.

2.4.2 - Equações de Equilíbrio, de Compatibilidade e Constitutivas

Todo dimensionamento baseia-se nestes três tipos de equações: de equilíbrio, de compatibilidade e constitutivas.

O sistema de resultantes de esforços que atuam em uma seção encontra-se em equilíbrio, quando os esforços resistentes - oferecidos pelos materiais que compõem a seção - contrapõem-se aos esforços solicitantes, de tal modo que o conjunto forme um sistema equivalente a zero. Pensando-se em escalares, pode-se dizer que os esforços resistentes são iguais aos esforços solicitantes.

As equações de compatibilidade baseiam-se na hipótese de NAVIER-BERNOULLI, que garante que as deformações são compatíveis entre si quando se distribuem linearmente ao longo da altura da seção. Finalmente, as equações constitutivas relacionam as tensões com as deformações ou vice-versa, de acordo com os diagramas tensão-deformação dos materiais que compõem a seção já vistos.

Desde já, deve-se entender que não é possível resolver um problema de dimensionamento com grande número de incógnitas, pois no caso da flexão simples, há apenas 2 equações de equilíbrio:

- equilíbrio das forças normais;
- equilíbrio dos momentos fletores.

Ora, no caso mais simples de dimensionamento, que é o da fig 2.6, haveria 4 incógnitas: b_v , h , d , A_o , sem se falar na incógnita auxiliar x . Como só há 2 equações de equilíbrio, alguns parâmetros devem ser escolhidos previamente. Por exemplo, fixa-se a largura b_v , admite-se uma relação prévia entre h e d , e elegendo-se assim como incógnitas apenas d e A_o . Neste caso, a

incógnita auxiliar x torna-se superabundante: é necessário fixá-la também, e daí haverá uma infinidade de soluções para o mesmo problema, uma para cada valor de x fixado. Outra opção seria fixar também a "altura útil" d , isto é, fixar todas as dimensões da seção, procurando-se apenas a armadura A_s . Neste caso, x tem que ser determinado por equação de equilíbrio, havendo solução única.

Para as demais incógnitas auxiliares, dispõe-se das equações de compatibilidade, que permitem determinar qualquer deformação ϵ , e das equações constitutivas que determinam as tensões σ em função das deformações ϵ .

2.4.3 - Seção Retangular com Armadura Simples

Considerando-se apenas as tensões normais e, admitindo-se ainda que o plano das cargas atuantes coincide com o eixo de simetria da peça, é possível estabelecer duas equações de equilíbrio. Essas equações estabelecem a igualdade entre esforços resistentes e atuantes na seção em análise.

Assim, considerando a somatória das resultantes e de momentos, tem-se

$$R_{cc} = R_{st} \dots \dots \dots (F2.14)$$

$$M_d = \gamma_f M = R_{cc} z = R_{st} z \dots \dots \dots (F2.15)$$

onde R_{cc} e R_{st} , dados em valor absoluto, são os valores de cálculo das resultantes de compressão no concreto e de tração no aço, respectivamente:

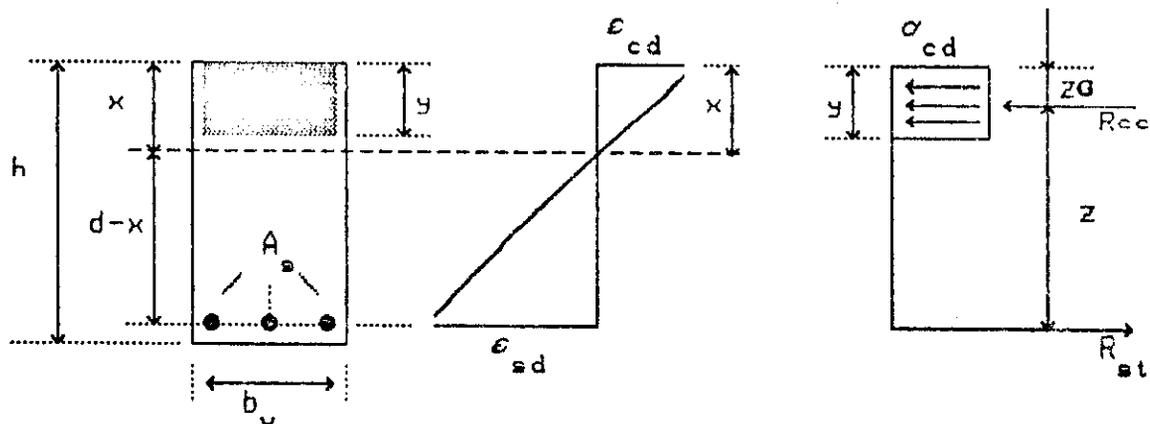


Figura 2.6 - Tensões e Esforços na Seção

$\gamma_f M$ é o momento solicitante majorado por γ_f , isto é, é o valor de cálculo M_d do momento fletor. Por simplicidade, o momento solicitante não majorado M_k (momento característico) é chamado de M : $M = M_k$. As demais notações encontram-se na fig. 2.6.

A distribuição das tensões do concreto na seção se faz de acordo com o auxílio da hipótese simplificadora de diagrama retangular de tensões, aceita pela NBR-6118, tal como explicado no item anterior.

Assim, tem-se:

$$y = 0.8x \dots \dots \dots (F2.16)$$

$$\sigma_{cd} = 0.85f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \dots \dots \dots (F2.17)$$

Pelo fato de a resultante R_{st} trabalhar na profundidade d , diz-se que d é a altura útil da seção.

Com a hipótese de que a tensão σ_{cd} de compressão no concreto seja constante e distribuída na área $b_v y$, o cálculo de R_{cc} torna-se imediato:

$$R_{cc} = \sigma_{cd} \cdot b_v \cdot y = 0.8 \sigma_{cd} b_v x \dots \dots \dots (F2.18)$$

Introduzindo o adimensional k_x , para determinar a posição da linha neutra em relação a altura útil

$$k_x = \frac{x}{d} \dots \dots \dots (F2.19)$$

pode-se escrever,

$$R_{cc} = 0.8 \sigma_{cd} b_v d k_x \dots \dots \dots (F2.20)$$

A posição de R_{cc} é determinada por:

$$z = d - z_g$$

Com $z_g = y/2$, como se vê facilmente na fig. 2.6.

Portanto o braço de alavanca z é dado por:

$$z = d (1 - 0.4 k_x) \dots\dots\dots(F2.21)$$

Considerando-se a equação de equilíbrio de momentos (F2.14):

$$M_d = R_{cc} z$$

e os valores de R_{cc} e z dados em (F2.15) e (F2.21) obtêm-se:

$$M_d = 0.8 \sigma_{cd} b_v d^2 k_x (1 - 0.4 k_x) \dots\dots\dots(F2.22)$$

Fixando-se b_v e d a determinação da posição da linha neutra pode ser conhecida a partir da seguinte equação:

$$0.4k_x^2 - k_x + k_c = 0 \dots\dots\dots(F2.23)$$

onde o adimensional k_c é dado por:

$$k_c = \frac{M_d}{0.8 \sigma_{cd} b_v d^2} \dots\dots\dots(F2.24)$$

A partir de (F2.23) e (F2.24), obtem-se:

$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - D}}{0.8} \dots\dots\dots(F2.25)$$

sendo $D = 1 - 1.6 k_c$, para $k_c \leq 0.625$.

Através de (F2.19) determina-se a posição da linha neutra, ou seja:

$$x = k_x d \dots\dots\dots(F2.26)$$

Fixando-se b_v e uma posição da linha neutra relativa (k_{xcal}), pode-se determinar uma nova altura útil(d), levando em consideração (F2.22)

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{0.85 \sigma_{cd} b_v k_{xcal} (1 - 0.4 k_{xcal})}} \dots (F2.27)$$

Uma segunda equação de equilíbrio em termos de momento

$$M_d = R_{st} z$$

pode ser utilizada para a determinação da armadura A_s :

$$M_d = R_{st} z = A_s \sigma_{sd} d (1 - 0.4 k_x) ;$$

onde

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} d (1 - 0.4 k_x)} \dots \dots \dots (F2.28)$$

A armadura A_s determinada em (F2.28) é função da posição relativa da linha neutra (k_x) e da tensão na armadura (σ_{sd}). Calculada a posição relativa da linha neutra (k_x) conforme (F2.25), determina-se o domínio que a peça trabalha. Se se tratar de peça no domínio 2 ou 3, a tensão na armadura será: $\sigma_{sd} = f_{yd}$. Já para o domínio 4 (peça super-armada) a tensão $\sigma_{sd} < f_{yd}$ é calculada a partir de ϵ_{sd} que vale:

$$\epsilon_{sd} = \frac{3.5 (1 - k_x)}{k_x}$$

Através de seu valor, pode-se calcular a tensão na armadura $\sigma_{sd} = f(\epsilon_{sd})$, de acordo com os diagramas tensão-deformação vistos em 2.2.1 .

2.4.4 - Relação k_{xlim}

A relação k_{xlim} é definida quando a linha neutra é posicionada de maneira a se ter o estado de deformação da peça no limite entre os domínios 3 e 4 (fig. 2.7). A borda comprimida é caracterizada pelo encurtamento relativo de ruptura convencional do concreto

(3,5 %.), enquanto a armadura de tração sofre um alongamento relativo $\epsilon_{sd} = \epsilon_{yd}$, início do escoamento convencional do aço. Se a linha neutra descer um pouco mais, estará no domínio 4.

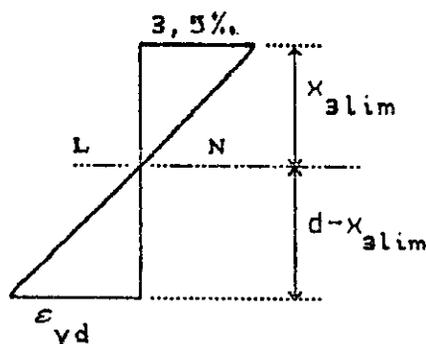


Figura 2.7

Assim pode-se escrever $k_{x_{alim}}$ da seguinte forma:

$$k_{x_{alim}} = \frac{x_{alim}}{d} \dots \dots \dots (F2.29)$$

Além de anti-econômico, o domínio 4 é evitado no cálculo das peças fletidas, para que não se tenha peça super-armada, com ruptura frágil. Isto faz com que o valor $k_{x_{alim}}$ seja usado ou respeitado freqüentemente no dimensionamento.

Da fig 2.7, resulta :

$$k_{x_{alim}} = \frac{3.5}{3.5 + \epsilon_{yd}} \text{ , com } \epsilon_{yd} \text{ em \% .}$$

2.4.5 - Seção Retangular com Armadura Dupla

Quando a seção $b_v d$ for previamente fixada, por razões construtivas, um momento fletor M_d elevado poderá obrigar o calculista a entrar em regiões não utilizáveis do domínio 4, que resultará em peças super-armadas e anti-econômicas. Em tais casos, é conveniente recorrer à armadura dupla, assim chamada pelo fato de se colocar armadura também na zona comprimida. Limita-se, desta maneira, o valor de k_x e adota-se uma "armadura de compressão" cuja força resistente de compressão vai se somar à do concreto na zona comprimida. Supondo fixada a seção $b_v d$ e fixado o valor máximo que se pode dar a k_x , o

maior momento fletor que pode ser resistido pela seção com armadura simples é:

$$M_{lim} = 0.8 \sigma_{cd} b_v d^2 k_x (1 - 0.4 k_x) \dots\dots\dots (F2.30)$$

O máximo valor de k_x é $k_{x\lim}$. É possível, entretanto, calcular outro valor para k_x , como o dado no item 2.4.6 que considera o aspecto econômico. De qualquer modo, fixado k_x , qualquer que seja ele, determina-se M_{lim} através de (F2.30).

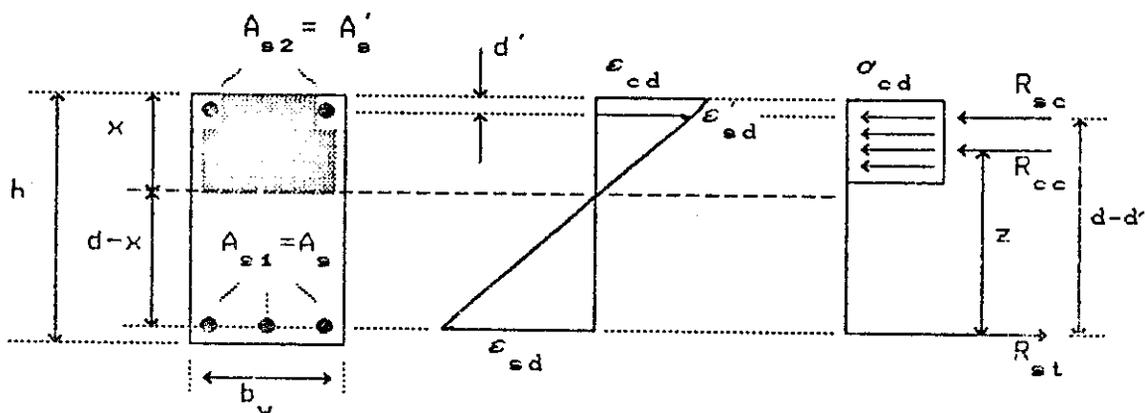


Figura 2.8 - Tensões e Deformações - Armadura Dupla

No caso de ser M_d , por hipótese, maior do que M_{lim} pode-se escrever

$$M_d = M_{lim} + \Delta M_d$$

Calculado M_{lim} , obtém-se:

$$\Delta M_d = M_d - M_{lim} \dots\dots\dots (F2.31)$$

A armadura total de tração A_s , por sua vez, pode ser decomposta em duas partes:

$$A_s = A_{s\lim} + \Delta A_s \dots\dots\dots (F2.32)$$

a parcela $A_{s\lim}$, que corresponde a M_{lim} , é determinada da seguinte forma:

$$A_{s\lim} = \frac{M_{lim}}{\sigma_{sd} d (1 - 0.4 k_{x\lim})} \dots\dots\dots (F2.33)$$

ΔA_s é determinado para garantir o momento fletor que ultrapassa M_{lim} , isto é:

$$\Delta M_d = \Delta A_s \sigma_{sd} (d - d') ;$$

Assim, tem-se,

$$\Delta A_s = \frac{\Delta M_d}{\sigma_{sd} (d - d')} \dots \dots \dots (F2.34)$$

Analogamente:

$$A'_s = \frac{\Delta M_d}{\sigma'_{sd} (d - d')} \dots \dots \dots (F2.35)$$

onde A'_s é a armadura de compressão e o valor de $\sigma'_{sd} = f(\epsilon'_{sd})$, de acordo com os diagramas tensão-deformação vistos em 2.2.1. Da fig. 2.8 obtém-se o valor de ϵ'_{sd} :

$$\epsilon'_{sd} = \frac{(k_{xalim} + d'/d)}{k_{xalim}} \quad 3.5 \text{ \%};$$

2.4.5 - Dimensionamento Econômico (Armadura Simples)

A fixação da linha neutra pode também ser feita, considerando-se o aspecto econômico da seção. Leva-se em conta o custo do material envolvido e se estabelece o cálculo da linha neutra. Um processo de dimensionamento econômico de seções retangulares submetidas a flexão simples foi proposto por [27]. A partir de uma seção retangular, com a largura b_v fixada e não impondo restrição alguma à variação da altura da peça, pode-se determinar uma altura útil (d) em função do custo do material, $d = f(\text{custo})$, de tal forma que se obtenha um dimensionamento econômico, correspondente à armadura simples (peça normalmente armada).

Desta forma,

P_c = preço por m^3 do concreto simples, incluindo as formas;

p_e = preço por kg do aço.

A relação "p" entre os preços de igual volume de dois materiais fica dada por:

$$p = \frac{7850 p_e}{P_c} \dots\dots\dots(F2.36)$$

onde o valor 7850 representa o peso em kgf de um m³ de aço.

O custo total por metro linear de viga é dado por:

$$\text{preço/m} = p_c b_v h + p_e 7850 A_e$$

ou ainda:

$$\text{preço/m} = p_c b_v d' + p_c b_v d + 7850 p_e A_e \dots\dots(F2.37)$$

A primeira parcela de (F2.37) é aproximadamente constante, pois qualquer que seja d, tem-se d' ≅ constante.

Desprezando-se a primeira parcela e dividindo-se a parte variável de (F2.37) por p_c obtém-se uma nova relação. Chamando tal relação de Ω e levando-se em consideração (F2.36), chega-se a:

$$\Omega = b_v d + p A_e \dots\dots\dots(F2.38)$$

O dimensionamento econômico é aquele que minimiza Ω :

$$\frac{d \Omega}{d A_e} = 0 \quad (d \text{ é função de } A_e).$$

Derivando-se a função Ω em relação a A_e e igualando-a a zero obtém-se:

$$b_v \frac{d}{d A_e} (d) + p = 0 ;$$

$$\frac{d}{d A_e} (d) = - \frac{p}{b_v} \dots\dots\dots(F2.39)$$

Para se encontrar a relação entre d e A_s , considera-se o diagrama simplificado (retangular) de tensões no concreto (fig. 2.9), e impõem-se o equilíbrio de forças, obtendo-se:

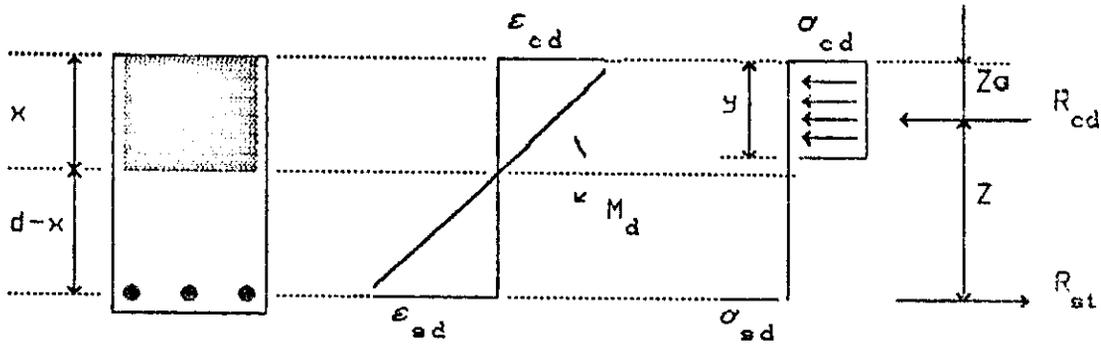


Figura 2.9

$$\sigma_{sd} A_s = \sigma_{cd} b_v y ,$$

onde

$$y = \frac{\sigma_{sd}}{\sigma_{cd}} \frac{A_s}{b_v} \dots \dots \dots (F2.40)$$

$$\Sigma M = 0 ;$$

$$M_d - R_{st} d + R_{cc} y/2 = 0 ;$$

$$M_d - \sigma_{sd} A_s d + \sigma_{cd} b_v y^2/2 = 0 \dots \dots \dots (F2.41)$$

Isolando d na equação (F2.41), tem-se:

$$d = \frac{M_d}{\sigma_{sd} A_s} + \frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{sd}} \frac{b_v}{A_s} \frac{y^2}{2} \dots \dots \dots (F2.42)$$

Introduzindo-se o adimensional α para a relação entre as tensões no aço e no concreto, isto é:

$$\alpha = \frac{\sigma_{sd}}{\sigma_{cd}} \dots \dots \dots (F2.43)$$

com $\sigma_{cd} = 0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c ,$

$$\sigma_{sd} = f_{yd}$$

As relações (F2.40) , (F2.42) e (F2.43) conduzem a

$$d = \frac{M_d}{\sigma_{sd} A_s} + \alpha \frac{A_s}{2 b_v} \dots\dots\dots (F2.44)$$

Derivando-se (F2.44) em relação a A_s :

$$\frac{d}{d A_s} (d) = - \frac{M_d}{\sigma_{sd} A_s^2} + \frac{\alpha}{2 b_v} ,$$

onde:

$$\frac{d}{d A_s} (d) = \frac{\alpha}{2 b_v} - \frac{d (1 - 0.5 y/d)}{A_s} \dots\dots\dots (F2.45)$$

Substituindo-se (F2.36) e (F2.38) em (F2.45), resulta:

$$\frac{d}{d A_s} (d) = \frac{\alpha}{b_v} - \frac{d}{A_s} \dots\dots\dots (F2.46)$$

Considerando-se $\frac{d}{d A} (d) = - \frac{p}{b}$, como já visto em (F2.39), e igualando-se os valores (F2.39) e (F2.46), vem:

$$d = \frac{A_s}{b_v} (\alpha + p) \dots\dots\dots (F2.47)$$

A posição relativa da linha neutra econômica é, finalmente, dada por :

$$k_{xeco} = \frac{x}{d} = \frac{y}{0.8 d} \dots\dots\dots (F2.48)$$

com:

$$y = 0.8 x \text{ (diagrama simplificado);}$$

Substituindo-se (F2.47) em (F2.48), obtem-se:

$$k_{xeco} = \frac{\alpha}{0.8 (\alpha + p)} \dots\dots\dots (F2.49)$$

válida para $k_{xeco} \leq k_{x_{lim}}$.

2.5 - DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE

2.5.1 - Princípios básicos

Para todos os trechos de uma viga com momento fletor variável e conseqüentemente com um esforço cortante $V = dM/dx$, no Estádio I, atuam, entre os banzos, tensões principais inclinadas σ_I e σ_{II} , as quais podem ser calculadas a partir das tensões σ_x e das tensões de cisalhamento τ .

Os esforços de tração na alma correspondentes às tensões principais de tração exigem uma armadura denominada armadura de cisalhamento, visto que também neste caso o concreto não deve resistir a qualquer esforço de tração.

As tensões principais de tração, já sob as cargas de utilização ou com aumento da sollicitação até a carga crítica, dão origem às fissuras de cisalhamento, o que permite supor que a estrutura deve ser considerada, no Estádio II, como uma treliça, conforme fig. 2.10.

A resistência necessária de vigas de concreto armado somente será garantida, quando tanto os esforços de tração e de compressão que aparecem nas barras da treliça da alma, como os esforços que surgem nos banzos, forem absorvidos com a segurança exigida.

A orientação favorável da armadura de cisalhamento é análoga à da tensão principal de tração σ_I , ou seja, cerca de 45° com o eixo da peça. Por serem mais práticos, os estribos perpendiculares ao eixo da viga (estribos verticais) são os preferidos. A treliça com barras verticais de tração também pode ser considerada como resistente.

Para verificar a resistência à força cortante de vigas de concreto armado no Estádio II, os esforços de tração e compressão na alma são calculados com o auxílio de um modelo de treliça no estado limite (carga limite

exigida).

Sendo o objetivo deste texto dar subsídios ao desenvolvimento de cálculo de peças correntes de concreto armado, o tratamento que se dá no caso de dimensionamento ao esforço cortante, exposto a seguir, só é feito para vigas com seções constantes (b_w, h), sendo a armadura de cisalhamento perpendicular ao eixo da peça (estribos verticais).

2.5.2 - Analogia de treliça clássica

2.5.2.1 - Considerações Gerais

Dentre as diversas teorias empregadas para o cálculo da armadura transversal, destaca-se a teoria da treliça clássica de Ritter-Mörsch, uma das concepções mais fecundas na história do concreto armado. Há mais de meio século, esta teoria tem sido a base do dimensionamento das armaduras transversais das vigas de concreto armado, e está muito longe de ser abandonada ou considerada superada. As pesquisas sugerem apenas modificações ou complementações na teoria da treliça, mantendo, no entanto, o seu aspecto fundamental: a analogia entre a viga de concreto armado, depois de fissurada (Estádio II), e a treliça.

Nesta analogia entre a viga e a treliça, a armadura longitudinal e o concreto comprimido formam, respectivamente, o banzo tracionado e o banzo comprimido da treliça. As bielas de concreto delimitadas pelas fissuras de alma constituem as diagonais comprimidas. A armadura transversal (estribos) faz o papel dos montantes tracionados.

2.5.2.2 - Esforços e Tensões na Treliça de Morsch

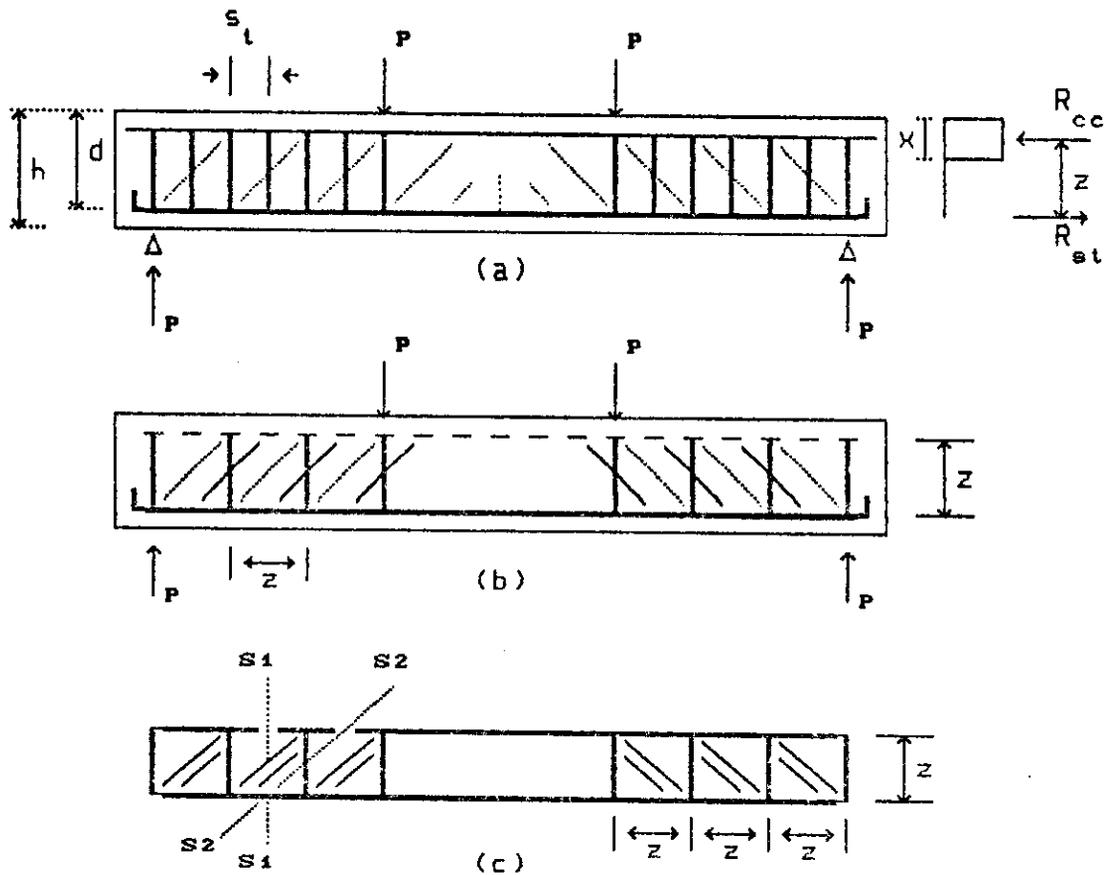


Fig. 2.10 - Treliça clássica de Morsch (diagonais comprimidas a 45° e barras tracionadas a 90°)

As considerações que se seguem são válidas para vigas com armadura longitudinal suficientemente ancorada.

a)-Elementos da treliça:

banzo comprimido : formado pela zona comprimida de altura x (fig. 2.10.a);

banzo tracionado : formado pelas barras da armadura longitudinal de tração;

montantes tracionados : formados pela reunião dos estribos contidos na distância z , num único estribo equivalente;

diagonais comprimidas : formadas pela reunião das bielas de compressão

contidas na distância z.

b)- Hipóteses básicas

- A treliça assim formada é isostática. Significa que as forças internas são calculadas a partir do esforço cortante, considerando-se apenas as condições de equilíbrio, sem levar em conta a compatibilidade de deformações;

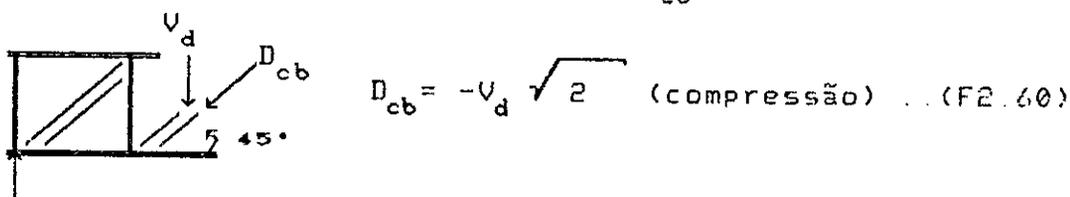
- As diagonais comprimidas têm inclinação igual a 45° ;

- Os banzos (tracionado e comprimido) são paralelos;

- Nas seções transversais, as resultantes de compressão no concreto (R_{cc}) e de tração na armadura (R_{st}) são iguais.

c) - Esforços nas barras da treliça equivalente:

Na seção S1 da fig. 2.10.c, por força da condição $\Sigma F = 0$ e considerando-se a atuação do esforço cortante (V_d), encontra-se a resultante das tensões de compressão nas bielas inclinadas (D_{cb}), ou seja:



De forma análoga, para a seção S2 da fig. 2.10.c, ainda pela condição $\Sigma F = 0$, o esforço no montante (estribo equivalente) será:

$$D_{em} = V_d \text{ (tração) } \dots \dots \dots (F2.61)$$

Os esforços no banzo comprimido (R_{cc}) e no banzo tracionado (R_{st}) podem ser determinados a partir do momento fletor na seção S2,

$$R_{st} = R_{cc} = \frac{M}{z} \dots\dots\dots (F2.62)$$

que confere com os esforços calculados pela Teoria da Flexão da resistência dos materiais.

d)- Cálculo da tensão nas bielas e nos estribos:

A área da biela de compressão correspondente à faixa de viga solicitada (seção normal à inclinação das fissuras) é conhecida da seguinte forma:

$$A_b = b_v z \cos 45^\circ = \frac{b_v z}{\sqrt{2}} \dots\dots\dots (F2.63)$$

A tensão de compressão na biela é determinada, dividindo-se o esforço de compressão (F2.60) pela área da biela (F2.63), ou seja:

$$\sigma_{cb} = \frac{D_{cb}}{A_b} = - \frac{2 V_d}{b_v z} = - 2\tau_o \dots\dots\dots (F2.64)$$

e :

$$\tau_o = \frac{V_d}{b_v z} \dots\dots\dots (F2.65)$$

O valor de cálculo τ_o pode ser considerado como a tensão de cisalhamento na linha neutra de uma seção transversal no Estádio II.

Fazendo-se:

- s = espaçamento dos estribos ;
- A_{sv} = área da seção transversal de um estribo, considerando-se o seu numero de ramos ;
- A_{sm} = área de seção transversal do montante para a faixa considerada (estribo equivalente) ,

pode-se escrever:

$$A_{sm} = A_{sv} \frac{z}{s} \dots\dots\dots (F2.66)$$

A taxa de armadura para a faixa de comprimento z será:

$$\rho_v = \frac{A_{sm}}{b_v z}$$

ou, considerando-se (F2.66), tem-se:

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{b_v s} \dots\dots\dots (F2.67)$$

A tensão de tração no montante (estribo) é determinada, dividindo-se o esforço no montante (F2.61) por sua área (F2.66) :

$$\sigma_{st} = \frac{D_{sm}}{A_{sm}} = \frac{V_d s}{A_{sv} z}$$

ou ainda, tomando-se (F2.65) e (F2.67):

$$\sigma_{st} = \frac{\tau_o}{\rho_v} \dots\dots\dots (F2.68)$$

2.5.3 - Mecanismo de ruptura

Quando as tensões principais de tração, inclinadas, na alma de uma viga, atingem a resistência à tração do concreto, aparecem fissuras de cisalhamento. Essas fissuras causam uma transposição dos esforços existentes na alma, no Estádio I, para a armadura de cisalhamento e para as diagonais comprimidas de concreto. Essa redistribuição dos esforços internos depende muito da quantidade e da direção da armadura de cisalhamento; assim sendo, são possíveis diversos tipos de ruptura por força cortante.

Admitindo-se que o banzo tracionado esteja suficientemente ancorado, a treliça idealizada no item 2.5.2, deve ser verificada contra os seguintes estados limites últimos (por ação do esforço cortante):

- Estado limite último por escoamento da armadura transversal ("Força Cortante-Tração");

- Estado limite último por esmagamento das bielas comprimidas ("Força Cortante-Compressão").

O estado limite força cortante-tração é alcançado, quando as barras da armadura transversal atingem a tensão de escoamento. É considerado um estado limite convencional, pois alcançá-lo não significa que simultaneamente ocorra o colapço da peça. Este estado se caracteriza por grandes deformações da armadura transversal e por intensa fissuração de alma. Os mecanismos que podem acontecer após o escoamento da armadura transversal são os seguintes:

a)-*Ruptura força cortante-compressão* : o excessivo alongamento da armadura transversal gera nas bielas comprimidas esforços adicionais de flexão que acarretam o seu esmagamento nas proximidades do banzo comprimido.

b)-*Ruptura força cortante-flexão* : este tipo de ruptura ocorre em consequência da ação combinada do momento fletor com força cortante. As fissuras de alma geradas pela força cortante reduzem a altura do banzo comprimido que acaba por ser esmagado pelas tensões normais oriundas do momento fletor.

c)-*Ruptura força cortante-tração* : é um tipo raro de ruptura e surge quando a armadura transversal rompe por tração.

d)-*Ruptura por flexão localizada da armadura longitudinal de tração* : este tipo de ruptura ocorre quando a armadura longitudinal que serve de apoio para as bielas comprimidas de concreto perde a sua capacidade portante em consequência do escoamento da armadura transversal sobre a qual se apóia.

Evita-se o estado limite força cortante-tração, calculando-se a armadura transversal com tensão no aço (σ_{st}) menor ou igual à tensão de escoamento (ver cálculo da armadura transversal).

O estado limite força cortante-compressão é um estado limite efetivo que se configura, quando as diagonais comprimidas do concreto, entre as fissuras de cisalhamento, rompem de maneira brusca quando solicitadas até o limite da resistência à compressão do concreto, antes que a armadura da alma (estribos) entre em escoamento. A ruptura da diagonal comprimida determina o limite superior da capacidade resistente à força cortante das almas das vigas, a qual depende portanto da resistência à compressão do concreto.

Limitando-se a tensão de compressão nas diagonais de concreto, evita-se este tipo de ruptura (ver verificação do concreto, item 2.5.5)

2.5.5 - Modelo Simplificado Proposto pela NBR-6118

Como resultado de ensaios de cisalhamento realizados, a analogia da treliça de Morsch foi ampliada de tal forma que o comportamento estrutural efetivo correspondente à treliça é atualmente considerado com o banzo comprimido inclinado e com diagonais comprimidas (fissuras) menos inclinadas do que 45° . Desta maneira chega-se a uma analogia de treliça generalizada.

Estas treliças são hiperestáticas internamente e, por esse motivo, só podem ser calculadas com muito trabalho, através da adoção de diversos parâmetros. Para o dimensionamento da armadura de cisalhamento, essas treliças não são, por isso, apropriadas, mas são úteis para a concepção do comportamento estrutural.

Observa-se que os esforços de tração na alma (resistidos por estribos) diminuem com a inclinação do banzo comprimido, ou para diagonais comprimidas

(fissuras) menos inclinadas que a 45°, e que os esforços no banzo tracionado aumentam no apoio.

Como consequência da redução dos esforços de tração, obtem-se uma menor armadura transversal, de interesse especial no caso.

Assim, todas as medidas das tensões em estribos ou barras dobradas sob solicitação máxima, em vigas de concreto armado com banzos de tração suficientemente dimensionados, mostram a variação característica, indicada na fig. 2.11, que serve de base para um dimensionamento simples da armadura de cisalhamento.

O cálculo será efetuado com base na analogia da treliça clássica, adotando-se para o dimensionamento da armadura a tensão de cálculo efetiva (f_{yd}), mas considerando-se uma redução $\Delta\tau_o$ em τ_o , de modo a levar em conta a contribuição das partes comprimidas do concreto.

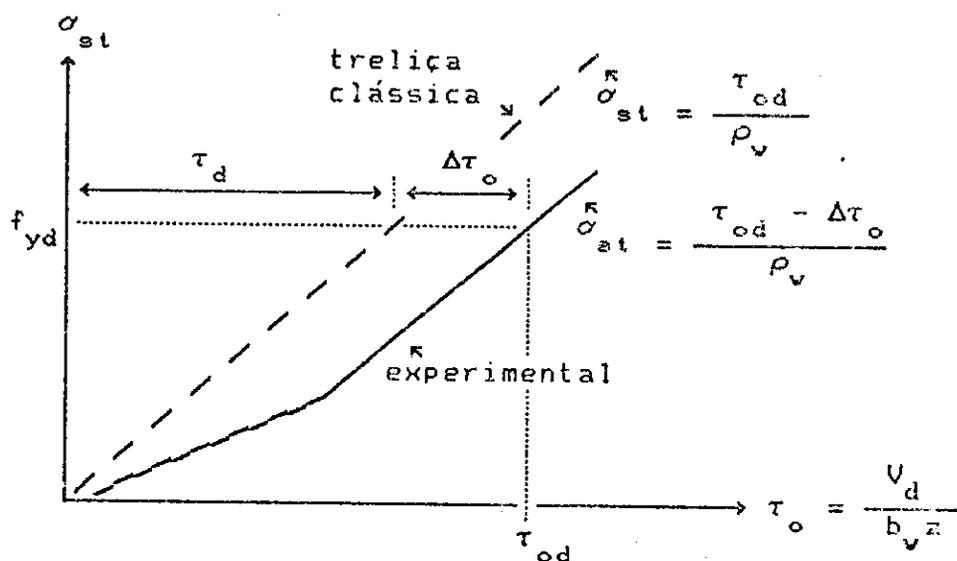


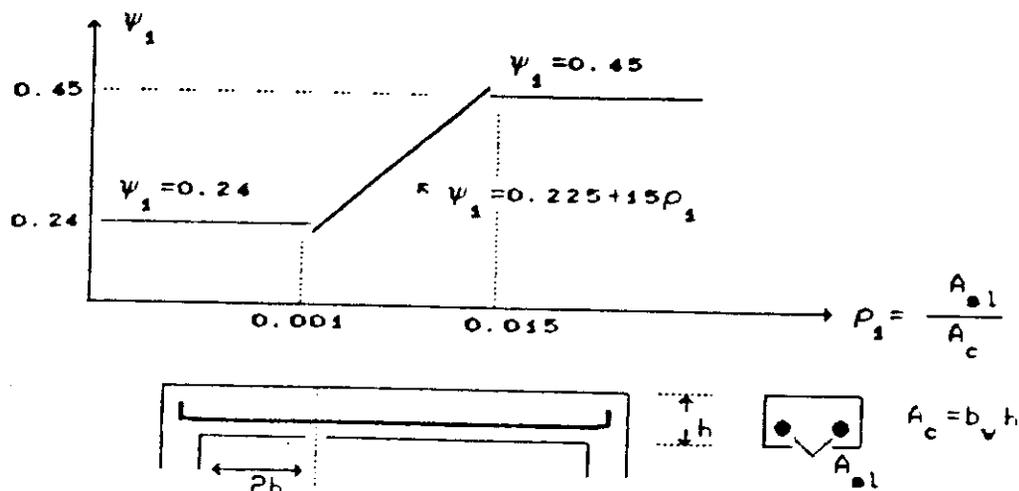
Figura 2.11

O valor de $\Delta\tau_o$ é determinado, até o presente momento, de forma empírica e com base em muitos resultados de ensaios. Este valor consta na NBR-6118 com a notação τ_c , e será calculado no caso de flexão simples pela seguinte expressão:

$$\Delta\tau_o = \tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}} \dots \dots \dots (F2.69)$$

O coeficiente ψ_1 , leva em conta a influência, sobre os resultados fornecidos pela teoria da treliça generalizada, da rigidez de seu banzo tracionado, sendo dados pela Tabela 2.1, em função da menor taxa de armadura longitudinal de tração ρ_1 , no trecho de comprimento $2h$ medido a partir da face do apoio.

Tabela 2.1 - Valores de ψ_1



A armadura transversal, representada pela taxa ρ_v , será calculada conforme a expressão que consta na fig. 2.11:

$$\rho_v = \frac{\tau_{od} - \Delta\tau_o}{\sigma_{st}}$$

onde

$$\Delta\tau_o = \tau_c$$

$$\tau_{od} = \tau_o = \frac{V_d}{b_v z}$$

$$\sigma_{st} = f_{yd} \leq 4350 \text{ kgf/cm}^2$$

decorrendo em:

$$\rho_v = \frac{\tau_{od} - \tau_c}{f_{yd}} \dots \dots \dots (F2.70)$$

Fazendo-se $z \approx 0.87 d$, o valor da tensão de cisalhamento será dada por:

$$\tau_{od} = 1.15 \tau_{vd} \dots\dots\dots (F2.71)$$

e

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b_v d} \dots\dots\dots (F2.72)$$

Ao valor τ_{vd} que, em si mesmo, não tem qualquer significado físico (nem sequer é, a qualquer nível da região tracionada, igual ao valor de cálculo da tensão de cisalhamento), denomina-se *tensão convencional de cisalhamento*. Há, no entanto, razão para introduzir-se esta nomenclatura, decorrendo a mesma do fato de que a tensão convencional de cisalhamento se constituirá num parâmetro através do qual se verificará estar ou não havendo esmagamento da biela comprimida, conforme se verá.

Substituindo-se (F2.71) em (F2.70), o valor da taxa de armadura será calculada da seguinte forma:

$$\rho_v = \frac{1.15 \tau_{vd} - \tau_c}{f_{yd}}$$

ou, fazendo-se:

$$\tau_d = 1.15 \tau_{vd} - \tau_c \dots\dots\dots (F2.73)$$

obtem-se:

$$\rho_v = \frac{\tau_d}{f_{yd}} \dots\dots\dots (F2.74)$$

Igualando-se (F2.74) a (F2.67), obtem-se a armadura transversal

$$\frac{A_{sv}}{b_v s} = \rho_v = \frac{\tau_d}{f_{yd}}$$

ou:

$$A_{sv} = \frac{\tau_d b_v}{f_{yd}} s \dots\dots\dots (F2.75)$$

2.5.6 - Verificação do Concreto

A segurança contra o esmagamento das bielas inclinadas (fissuras) é feita limitando-se a tensão

convencional τ_{vd} (F2.72) a valores não superiores a τ_{vu} (valor último da tensão de cisalhamento):

$$\tau_{vd} \leq \tau_{vu} \dots\dots\dots(F2.76)$$

Na expressão (F2.64), encontra-se o valor da tensão nas bielas (σ_{cb}) em função de $\tau_o = V_d / b_v z$. Resultados experimentais confirmam praticamente o valor $\sigma_{cb} = 2 \tau_o$, no caso de armadura transversal constituída por estribos a 90° com o eixo da peça.

Admitindo-se que o concreto das bielas atinja a ruptura com valores últimos da ordem de $0.55 f_{cd}$, os valores últimos da tensão de cisalhamento são encontrados como segue:

a)- Peças lineares com $b_v \leq 5h$

Para a armadura transversal constituída por estribos a 90° com o eixo da peça, obtém-se de (F2.64) e de (F2.71):

$$\tau_o = \tau_{od} = 1.15 \tau_{vd} = \frac{\sigma_{cb}}{2},$$

tomando-se como última a tensão na biela igual a:

$$\sigma_{cbu} = 0.55 f_{cd}$$

e fazendo-se $\sigma_{cb} = \sigma_{cbu}$, tem-se $\tau_{vd} = \tau_{vu}$ que é o valor último da tensão de cisalhamento, ou seja:

$$\tau_{vu} = \frac{0.55 f_{cd}}{2.30},$$

resultando em:

$$\tau_{vu} = 0.25 f_{cd} \leq 45 \text{ kgf/cm}^2 \dots\dots\dots(F2.77)$$

b)-Peças lineares com $b_v > 5h$

Para peças lineares com $b_v > 5h$, o coeficiente

0.25 de (F2.77) será multiplicado por um dos seguintes fatores, mantidos os limites absolutos (h em cm):

0.5	se $h \leq 15$
$1/3 + h/90$	se $15 < h < 60$
1	se $h \geq 60$

2.5.7 - Disposições Construtivas

A seção transversal total de cada estribo, compreendendo todos os ramos que cortam o plano neutro, não deve ser menor que (NBR-6118, item 6.3.1.2):

$$A_{st, min} \geq \begin{cases} 0.0025 b_v s & \text{para aços CA-25 e CA-32} \\ 0.0014 b_v s & \text{para aços CA-40, CA-50 e CA-60} \end{cases}$$

não se tomando para b_v valores maiores que d .

Os espaçamentos máximos dos estribos (NBR-6118, Item 6.3.2.2) são limitados por:

$$s \leq \begin{cases} d / 2 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Se houver armadura longitudinal de compressão, exigida pelo cálculo, o espaçamento dos estribos, medidos ao longo daquela armadura, não pode, também, ser maior que:

$$s \leq \begin{cases} 21\phi_l & \text{para os aços CA-25 e CA-32} \\ 14\phi_l & \text{para os aços CA-40, CA-50 e CA-60} \end{cases}$$

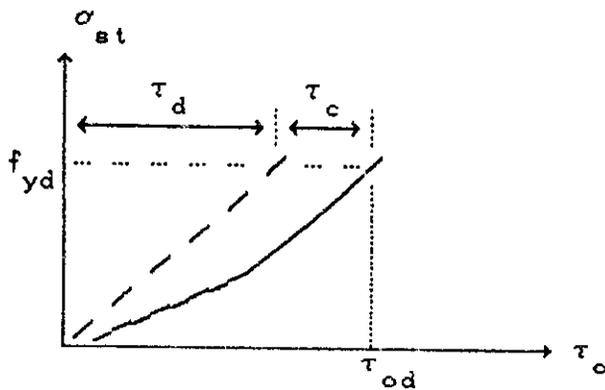
onde ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal de compressão.

O diâmetro máximo das barras dos estribos é (NBR-6118, Item 6.3.1.2):

$$\phi_{l, max} \leq b_v / 12$$

2.5.8 - Dimensionamento da Armadura Transversal (estribos verticais)

No modelo simplificado proposto pela NBR-6118, assume-se diretamente que uma parcela do cortante é absorvida pela partes comprimidas do concreto, ou seja:



$$\tau_{od} = \tau_d + \tau_c \dots\dots\dots (F2.78)$$

Tomando-se a equação acima e substituindo os valores obtidos em (F2.71) e (F2.72), vem:

$$1.15 \frac{V_d}{b_v d} = \tau_d + \tau_c$$

ou ainda:

$$V_d = \frac{1}{1.15} b_v d \tau_d + \frac{1}{1.15} b_v d \tau_c \dots\dots (F2.79)$$

Fazendo-se :

$$V_{ed} = \frac{1}{1.15} b_v d \tau_d \dots\dots\dots (F2.80)$$

e

$$V_{cd} = \frac{1}{1.15} b_v d \tau_c \dots\dots\dots (F2.81)$$

Assim, (F2.80) fica:

$$V_d = V_{ed} + V_{cd}$$

ou

$$V_{ed} = V_d - V_{cd} \dots\dots\dots (F2.82)$$

onde:

- V_d = Força cortante solicitante ;
- V_{sd} = Parcela de V_d absorvida pela armadura transversal ;
- V_{cd} = Parcela de V_d absorvida pelo concreto, e τ_c é calculado conforme (F2.69);

Substituindo-se o valor de τ_d (F2.73) em (F2.81), vem :

$$\frac{1}{1,15} b_v d (\rho_v f_{yd}) = V_d - V_{cd} \dots\dots\dots(F2.83)$$

Considerando-se (F2.67), obtem-se finalmente, o valor da armadura necessária :

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{1,15}{d f_{yd}} (V_d - V_{cd}) \dots\dots\dots(F2.84)$$

2.5.9 - Cortante Mínimo relativo à Armadura Mínima

Em muitos casos de dimensionamento da armadura transversal de vigas pode ser conveniente determinar a intensidade de um esforço cortante mínimo absorvido pela mínima armadura transversal exigida pela NBR-6118, conforme comentado em 2.5.6.

O valor desse esforço cortante é de interesse prático, uma vez que, em uma análise comparativa do esforço cortante atuante, verifica-se a existência ou não de trechos de vigas onde se necessita de armadura superior à mínima exigida.

Fazendo-se $A_{sv} = A_{st,min}$, tem-se $V_d = V_{d,min}$ e substituindo estes valores em (F2.84), vem :

$$\frac{A_{st,min}}{s} = \frac{1,15}{d f_{yd}} (V_{d,min} - V_{cd})$$

ou ainda:

$$V_{d,min} = \frac{d f_{yd}}{1,15 s} A_{st,min} - V_{cd} \dots\dots\dots(F2.85)$$

2.5.10 - Carregamento próximo aos apoios

Para cálculo da armadura transversal, se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas da peça, comprimindo-a, são permitidas reduções na força cortante.

Os ensaios realizados em diversas vigas armadas ao cisalhamento, segundo a teoria da treliça generalizada de Morsch, mostraram, para cargas atuando próximas aos apoios a existência de armadura em excesso nestas regiões. O fato é de simples explicação, já que, quando tal se sucede, começa a surgir um funcionamento próximo àquele de arco atirantado (a armadura longitudinal de tração sendo o tirante) para o qual nem seria necessário armá-la ao cisalhamento.

Assim, com base em tais resultados, cabe uma correção no esforço cortante devido a cargas distribuídas (fig 2.11.a) e a cargas concentradas (fig 2.11.b).

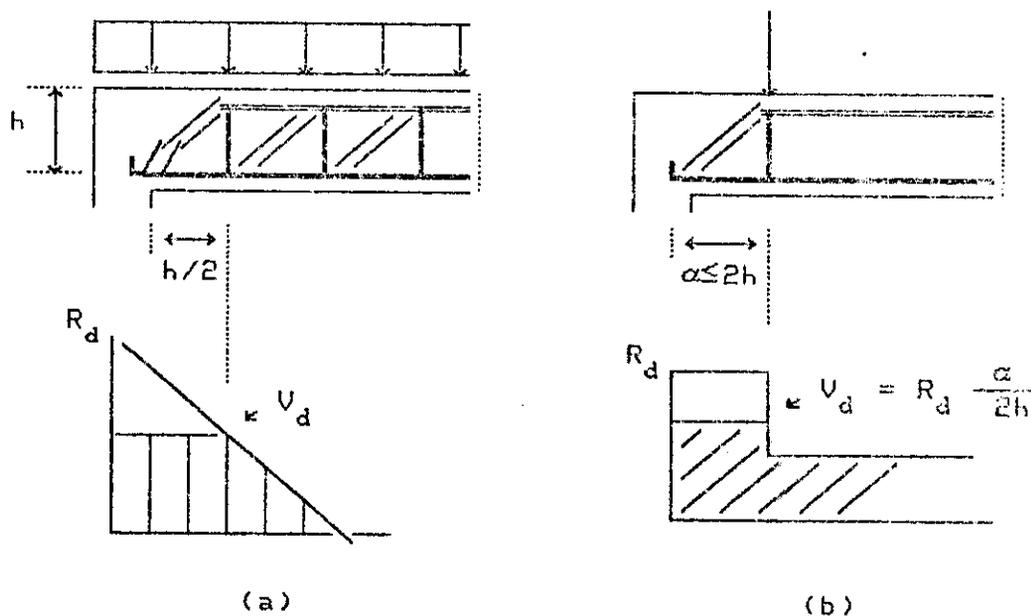


Figura 2.12

Cabe frisar que para a verificação do concreto (esmagamento da biela comprimida) nenhuma redução pode ser feita no valor dos esforços cortantes, já que nada mudou com relação à formação de bielas.

2.6 - DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO

O dimensionamento da armadura de torção baseia-se uma vez mais no princípio fundamental de que o concreto não deve absorver trações devidas às tensões diretas produzidas pelo carregamento, e que o aço deve absorver todos os esforços de tração.

2.6.1 - Torção Simples no Estádio I (concreto não fissurado)

O dimensionamento à torção de peças em concreto armado (estádio II, com concreto já fissurado) está intimamente ligado à consideração da forma de funcionamento à torção, no estágio I, de peças de seção oca, com parede fina.

Recapitulando-se a Resistência dos Materiais, a tensão de torção expressa por um tensão tangencial, para seções vazadas, é determinada pela 1ª fórmula de Bredt, ou seja:

$$\tau_t = \frac{T}{2 A_o t} \dots\dots\dots(F2.86)$$

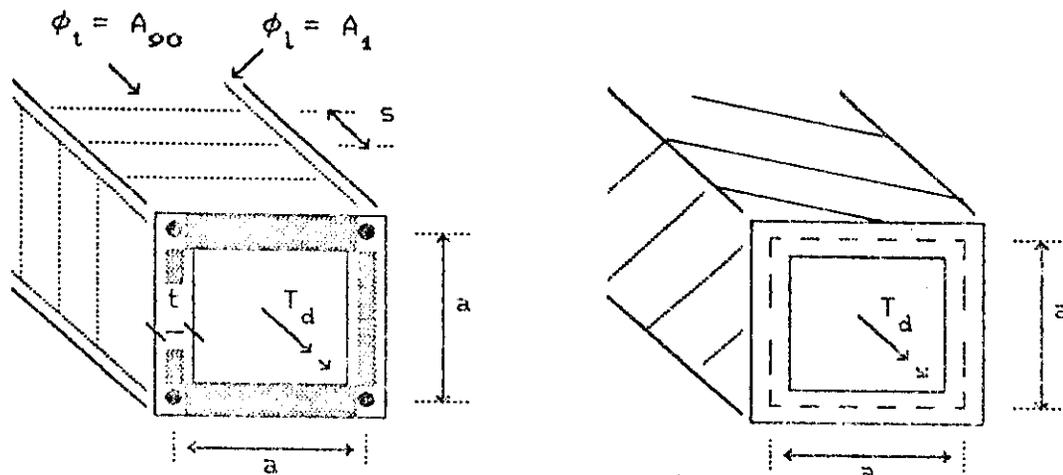
onde :

- T : momento de torção ;
- t : espessura da parede da seção oca ;
- A_o : área delimitada pela linha média da espessura da parede.

2.6.2 - Esforços e Tensões na Treliça Clássica (Estádio II)

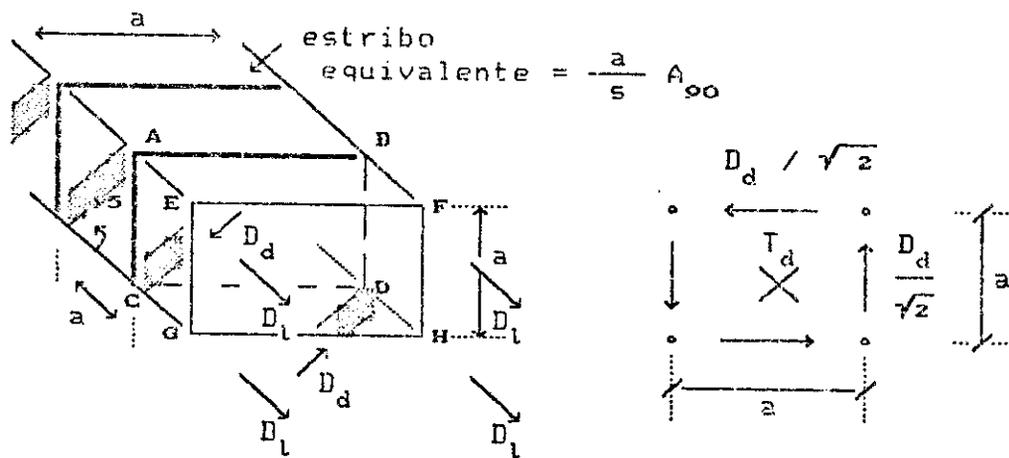
No caso de torção pura, têm-se as trajetórias de tensões principais, formando ângulos de 45° com o eixo da peça, podendo-se idealizar a formação de uma treliça espacial na periferia da peça (seção ideal), com diagonais comprimidas a 45° (inclinação das tensões

principais de compressão) e trações absorvidas por armaduras, decompostas em duas direcções: uma longitudinal - que seria a das costelas - e outra transversal - aquela dos estribos.



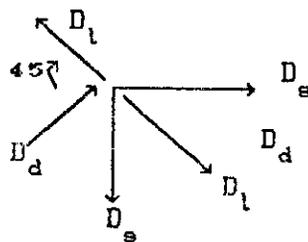
(a)- Armadura de combate à torção

(b)- Inclinação das fissuras



(c)- Treliça clássica formada no interior da peça

(d)- Componentes sobre o plano EFGH



(e)- Equilíbrio do nó A

Figura 2.13 - Treliça Clássica

A figura 2.13.c representa a interseção, pelo plano EFGH, da treliça espacial gerada no interior da peça, com diagonais comprimidas a 45° e tração resistida pelos estribos e barras longitudinais dispostas nos quatro vértices do eixo médio do núcleo. Nesta figura, D_d é a resultante das tensões de compressão no concreto; D_l e D_s são as resultantes das tensões de tração na barra longitudinal e no estribo.

Devido ao equilíbrio entre os esforços internos e externos no plano da fig. 2.13.d, tem-se:

$$2 \frac{D_d}{\sqrt{2}} a = T_d$$

ou seja:

$$D_d = \frac{T_d \sqrt{2}}{2 a}$$

A área correspondente à seção transversal da diagonal comprimida será:

$$A_d = t a / \sqrt{2}$$

A tensão na diagonal comprimida é conhecida da seguinte forma:

$$\sigma_{td} = \frac{D_d}{A_d}$$

obtendo-se:

$$\sigma_{td} = \frac{T_d}{a^2 t}$$

Ao se tomar a 1ª fórmula de Bredt (F2.86) e fazer $A_e = a^2$, tem-se a tensão de compressão gerada pela torção, na diagonal por ela comprimida, cujo valor de cálculo é dado por:

$$\sigma_{td} = \frac{T_d}{A_e t} = 2 \tau_{td} \dots \dots \dots (F2.87)$$

onde:

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2 A_e t} \dots \dots \dots (F2.88)$$

Da condição de equilíbrio estático $\Sigma F_x = 0$,
obtem-se:

$$4 D_l = 4 \frac{D_d}{\sqrt{2}}$$

ou seja:

$$4 A_1 \sigma_{sl} = 4 \frac{T_d}{2a}$$

que dá:

$$A_1 = \frac{T_d}{2 a \sigma_{sl}}$$

Como a armadura longitudinal $A_{sl} = 4 A_1$, a
tensão nesta será dada por:

$$\sigma_{sl} = \frac{2 T_d}{a A_{sl}} \dots \dots \dots (F2.89)$$

Substituindo-se a armadura concentrada A_{sl} por
uma armadura distribuída em todo o perímetro $u = 4a$ do
eixo médio que delimita a área A_e , conclui-se que a taxa
da armadura longitudinal por comprimento do eixo médio da
seção vazada será dada por:

$$\frac{A_{sl}}{u} = \frac{A_{sl}}{4 a}$$

A tensão na armadura longitudinal por unidade de
comprimento do perímetro, substituindo-se a relação acima
em (F2.89), será fornecida por:

$$\sigma_{sl} = \frac{T_d}{2 A_e} \frac{u}{A_{sl}} \dots \dots \dots (F2.90)$$

Pelo equilíbrio do nó A (fig. 2.13.e), obtem-se
o esforço no estribo, ou seja:

$$D_s = \frac{D_d}{\sqrt{2}} \dots \dots \dots (F2.91)$$

A área do estribo equivalente é calculada
conforme fig. 2.13.c. Obtem-se assim, a tensão no estribo
equivalente:

$$\frac{\bar{a}}{s} A_{90} \sigma_{st} = D_e ,$$

ou ainda:

$$\sigma_{st} = \frac{T_d}{2 A_e} \frac{s}{A_{90}} \dots \dots \dots (F2.92)$$

2.6.3 - Seção Retangular Ideal

Para os cálculos referentes à torção, trabalha-se com seções como se fossem vazadas, isto é, despezando-se a função resistente de seu núcleo.

Sendo b_v e h os lados do retângulo, com $b_v \leq h$, e b_s e h_s as distâncias entre os eixos das barras da armação longitudinal nos quatro vértices do retângulo, medidas paralelamente aos lados b_v e h , respectivamente, e ainda com as notações da fig. 2.14, a seção ideal de cálculo é obtida como se segue:

$$t \leq \frac{b_t}{6}, \text{ sendo } b_t \text{ o menor lado do retângulo e } h_t \text{ o maior; ou}$$

$$t \leq \frac{b_s}{5} \text{ onde } b_s \text{ é a distância entre os eixos das barras de canto, medida no menor lado da seção; } h_s \text{ é definido de maneira análoga.}$$

A seção vazada equivalente será:

$$\text{-para } \frac{b_s}{5} \geq \frac{b_t}{6} : A_e = \frac{5}{6} b_t (h_t - \frac{b_t}{6}); \quad t = \frac{b_t}{6} \dots (F2.93)$$

$$\text{-para } \frac{b_s}{5} < \frac{b_t}{6} : A_e = b_s h_s; \quad t = \frac{b_s}{5} \dots \dots \dots (F2.94)$$

O valor de b_s e de h_s é conhecido da seguinte forma:

$$b_s = b_t - e_t \dots \dots \dots (F2.95)$$

$$h_s = h_t - e_t \dots \dots \dots (F2.96)$$

$$e_t = 2(\text{recobrimento} + \phi_t + \phi_t / 2) \dots \dots \dots (F2.97)$$

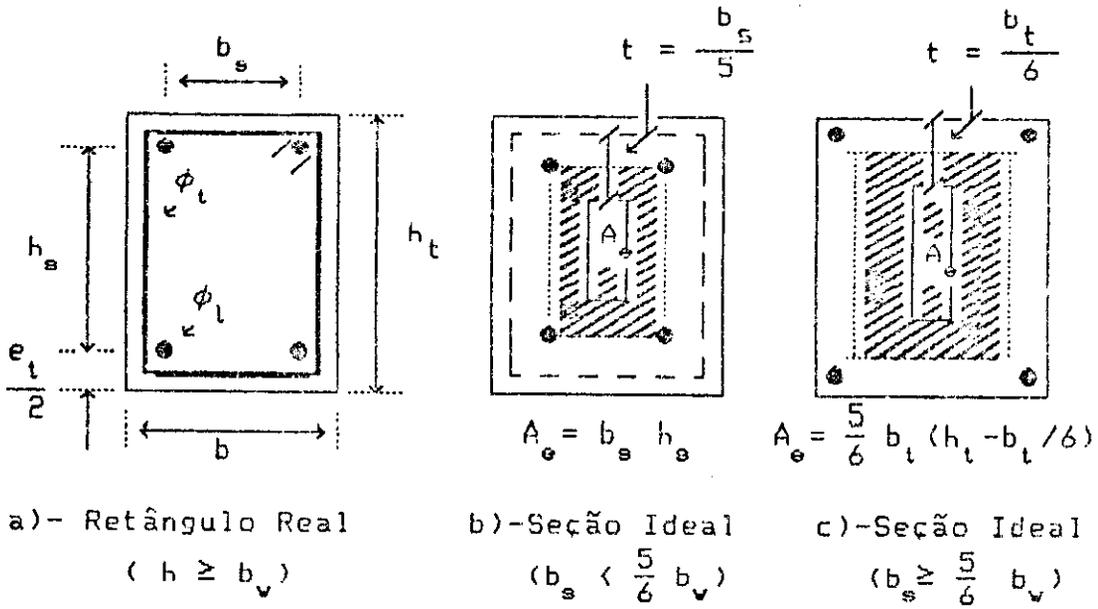


Figura 2.14 - Seção Ideal de Cálculo à Torção

2.6.4 - Verificação do Concreto na Torção Pura

A verificação do concreto é feita limitando-se a tensão tangencial oriunda da torção (τ_{td}) a valores não maiores que τ_{tu} (valor último da tensão tangencial), ou seja :

$$\tau_{td} \leq \tau_{tu} \dots \dots \dots (F2.98)$$

onde :

τ_{td} é calculado conforme (F2.88)

e

$$\tau_{tu} = 0.22 f_{cd} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2, \text{ no caso de armaduras paralelas e normais ao eixo das peças.}$$

2.6.5 - Dimensionamento da Armadura devida à Torção Pura

A determinação das seções da armadura é feita através das equações dadas no parágrafo 2.6.2, obtendo-se a segurança exigida limitando-se a tensão no aço, ou seja:

$$\sigma_{st} = \sigma_{sl} = f_{yd} \leq 4530 \text{ kgf/cm}^2 \dots \dots \dots (F2.99)$$

a)-A armadura longitudinal é obtida,

considerando-se (F2.90), ou seja:

$$\frac{A_{sl}}{u} = \frac{T_d}{2 A_e f_{yd}} \dots\dots\dots (F2.100)$$

b)-A armadura correspondente aos estribos verticais é obtida conforme (F2.92), ou seja :

$$\frac{A_{so}}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{yd}} \dots\dots\dots (F2.101)$$

O limite superior da solicitação de torção é fixado com o limite da tensão tangencial de torção, conforme o item 2.6.4.

2.6.6 - Dimensionamento no Caso de Torção Combinada com Outros Esforços

No caso de Torção combinada com outros esforços, os resultados de ensaios permitem o seguinte dimensionamento simplificado: o valor da armadura necessária é calculado separadamente para a torção simples e para o cortante ou fletor, somando-se os resultados. Obtem-se assim um certo "excesso" de segurança como, por exemplo, armadura longitudinal de tração (devida à torção) na zona comprimida (pela flexão).

A segurança contra o esmagamento das bielas comprimidas que se formam no concreto é obtida pela limitação da soma das tensões tangenciais devidas à força cortante e à torção.

As armaduras (longitudinal e transversal) são determinadas separadamente para as solicitações isoladas: fletor; cortante e torçor e depois superpostas. Tendo em vista que o caso de carga para cortante máximo não corresponde, via de regra, ao de torçor máximo ou fletor máximo, os valores da armadura não podem, por isso, ser adicionados para os valores máximos, mas devem ser

somados os valores da armadura relativos às solicitações correspondentes aos mesmos casos de carregamento. Tem-se então:

Armadura de cisalhamento referente ao torçor máximo com a armadura para o cortante correspondente;

Armadura longitudinal para o valor determinante de fletor com armadura longitudinal para o torçor correspondente;

Armadura para o máximo cortante com a armadura de cisalhamento para o torçor correspondente.

No dimensionamento dos estribos pode-se adotar, se for o caso, a redução do cortante nas proximidades dos apoios, para a parcela relativa à força cortante; o momento torçor, no entanto, deve ser sempre totalmente absorvido.

A verificação do não esmagamento do concreto prescrito pela NBR-6118 é o da observância da condição (F2.95), com relação ao esquema da fig. 2.15, isto indicando que o ponto de coordenadas (τ_{vd}, τ_{td}) se situa sob a reta de interação (característica do esgotamento de resistência do concreto):

$$\frac{\tau_{vd}}{\tau_{vu}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} \leq 1 \dots\dots\dots(F2.102)$$

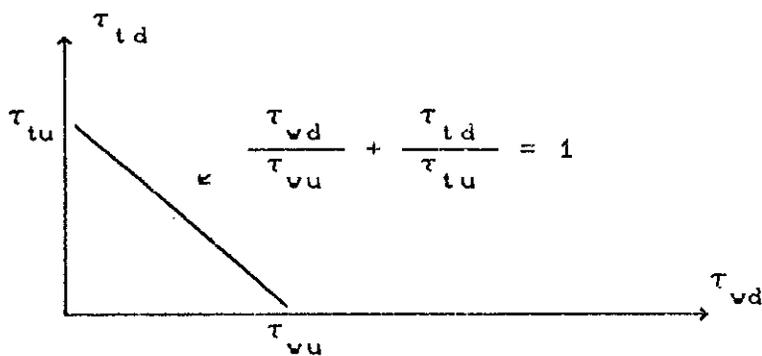


Figura 2.15 - Reta de Interação para verificação do não Esmagamento do Concreto (atuação de $T_d + V_d$)

2.7 - ARMADURA DE SUSPENSÃO

Ao se ligar uma viga de concreto armado com outra, a reação da viga que é considerada apoiada sobre a segunda é distribuída ao longo da altura desta. Esse mecanismo de transferência de ações é também chamado de apoio indireto.

A NBR-6118, no item 6.3.6 - Armadura de Suspensão - diz: "Nas proximidades das cargas concentradas transmitidas à peça em estudo por vigas que nelas se apoiem lateralmente ou fiquem nelas penduradas, deverá ser colocada uma armadura adequada de suspensão".

Esta armadura de suspensão, preferencialmente constituída por estribos, tem a finalidade de redistribuir na zona comprimida da viga que serve de apoio (Viga A) a ação da viga apoiada (Viga C). A figura 2.16 mostra a analogia de treliça, onde a Viga C, apoiada indiretamente no ponto A, deve ser ligada à viga A por meio de uma armadura de suspensão, calculada para a força H_c .

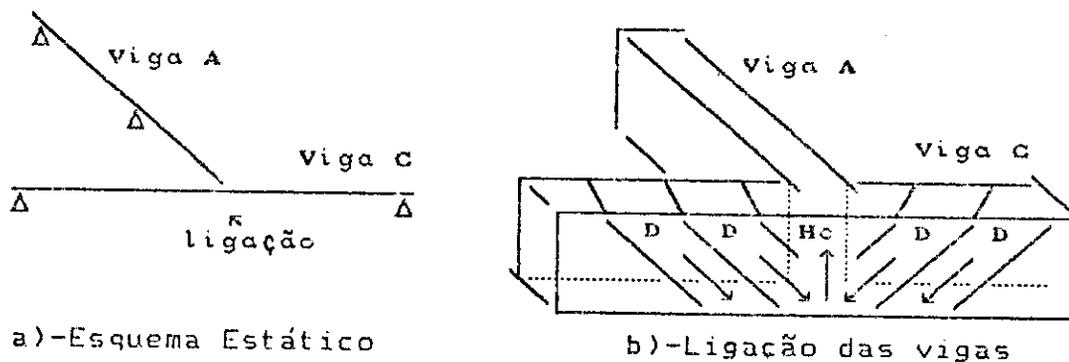


Fig 2.16 - Apoio Indireto

Na região de cruzamento entre as vigas, não há necessidade de armadura de cisalhamento adicional, o que resulta da analogia de treliça. A armadura de suspensão não pode ser, entretanto, inferior à armadura de cisalhamento necessária.

O dimensionamento da armadura de suspensão ($A_{s,sus}$) é feito no estado limite último para a reação da Viga C (R_d), sendo que, o seu valor e sua distribuição

são determinados segundo o tipo de ligação entre as vigas. Para melhor entendimento, dividiu-se o problema em três grupos de ligações, que são:

a)-Primeiro Grupo de Ligações:

Neste caso, considera-se que a face inferior da viga apoiada (Viga C) esteja acima ou no mesmo plano da face inferior da viga que serve de apoio (Viga A).

A armadura de suspensão é dada por:

$$A_{e,sus} = \frac{D_c}{D_A} \frac{R_d}{f_{yd}} \dots\dots\dots(F2.103)$$

com : $f_{yd} \leq 4350 \text{ Kgf/cm}^2$,

onde, conforme figuras 2.17 e 2.18, D_c e D_A são:

D_c = distância da face superior da viga de apoio (Viga A) até a face inferior da viga apoiada (Viga C) ;

D_A = Altura da viga de apoio (Viga A) ;

Para a relação $\frac{D_c}{D_A} = 1$, verificam-se as ligações entre vigas apresentadas na figura 2.17.

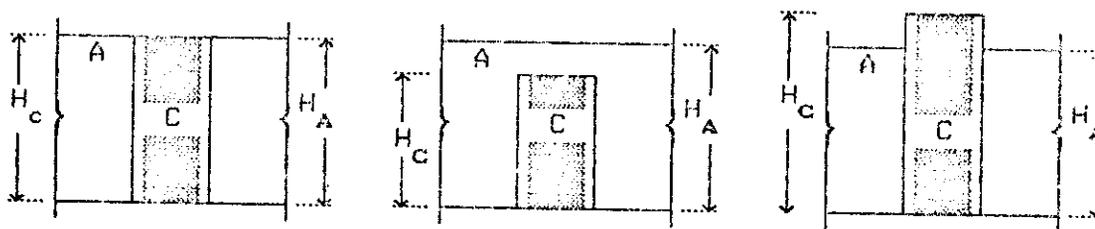


Fig 2.17 - Ligações entre vigas para $D_c / D_A = 1$.

Já para a relação $\frac{D_c}{D_A} < 1$, verificam-se as ligações apresentadas na figura 2.18.

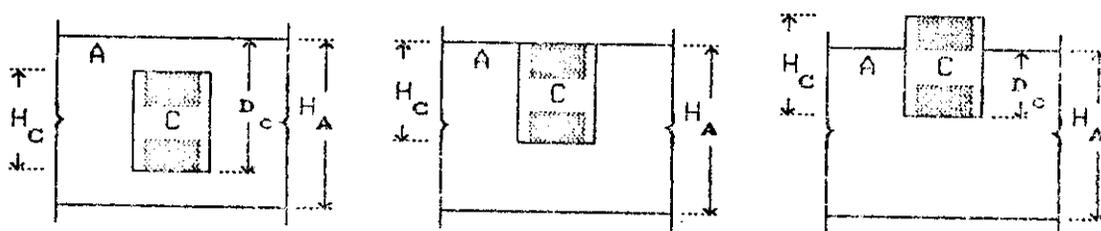


Fig 2.18 - Ligações entre vigas para $D_c / D_A < 1$.

Para estes tipos de ligações tem-se a possibilidade das distribuições de armaduras apresentadas nas figuras 2.19 e 2.20.

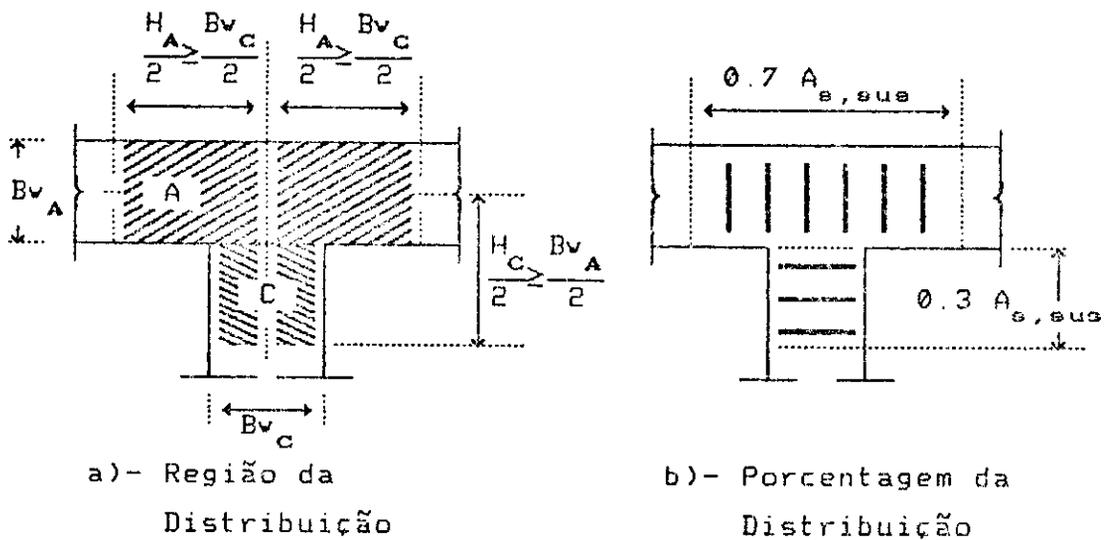


Fig. 2.19 - Apoio de Extremidade

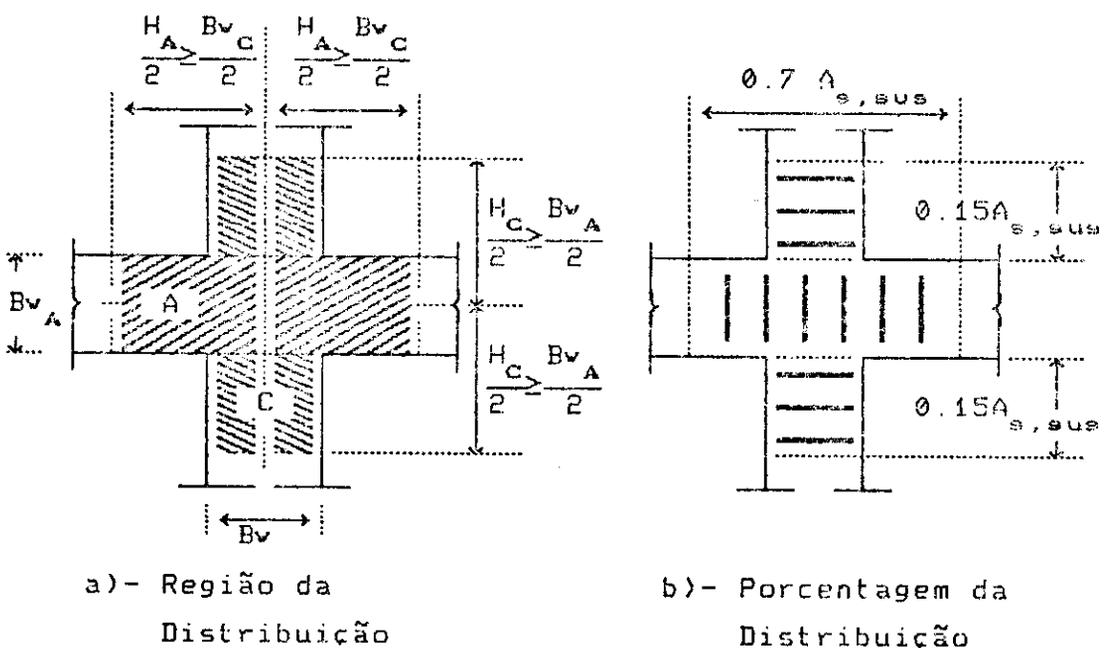


Fig. 2.20 - Apoio Intermediário

b)- Segundo Grupo de Ligações:

Quando a face inferior da viga apoiada (Viga C) estiver abaixo da face inferior da viga suporte (Viga A),

a armadura de suspensão será:

$$A_{s,sus_C} = \frac{R_d}{f_{yd}}$$

e

$$A_{s,sus_A} = 0.5 \frac{R_d}{f_{yd}} \dots \dots \dots (F2.104)$$

com:

$$f_{yd} \leq 4350 \text{ kgf/cm}^2$$

Este tipo de ligação é apresentado na figura 2.21.a, sendo que a distribuição da armadura é efetuada conforme apresentado nas figuras 2.21.b e 2.21.c.

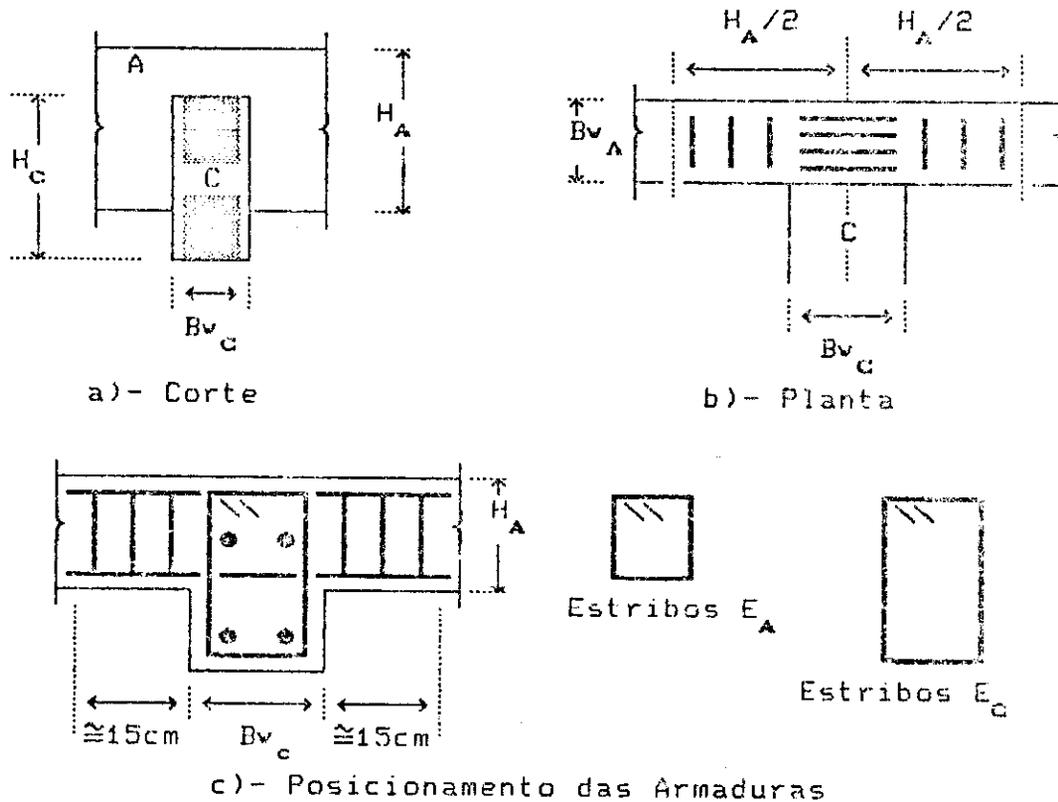


Fig 2.21 - Viga Apoiada (C) em Nível inferior da Viga de Apoio (A)

c)- Terceiro Grupo de Ligações:

Quando a viga suporte é uma viga em balanço (Viga A nas figuras 2.22.a e 2.22.b), a carga que chega em baixo, aplicada pelas bielas de compressão, deve ser

introduzida na Viga A, por um tirante para distribuir a carga no seu banzo comprimido.

O cálculo da armadura de suspensão necessária é o mesmo efetuado conforme o tipo de ligação apresentada nos casos anteriores, alterando-se, entretanto, distribuição recomendável das armaduras, que é mostrada na região hachureada da figura 2.23.a, com as porcentagens de armadura da figura 2.23.b.

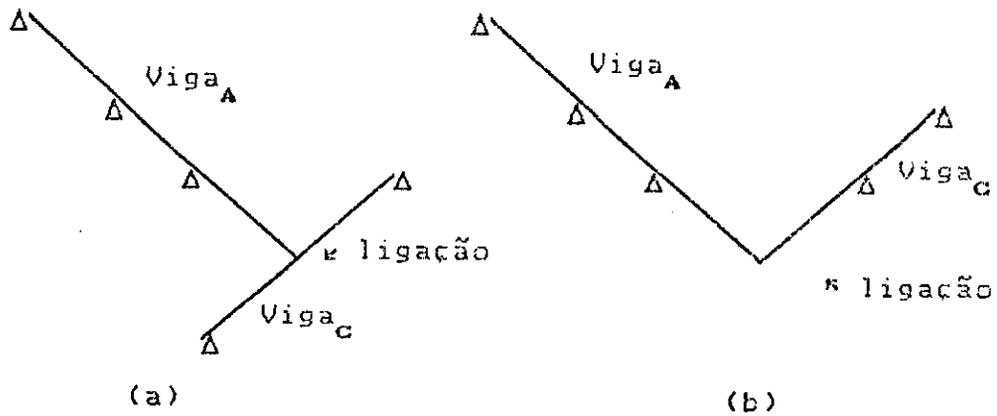
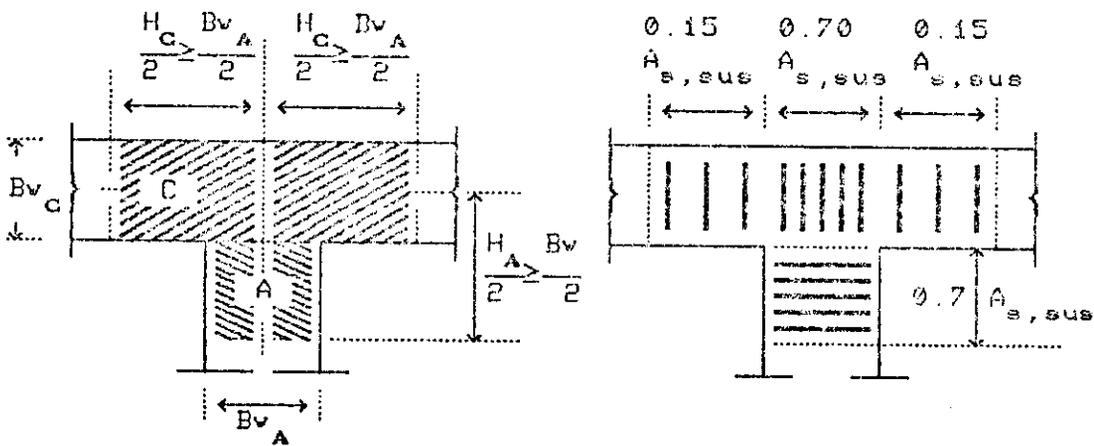


Fig. 2.22 - Esquemas Estáticos



a)-Região de distribuição b)-Porcentagem de Armadura

Fig 2.23 - Viga Suporte (A) em Balanço.

CAPÍTULO III

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES DE VIGAS DE PAVIMENTO TIPO DE EDIFÍCIO

3.1 - INTRODUÇÃO

O projeto estrutural tem seu início na concepção da estrutura, onde se analisa a viabilidade da mesma concebida quanto à sua forma e comportamento estrutural. O pré-dimensionamento segue à concepção da estrutura e, nesta fase, estimam-se os carregamentos principais e os esforços em algumas seções de cada um dos elementos estruturais, de tal modo que se possam caracterizá-los (posição, dimensões principais, etc). Define-se assim o ante-projeto que possibilita o desenvolvimento do projeto final.

Pretende-se com este trabalho contribuir para o estudo do pré-dimensionamento de pisos de edifícios de concreto armado, considerando-se elementos lineares independentes ou levando-se em conta o efeito grelha.

Para definição dos elementos estruturais foi desenvolvido um programa em linguagem PASCAL, onde as vigas do pavimento tipo de um edifício, considerado como grelha, são calculadas e pré-dimensionadas de forma iterativa, ou seja:

-A partir das dimensões iniciais das seções, determinam-se os esforços solicitantes na estrutura;

-Com estes esforços, calculam-se novas dimensões para as seções das vigas, visando a um melhor

aproveitamento do material concreto armado;

-Para tais seções, recalculam-se os esforços na estrutura e assim sucessivamente.

Em cada iteração são arquivados os dados mais característicos das vigas (geometria, esforços, domínios, posição da linha neutra, tensões no concreto, volumes, etc).

O programa desenvolvido utiliza uma técnica de segmentação, sendo composto por duas unidades de processamento. A sua estrutura de funcionamento pode ser entendida a partir do organograma da figura 1.

A primeira unidade é utilizada para análise da grelha, via processo dos deslocamentos, gerando arquivos temporários de esforços e deslocamentos.

A segunda unidade é utilizada para a compatibilização de esforços com seções das vigas, propondo novas seções e alterando automaticamente o arquivo de dados da grelha.

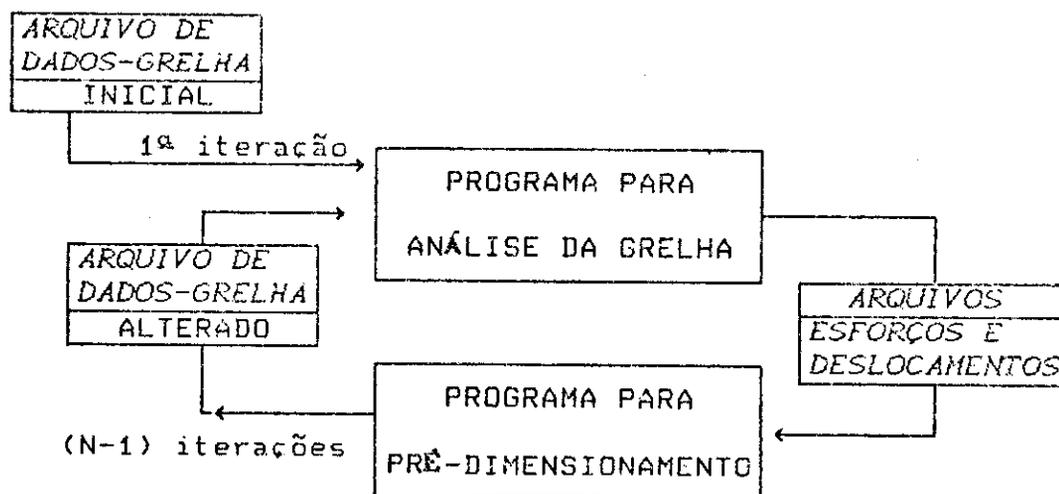


Figura 3.1 - Organização do Programa para Pré-dimensionamento

Entre outros recursos oferecidos pelo programa, tem-se a apresentação de diagramas, linhas elásticas, posição de linha neutra nas seções, tensões no concreto, além da comunicação com os diversos arquivos das iterações, proporcionando assim elementos que permitam, caso se deseje, a intervenção do usuário na definição da

geometria de seções a ser definida ou em qualquer outro parâmetro que se deseje fixar.

3.2 - ESFORÇOS SOLICITANTES

O cálculo da distribuição dos esforços solicitantes em um piso de edifício é feito aqui, considerando-se que tal estrutura funcione como grelha.

Para esta análise, definiu-se um modelo formado por barras e nós, solicitados pelos carregamentos a serem considerados. Como comentado, emprega-se a técnica de segmentação de programas, sendo que uma das unidades é destinada à análise de grelhas planas. Esta unidade determina, para cada carregamento existente, os esforços em extremidades de barras (momentos fletores, esforços cortantes, momentos torçores), gerando arquivos temporários.

A outra unidade do programa de Pré-Dimensionamento lê os esforços contidos nos arquivos acima citados e os carregamentos contidos no arquivo de dados da grelha, majorando-os pelos seus respectivos coeficientes de majoração (γ_f). A partir daí são calculados, para cada carregamento, os esforços em pontos intermediários das barras da grelha. Determinam-se, então, para cada viga (compostas por barras da grelha), os máximos esforços solicitantes (M_d , V_d , T_d) dentre todos os carregamentos existentes.

Cabe salientar que este procedimento será repetido quantas vezes forem o número de iterações efetuadas, uma vez que, alteradas as seções de barras de grelhas, tem-se, geralmente, a alteração de esforços.

3.3 - REDIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DAS VIGAS

A metodologia adotada para o redimensionamento das seções de vigas está baseada na compatibilização de esforços com suas respectivas seções, podendo ocorrer que

algumas destas seções estejam com valor inicial mal escolhido, ou seja, vigas absorvendo grandes ou pequenos esforços relativamente às suas seções, havendo portanto, um mal aproveitamento do material (concreto e aço).

Prevendo-se uma alteração na geometria destas seções e analisando-se projetos de edifícios, conclui-se que as larguras (b_w) das peças estão geralmente vinculadas a larguras de paredes ou a outras variantes que possibilitam um pequeno campo para a variação desse parâmetro quando comparadas às respectivas alturas (h). Por outro lado, o cálculo dos esforços e o dimensionamento são funções da inércia da seção, ou seja, são funções da largura (b_v) e do cubo da altura (h), exigindo portanto, uma maior variação da largura (b_v) do que da altura (h) para a obtenção de mesmo resultado. Assim, o redimensionamento das seções previsto para este programa é feito, modificando-se apenas a altura (h) da peça.

Como ponto de partida, considera-se que todas as vigas de grelhas foram pré-dimensionadas, pelo menos relativamente à fixação das larguras que devem obedecer às restrições de projeto já comentadas acima.

Uma vez estabelecida esta concepção inicial de projeto, compatibilizando-se esforços solicitantes com suas respectivas seções, são propostas novas concepções, no caso, novas alturas (h).

Adotam-se, então, parâmetros que são indicativos desta nova concepção. Para tanto, devem ser calculadas:

a)- Uma altura útil (d_{flex}) para se obter uma posição de linha neutra na seção nas proximidades do limite entre os domínios 3 e 4 ;

b)- Uma altura útil (d_{eco}), caso se deseje, que se torne mínima a relação entre o custo do concreto mais formas e o custo do aço.

c)- Uma altura útil (d_{cis}) para que se garanta um valor mínimo nos casos em que não sejam satisfeitas as verificações de tensões no concreto, devido aos esforços

cisalhantes.

Sendo mudada a geometria da seção de determinada viga, uma provável variação na distribuição dos esforços em relação àqueles iniciais é obtida, pois a distribuição dos esforços está relacionada com as seções adotadas. Assim, para cada alteração feita na geometria das seções, recalculam-se os esforços e redimensionam-se as seções, isto de forma iterativa, até que se encontrem as geometrias das seções de grelhas que sejam compatíveis (possíveis de serem armadas pelos programas que analisam a estrutura) e onde se verifique um melhor aproveitamento do material.

O valor da nova altura a ser fixada para a seção (H_{ut}) é função das três alturas úteis acima citadas, acrescida de d' , ou seja:

$$H_{ut} \geq \begin{cases} d_{cis} + d' \\ d_{flex} + d' \end{cases} \quad \text{ou} \quad H_{ut} \geq \begin{cases} d_{cis} + d' \\ d_{eco} + d' \end{cases}$$

A variação da altura (H_{ut}), quando necessária, de uma para outra iteração, é estipulada de no mínimo 5 cm. Assim, o novo valor da altura (H_{ut}) das seções será sempre tomado como o próximo múltiplo de 5 acima da altura calculada.

Cabe ressaltar que o valor de d' foi fixado em 3 cm, supondo-se sempre uma camada de armadura longitudinal. Isto devido ao fato de a viga ser redimensionada apenas para o ponto de máximo esforço, não se considerando as demais seções de seus tramos, além do "dente" de 5 cm imposto para a variação de alturas, não se justificando valores elevados para este parâmetro.

3.3.1 - Cálculo da altura útil para a flexão

Se um dimensionamento é feito com a linha neutra da seção posicionando-se no limite entre os domínios 3 e 4, a armadura resultante será econômica. Esta afirmação nem sempre exprime exatidão, mas ou corresponde ao

dimensionamento econômico, ou se aproxima dele. Assim, o que se pretende é obter seções com a linha neutra se posicionando nas proximidades do limite entre os domínios 3 e 4.

A partir do maior momento fletor solicitante encontrado numa viga de altura conhecida, determinam-se a distribuição das deformações na seção inicial referente a este momento e, conseqüentemente, a posição da linha neutra.

Caso a posição da linha neutra assim determinada não seja a recomendada, obtem-se uma nova seção que seja normalmente armada e com a posição da linha neutra se localizando nas proximidades do limite entre os domínios 3 e 4, ou seja, diminuição da altura da peça, quando a linha neutra se situar nos domínios 2 e 3, ou aumento da altura, quando a linha neutra se situar no domínio 4.

Podariam ter sido adotados diferentes procedimentos para a obtenção desta nova seção. Devido à escassez de bibliografia sobre o assunto e diante da necessidade de um cálculo expedito, que produzisse resultados relativamente satisfatórios é que se adotou o procedimento abaixo descrito, denominado FAIXAS. A fig. 3.2 indica os limites das faixas e a operação na altura útil da seção para todas as possíveis distribuições de deformações na seção.

O valor da nova altura útil (d_{flex}) será determinado, esbalecendo-se uma posição relativa de linha neutra ($k_{x_{cal}}$), conforme a faixa onde se encontra a linha neutra relativa da seção inicial (k_x). A tabela 1 mostra os limites das faixas e a nova posição relativa da linha neutra ($k_{x_{cal}}$) para o cálculo da nova altura útil da seção, além da operação na altura útil da seção.

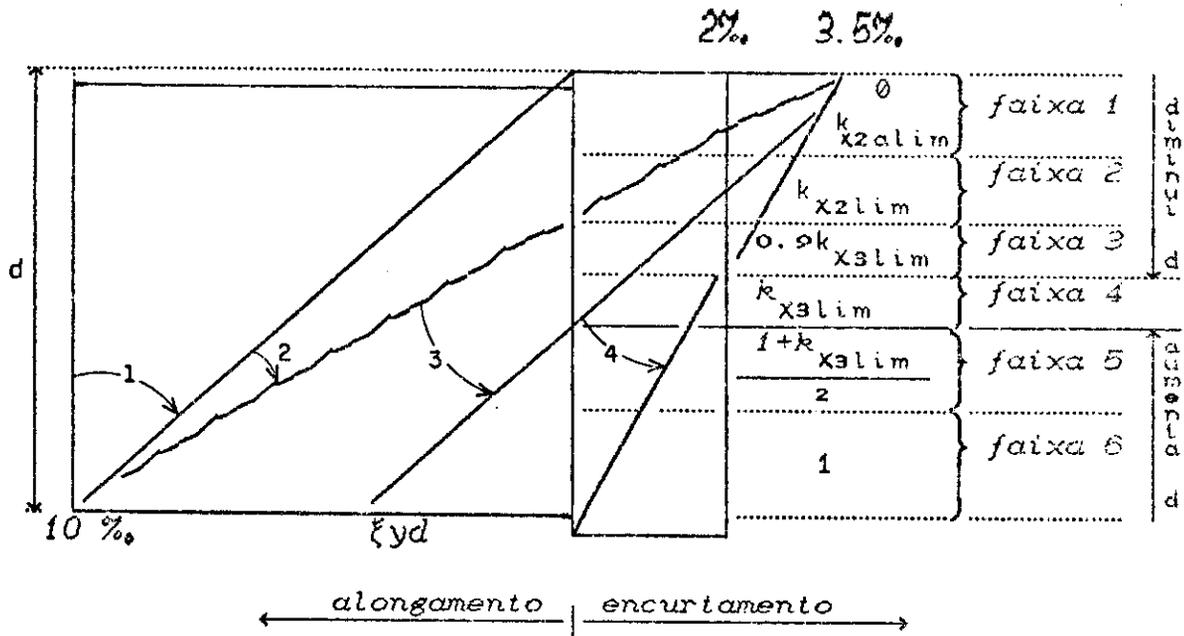


Figura 3.2 - Domínios e Faixas

Tabela 1 - Faixas e Valores de Cálculo

faixa	limites da faixa	domínio	k_{xcal}	d_{flex}
1	$0 \leq k_x < k_{x2alim}$	sub 2a	$\frac{k_{x2lim} + k_{x3lim}}{2}$	diminui
2	$k_{x2alim} \leq k_x < k_{x2lim}$	sub 2b	$0.9 k_{x3lim}$	diminui
3	$k_{x2lim} \leq k_x < 0.9 k_{x3lim}$	parte do 3	k_{x3lim}	diminui
4	$0.9 k_{x3lim} \leq k_x \leq k_{x3lim}$	parte do 4	k_x	não muda
5	$k_{x3lim} \leq k_x < \frac{1+k_{x3lim}}{2}$	parte do 4	k_{x3lim}	aumenta
6	$\frac{1+k_{x3lim}}{2} \leq k_x < 1$	parte do 4	$\frac{k_x + k_{x3lim}}{2}$	aumenta

Portanto, conhecido k_{xcal} , o valor da nova altura útil referente a flexão é determinado a partir de (F2.27) e tomando-se $k_x = k_{xcal}$, ou seja:

$$d_{flex} = \sqrt{\frac{M_d}{0.68 f_{cd} b_v k_{xcal} (1 - 0.4 k_{xcal})}}$$

Os aumentos ou diminuições na altura útil da

seção são função da análise do posicionamento da linha neutra inicial. Se tais aumentos ou diminuições tiverem magnitude excessiva, diante das várias interações de vigas com vigas, poder-se-á obter a troca de domínios extremos, do domínio 2 para o domínio 4 ou vice-versa, de uma para outra iteração. Por outro lado, se os aumentos e diminuições forem feitos de forma linear - calculando-se k_{xcal} como média da linha neutra relativa inicial (k_x) e a linha neutra relativa referente ao limite entre os domínios 3 e 4 (k_{x3lim}), $k_{xcal} = (k_x + k_{x3lim})/2$ - ter-se-á, geralmente, a necessidade de um maior número de iterações, além do que, haverá o risco de uma seção se estabilizar em um ponto desinteressante, principalmente quando k_x se aproximar de k_{x3lim} , devido ao "dente" de 5 cm estipulado para a variação da nova altura da peça.

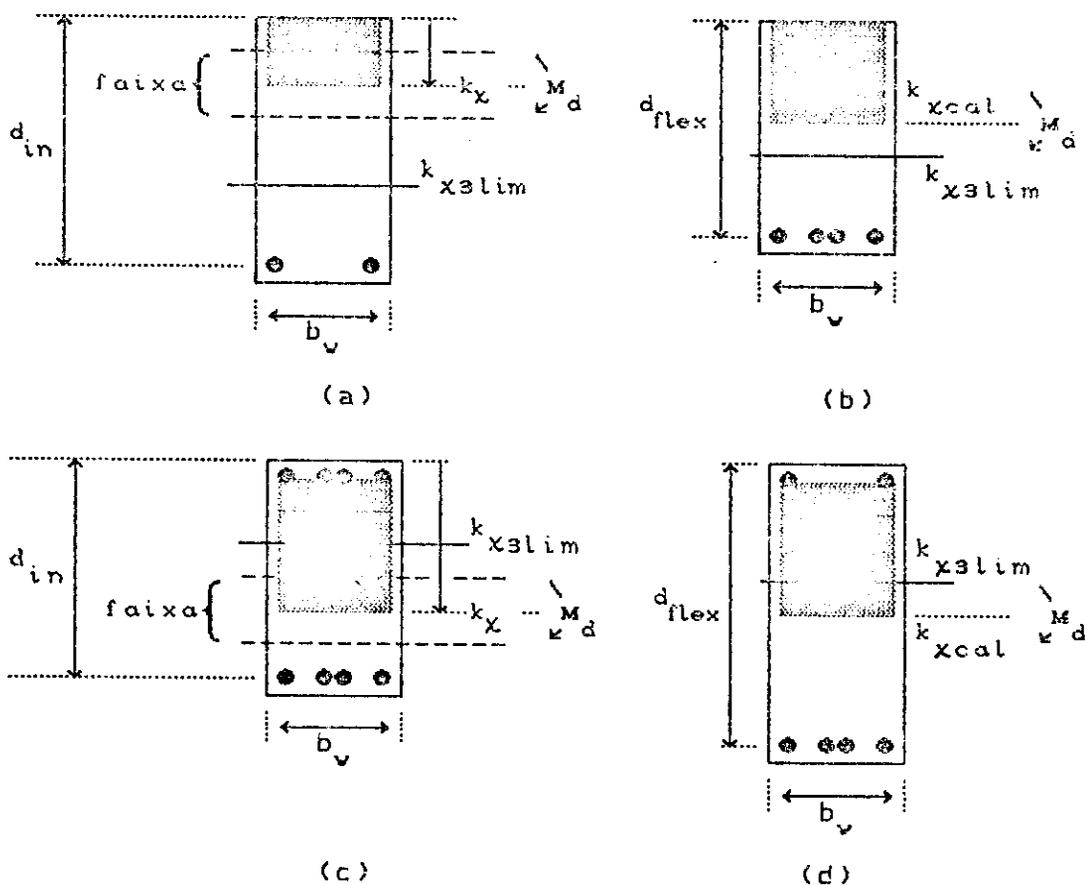


Fig. 3.3 - Alteração na altura da seção

No procedimento adotado, conhecida a posição da linha neutra inicial e conseqüentemente a faixa, a

alteração da seção da peça será feita de tal maneira que se obtenha uma nova seção com a sua linha neutra se posicionando dentro de uma faixa superior - nos casos da seção inicial pertencente ao domínio 2 ou 3 (fig. 3.3.a), resultando em uma diminuição da altura (fig. 3.3.b) - ou dentro de uma faixa inferior - nos casos da seção inicial pertencente ao domínio 4 (fig. 3.3.c), resultando em um aumento da altura (fig. 3.3.d). Garante-se desta forma que exista, quando for o caso, a alteração da seção, sem o inconveniente da majoração excessiva da altura comentada acima.

Assim, alteram-se as seções das vigas de grelhas para cada iteração, até que haja uma estabilização. Tais alterações, se feitas em pequenos saltos (faixas) possibilitam uma melhor acomodação em termos de esforços e compatibilização dos esforços com seções em toda a estrutura. Prevê-se, quando da estabilização das alturas das vigas (final do pré-dimensionamento), que as seções estejam com suas linhas neutras, se posicionando na faixa 4 (considerada ótima e onde não mais se alteram d_{flex}) ou nas proximidades dessa faixa, exceção feita a:

- Vigas cuja variação de alturas tenham sido fixadas pela limitação de tensões no concreto (cisalhamento);

- Vigas cujo programa tenha feito restrições ao aumento de sua altura (previsão de armadura dupla) conforme item 3.3.4;

- Vigas cujo momento fletor seja relativamente pequeno para superar o "dente" mínimo de 5 cm previsto para o aumento da altura da seção de uma para outra iteração. Nestes casos a alteração da altura provoca, geralmente, a troca de domínios.

3.3.2 - Cálculo da Altura Útil Econômica

Conhecidos o máximo momento fletor solicitante e a largura (b_v) de uma seção, pode-se, através de uma

relação de custos de materiais, determinar uma altura útil que seja, pelo menos na seção referente àquele momento, econômica, como demonstrado no Capítulo 2, item 2.4.6.

Sabendo-se que p_c é o preço por m^3 do concreto simples, incluindo formas, e que p_s é o preço por kg de aço, pode-se calcular p através da relação (F2.36) já mostrada no capítulo 2, onde:

$$p = \frac{7850 p_s}{p_c}$$

De posse do valor de p , determina-se, pela relação (F2.49), uma posição relativa da linha neutra que seja econômica, ou seja:

$$k_{\chi_{eco}} = \frac{\alpha}{0.8 (\alpha + p)}, \text{ válida para } k_{\chi_{eco}} \leq k_{\chi_{lim}}$$

O valor da nova altura útil econômica (d_{eco}) é conhecido, tomando-se (F2.27) e fazendo-se $k_{\chi} = k_{\chi_{eco}}$, onde:

$$d_{eco} = \sqrt{\frac{M_d}{0.68 f_c d b_v k_{\chi_{eco}} (1 - 0.4 k_{\chi_{eco}})}}$$

Vale ressaltar que para o programa de Pré-Dimensionamento só serão calculadas as alturas úteis econômicas nos casos em que os valores de p_c e de p_s forem diferentes de zero, ou ainda quando estes preços produzirem um $k_{\chi_{eco}} \leq k_{\chi_{lim}}$.

Note-se que para o cálculo da nova altura útil econômica (d_{eco}) não foram adotadas as FAIXAS. Os novos valores serão calculados sempre se considerando $k_{\chi_{eco}}$, pois para o cálculo desta nova altura útil econômica é necessário que as relações de custos dos materiais levem a uma posição de linha neutra relativa ($k_{\chi_{eco}}$) pertencente ou ao domínio 2 ou ao domínio 3. Assim, neste trabalho, foi dada maior ênfase à determinação das novas alturas (h) das seções, levando em conta sempre $k_{\chi_{lim}}$, já descrito no item 3.3.1.

Além disto os valores econômicos de um $k_{x_{eco}}$ (podendo ser $k_{x_{atim}}$) vistos para a determinação da altura útil (d_{eco}) têm valor relativo. Isto porque:

a)- O problema é complexo, envolvendo muitas variáveis, tendo portanto o esquema proposto apenas um caráter indicativo;

b)- O conhecimento prático de que as formas são feitas com tábuas de 30 cm e sarrafos de 5, 10 ou 15 cm vale mais que o apego a valores resultantes de um k_x teórico;

É necessário ainda comentar, como já visto, que o redimensionamento da altura útil (d) da seção é feito, levando-se em consideração o máximo momento fletor solicitante de vigas. Seria, então, de maior interesse saber: qual a posição da linha neutra que seria econômica quando se analisa todas as seções de vigas; em quais seções se deveria trabalhar com armadura simples e em quais se deveria trabalhar com armadura dupla; ou ainda: até que ponto se armaria com armadura simples, ou a partir de que ponto se tornaria a armadura dupla mais vantajosa. Ter-se-ia, então, a otimização da viga em questão.

De qualquer forma, quando empregadas as relações acima citadas e estas levarem a uma posição relativa de linha neutra dentro dos limites impostos para sua utilização, o pré-dimensionamento será função da altura útil econômica (d_{eco}). Pode-se adiantar que as alturas de vigas ao final das iterações, geralmente, terão um maior valor, se comparadas, quando foi desprezado o cálculo de d_{eco} . Este fato é de se esperar, uma vez que, as alturas úteis econômicas (d_{eco}) serão no mínimo iguais às alturas úteis relativas à flexão (d_{flex}), graças ao fato de k_{eco} estar situado ou no domínio 2 ou no domínio 3, conforme a relação de custos. Assim, considerando-se $k_{x_{eco}}$, as seções trabalharão com menor área comprimida, necessitando, portanto, de maior altura, relativamente àquele cálculo feito com a utilização de $k_{x_{atim}}$.

3.3.3 - Cálculo da altura útil para a Verificação do Concreto Devido a Esforços Cisalhantes

A segurança contra o esmagamento das bielas comprimidas que se formam em vigas devido aos esforços cisalhantes é obtida limitando-se as tensões no concreto a valores últimos de tensões estabelecidos pela NBR-6118.

Como a análise da estrutura é feita, considerando-se o efeito grelha, as tensões no concreto podem ser oriundas de uma das seguintes solicitações:

- Esforço cortante ;
- Torção simples ;
- Torção combinada com esforço cortante .

Verificando-se determinada seção de viga, pode ocorrer que a tensão no concreto oriunda de uma das solicitações acima citadas seja superior aos limites últimos impostos pela NBR-6118. Isto ocorrendo, existe a necessidade da alteração do material utilizado (concreto), ou ainda, da alteração da seção da viga. No caso, o programa de Pré-dimensionamento busca uma nova altura útil (d_{cis}) para a seção da viga, de tal forma que sejam satisfeitos os limites últimos de tensões no concreto.

Em face do exposto no Capítulo II, item 2.5.6, conhecido o máximo esforço cortante solicitante em uma viga, a tensão convencional de cisalhamento (τ_{vd}) é obtida a partir de (F2.72), ou seja:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b_v d}$$

Esta tensão não pode ser superior ao valor último da tensão de cisalhamento (τ_{vu}) determinada em (F2.77), ou ainda, tomando-se (F2.76), onde:

$$\tau_{vd} \leq \tau_{vu}$$

Assumindo-se o limite superior de (F2.76) e levando em consideração (F2.72) e (F2.77), encontra-se o valor mínimo da altura útil para que (F2.76) seja satisfeita,

ou seja:

$$d_{cis} = \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} \dots \dots \dots (F3.1)$$

No caso de peças sujeitas a momentos torçores, conforme exposto no Capítulo II, item 2.6.4, a tensão tangencial de torção τ_{td} não poderá ultrapassar o valor último τ_{tu} , determinada em (F2.99), onde:

$$\tau_{tu} = 0.22 f_{cd} = 0.22 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$$

Conhecido o máximo esforço de torção solicitante, o valor de cálculo da tensão tangencial de torção é determinado para uma seção vazada equivalente, de acordo com a fórmula de Bredt, descrita em (F2.88),

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2 A_e t}$$

onde os valores da parede fictícia t e da área da seção vazada equivalente A_e são função da disposição das armaduras na seção e são determinadas de acordo com o descrito no item 2.6.3 do Capítulo II.

Igualando-se a tensão tangencial τ_{td} ao valor último τ_{tu} , obtem-se:

$$\frac{T_d}{2 A_e t} = \tau_{tu} \dots \dots \dots (F3.2)$$

Como comentado, o cálculo da tensão tangencial τ_{td} é função de t e A_e que, por sua vez, dependem dos lados do retângulo que compõem a seção. Esta condição implica 2 casos distintos para cálculo da nova altura útil da seção, de tal forma que seja satisfeito (F3.2):

a)- Quando $h \geq b_v$:

Se a altura h da peça for maior ou igual a largura b_v , obtem-se:

$$b_t = b_v ;$$

$$\begin{aligned} h_t &= h ; \\ b_s &= (b_v - e_t) ; \\ h_s &= (h - e_t) \dots\dots\dots (F3.3) \end{aligned}$$

Para $b_s / 5 \geq b_t / 6$, t e A_e serão dados por:

$$t = \frac{b_t}{6} \quad \text{e} \quad A_e = \frac{5}{6} b_t (h_t - \frac{b_t}{6}) \dots\dots\dots (F3.4)$$

A tensão tangencial é obtida, substituindo-se os valores de (F3.3) e (F3.4) em (F2.88), ou seja:

$$\tau_{td} = \frac{18 T_d}{5 b_v^2 (h - b_v/6)} \dots\dots\dots (F3.5)$$

Fazendo-se $h = d + d'$, a nova altura útil para a seção é determinada de acordo com (F3.2) e (F3.5), ou seja:

$$d_{cis} = \frac{18}{5} \frac{T_d}{b_v^2 \tau_{tu}} - (d' - \frac{b_v}{6}) \dots\dots\dots (F3.6)$$

Para o caso de $b_s / 5 < b_t / 6$, consideram-se para a seção vazada os seguintes valores:

$$t = \frac{b_s}{5} \quad \text{e} \quad A_e = (b_t - e_t)(b_t - e_t) \dots\dots\dots (F3.7)$$

A tensão tangencial é obtida, substituindo-se os valores obtidos em (F3.3) e em (F3.7) na equação (F2.88),

$$\tau_{td} = \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t)^2 (h - e_t)} \dots\dots\dots (F3.8)$$

Tomando-se $h = d + d'$, a nova altura útil para a seção é determinada considerando-se (F3.2) e (F3.8), ou seja:

$$d_{cis} = \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t)^2 \tau_{tu}} - (d' - e_t) \dots\dots (F3.9)$$

b)-Quando $h < b_v$:

Ao se considerar $h < b_v$, obtem-se a nova geometria do retângulo para cálculo da seção vazada:

$$\begin{aligned} b_t &= h ; \\ h_t &= b_v ; \\ b_e &= (b_t - e_t) ; \\ h_e &= (h_t - e_t) \dots\dots\dots (F3.10) \end{aligned}$$

Considerando-se $b_e / 5 \geq b_t / 6$ e (F3.10), os valores de t e A_e serão obtidos da seguinte forma:

$$t = \frac{h}{6} \quad e \quad A_e = \frac{5}{6} h (b_v - \frac{h}{6}) \dots\dots\dots (F3.11)$$

A tensão tangencial é então determinada, observando-se (F3.11) e (F2.88), ou seja:

$$\tau_{td} = \frac{18}{5} \frac{T_d}{h^2 (b_v - \frac{h}{6})} \dots\dots\dots (F3.12)$$

Igualando-se τ_{td} a τ_{tu} , o novo valor da altura útil é decorrente da equação de terceiro grau:

$$h^3 - 6b_v h^2 + \frac{108}{5} \frac{T_d}{\tau_{tu}} = 0 \dots\dots\dots (F3.13)$$

Considerando-se, agora, $b_e / 5 < b_t / 6$ e (F3.10), obtêm-se os valores de t e A_e :

$$t = \frac{h - e_t}{5} \quad , \quad A_e = (h - e_t)(b_v - e_t) \dots\dots\dots (F3.14)$$

Tomando-se (F3.14) e (F2.88), fica determinado o valor da tensão tangencial:

$$\tau_{td} = \frac{5}{2} \frac{T_d}{(h - e_t)^2 (b_w - e_t)} \dots\dots\dots (F3.15)$$

Ao se igualar τ_{td} ao limite último τ_{tu} , o novo valor da altura útil decorre da equação de 2º grau:

$$h^2 - 2e_t h - \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t) \tau_{tu}} + e_t^2 = 0 \dots\dots (F3.16)$$

No caso de se ter momento torçor com esforço cortante combinados, conforme descrito no Capítulo II, item 2.6.6, a segurança contra o esmagamento das bielas comprimidas é obtida pela observância da condição (F2.102), com relação ao esquema da Fig 2.15. Tal fato indica que o ponto de coordenadas (τ_{vd}, τ_{td}) se situa sob a reta de interação (característica do esgotamento de resistência do concreto) ou seja:

$$\frac{\tau_{vd}}{\tau_{vu}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} \leq 1$$

Em (F2.102), as grandezas são aquelas definidas anteriormente em (F2.72), (F2.76), (F2.88) e (F2.99).

Para o cálculo da nova altura útil da seção, nos casos que envolvem torção, como comentado acima, têm-se dois equacionamentos distintos que estão em função das dimensões da seção. No caso do esforço cortante, a tensão é constante e igual a descrita em (F2.72). Assim, tem-se:

a)- Para $h \geq b_v$:

Como já descrito, a seção vazada equivalente (A_o) assim como a espessura da parede (t) são funções da armadura disposta na seção.

Para $b_o / 5 \geq b_t / 6$, a tensão referente à torção é aquela determinada em (F3.5). Substituindo-se (F2.72) e (F3.5) em (F2.102), obtem-se :

$$\frac{V_d}{b_v d \tau_{vu}} + \frac{18}{5} \frac{T_d}{b_v^2 (h - b_v / 6) \tau_{td}} \leq 1 \dots\dots (F3.17)$$

Assumindo-se o limite superior da desigualdade (F3.17) e fazendo-se $h = d + d'$, o valor mínimo da altura útil será determinado pela equação de 2º grau:

$$d^2 - B d - C = 0 \dots\dots\dots (F3.18)$$

onde:

$$B = \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} + \frac{18}{5} \frac{T_d}{b_v^2 \tau_{tu}} - \frac{6d' - b_v}{6}$$

$$C = \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} \left(\frac{6d' - b_v}{6} \right)$$

Quando $b_s / 5 < b_t / 6$, toma-se como τ_{td} o valor calculado em (F3.8). Substituindo-se (F2.72) e (F3.8) em (F2.102), obtem-se:

$$\frac{V_d}{b_v d \tau_{vu}} + \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t)^2 (h - e_t) \tau_{tu}} \leq 1 \dots\dots (F3.19)$$

De maneira análoga ao desenvolvimento anterior, assumindo-se o limite superior da desigualdade em (F3.19) e fazendo-se $h = d + d'$, o valor da nova altura útil é também determinada por uma equação de 2º grau, com a mudança de índices, ou seja:

$$d^2 - B d - C = 0 \dots\dots\dots (F3.20)$$

onde:

$$B = \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} + \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t)^2 \tau_{tu}} - (d' - e_t)$$

$$C = \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} (d' - e_t)$$

b)- Para $b_v > h$:

Considerando-se $b_v > h$, há duas possibilidades de cálculo da área da seção vazada equivalente, que redundam em duas novas equações para cálculo da seção vazada e que são:

Quando $b_s / 5 \geq b_t / 6$, τ_{td} é determinado pela

equação (F3.12). Substituindo-se (F3.12) e (F2.72) em (F2.102), obtem-se:

$$\frac{V_d}{b_v d \tau_{vu}} + \frac{18}{5} \frac{T_d}{h^2 (b_v - h/6) \tau_{tu}} \leq 1 \dots (F3.21)$$

Assumido o limite superior da desigualdade em (F3.21) e fazendo-se $d = h - d'$, o valor de uma nova altura é resultante das raízes da equação de 4º grau:

$$h^4 - A_1 h^3 + A_2 h^2 + A_3 h - A_4 = 0 \dots (F3.22)$$

onde:

$$A_1 = 6b_v + d' + \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} ;$$

$$A_2 = 6 \left[b_v d' + \frac{V_d}{\tau_{vu}} \right] ;$$

$$A_3 = \frac{108}{5} \frac{T_d}{\tau_{vu}} ;$$

$$A_4 = \frac{108}{5} \frac{T_d}{\tau_{vu}} d' ;$$

Considerando-se $b_s / 5 < b_t / 6$, a tensão tangencial referente a torção é aquela determinada em (F3.15). Ao serem substituídos (F2.72) e (F3.15) em (F2.102), tem-se:

$$\frac{V_d}{b_v d \tau_{vu}} + \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t)(h - e_t)^2 \tau_{tu}} \leq 1 \dots (F3.23)$$

Em um procedimento análogo ao empregado para a determinação de (F3.22), considerando-se (F3.23) obtem-se equação de 3º grau, onde uma das raízes é o valor da nova altura a ser adotada, ou seja:

$$h^3 - A_1 h^2 + A_2 h - A_3 = 0 \dots (F3.24)$$

onde:

$$A_1 = 2e_t + d' + \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} ;$$

$$A_2 = 2 \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} - \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t) \tau_{tu}} + e_t (e_t + 2d') ;$$

$$A_3 = \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}} e_t^2 - \frac{5}{2} \frac{T_d}{(b_v - e_t) \tau_{tu}} d' + e_t d'$$

Como deduzido neste item, para o cálculo da nova altura útil da seção referente às verificações de tensões no concreto devido aos esforços cisalhantes, tem-se 9 possibilidades, conforme as equações encontradas para as solicitações:

a)-Esforço cortante:

- (F3.1) ;

b)-Torção Simples:

- Para $b_v \leq h$: (F3.6) ou (F3.9);

- Para $b_v > h$: (F3.13) ou (F3.16);

c)-Torção combinada com cortante:

- Para $b_v \leq h$: (F3.18) ou (F3.20);

- Para $b_v > h$: (F3.22) ou (F3.24);

Para o programa de Pré-Dimensionamento, consideram-se apenas os casos em que $b_v \leq h$, sendo necessário a implementação das equações relativas a $b_v > h$, uma vez que, como demonstrado, estas equações geram valores diferenciados para a altura útil correspondente às limitações de tensões de cisalhamento.

Com este procedimento, quando as seções forem solicitadas pela ação de momentos torçores conjuntamente com esforços cortantes, poderá ocorrer que algumas das seções geradas pelo programa de Pré-Dimensionamento estejam trabalhando com tensões um pouco acima dos limites últimos previstos pela NBR-6118.

Entretanto, nos programas que dimensionam a estrutura, como se verá, quando da verificação das

tensões no concreto, as tensões de cisalhamento serão calculadas de maneira exata.

Analisando-se (F3.18), vem:

$$d^2 - B d - C = 0 .$$

Calculando-se as raízes desta equação, tem-se :

$$\Delta = B^2 - 4 C ;$$

para $\Delta > 0$, tem-se:

$$d_1 = (B + \sqrt{\Delta}) / 2; \quad d_2 = (B - \sqrt{\Delta}) / 2 .$$

Para $T_d = 0$, o que implica considerar-se apenas o esforço cortante, vem :

$$d_1 = \frac{V_d}{b_v \tau_{vu}}, \text{ que é o valor encontrado em (F3.1);}$$

$$d_2 = -1/6 (6 d' - b_v), \text{ que é desprezado ;}$$

Para $V_d = 0$, o que implica considerar-se apenas a torção, tem-se:

$$d_1 = \frac{18}{5} \frac{T_d}{b_v^2 \tau_{tu}} - (d' - b_v/6), \text{ que confere com (F3.6)}$$

$$d = 0, \text{ que é desprezado ;}$$

Conclui-se, então, que, ao se utilizar (F3.18), desprezam-se as equações (F3.1) e (F3.6), uma vez que ambas são raízes de (F3.18). Procedimento análogo ocorre, ao se tomar (F3.20), o que implica o desprezo de (F3.1) e (F3.9).

Assim, as equações (F3.18) e (F3.20) tornam-se genéricas para casos onde $b_v \leq h$, diferenciadas apenas pelo cálculo da área da seção vazada equivalente (A_e) e da espessura fictícia de parede (t).

Como já comentado, para cálculo de A_e e de t é necessário o conhecimento dos diâmetros das armaduras dispostas na seção referente, ou seja:

$$e_t = 2 (\text{cobrimento} + \phi_t + \phi_t/2)$$

Para o dimensionamento de seções que estejam solicitadas por torção, arbitram-se, inicialmente, valores para os diâmetros de estribo e barras da armadura longitudinal. Calculam-se A_s e t para estes valores arbitrados. Determinam-se, então, as armaduras necessárias, comparando-as com os valores inicialmente arbitrados, o que redundará num processo iterativo. Dimensionada a seção, verificam-se as tensões no concreto.

Uma vez que o programa de Pré-Dimensionamento desconhece a armadura das seções e como e_t é função dos diâmetros das armaduras longitudinais e transversais, adotaram-se os seguintes valores para e_t :

- para $h \leq 30$;

$$e_t = 2 (2 + 1.0 + 1.0/2) \approx 6.5 \text{ cm}$$

- para $30 < h \leq 50$

$$e_t = 2 (2 + 1.0 + 1.6/2) \approx 7.5 \text{ cm}$$

- para $h > 50$

$$e_t = 2 (2 + 1.0 + 2.5/2) \approx 8.5 \text{ cm}$$

Cabe ainda ressaltar que o novo valor da altura útil é calculado, levando-se em consideração o par cortante-torção referentes a mesma seção, ou seja:

- d para $T_{d \text{ max}}$ com o correspondente V_d ;
- d para $V_{d \text{ max}}$ com o correspondente T_d .

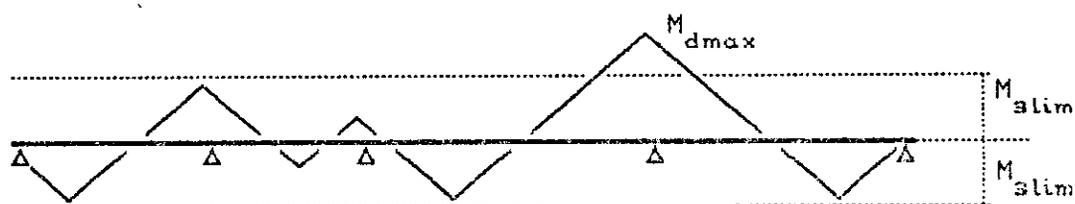
Também, nos exemplos resolvidos, quando as seções foram solicitadas conjuntamente por momentos torçores relativamente altos e esforços cortantes, observou-se, ao final das iterações, alturas de seções bastante elevadas. No caso, o programa de Pré-dimensionamento eleva o valor da altura das peças de iteração para iteração, buscando serem satisfeitas as limitações de tensões no concreto. Entretanto, as seções próximas a um quadrado absorvem melhor as solicitações devido a momentos torçores, sendo, portanto, necessárias alterações tanto na altura como na largura das peças. Nestes casos, é necessária a limitação do crescimento da

altura h da seção, além de se propor a alteração na largura b_v das peças.

3.3.4 - Restrições ao Aumento de Altura de Vigas

O cálculo das novas alturas (h) das vigas é feito a partir do maior momento fletor atuante em seus diversos trechos. Como já visto, quando se tem uma seção no domínio 4, conclui-se que para a próxima iteração haverá um aumento na altura desta seção.

Porém, ocorrem casos em que os demais momentos atuantes na viga são relativamente menores do que o maior (M_{dmax}), como ilustra a figura 3.4, onde apenas M_{dmax} excede a M_{alim} .



- M_{dmax} : Maior momento fletor de cálculo atuante na viga
- M_{3lim} : Momento fletor relativo ao limite entre os domínios 3 e 4

Fig. 3.4 - Diagrama de momentos fletores

Neste caso, apenas a seção referente a M_{dmax} necessitará de armadura dupla. No procedimento adotado no item 3.3.1 a altura da viga será aumentada até que se obtenha uma distribuição de deformações na seção que se aproxime do limite entre os domínios 3 e 4, quando se considera apenas M_{dmax} . Assim, para as demais seções da viga haverá um aproveitamento pouco eficiente do material, tanto menor quanto maior fosse a relação entre M_{dmax} e os demais momentos atuantes. Prevendo-se uma armadura dupla para a seção referente a M_{dmax} , as demais seções terão um melhor aproveitamento do material.

Adotaram-se então os seguintes critérios que em

conjunto restringem o aumento da altura da peça :

a)- O momento fletor (M_{dmax}) da viga deve ser menor que 1,5 vezes o momento relativo ao limite entre os domínios 3 e 4 (M_{3lim}), $M_{dmax} \leq 1.5M_{3lim}$;

b)- O número de seções com momentos fletores maiores do que M_{3lim} não deve exceder a 1/3 do número de trechos da viga.

Sabendo-se que as vigas são compostas por barras, para a determinação do número de seções com momentos maiores que M_{3lim} , serão computados os momentos caracterizados abaixo:

- Intersecções de barras cujos momentos têm o mesmo sinal (1 momento);

- Intersecções de barras cujos momentos têm sinais contrários (2 momentos);

Este critério foi adotado, prevendo-se casos de vigas com número de momentos excedendo a M_{alim} igual ou maior que 1 e compostas por, no mínimo, 3 barras.

No entanto, este critério necessita revisão, uma vez que ele não prevê uma série de casos. Oportunamente, será feita, a título de experiência, a determinação das áreas do diagrama de momentos fletores que excedam a M_{alim} , ou a qualquer outro momento limite, para posterior verificação da viabilidade de alterações na altura da peça, até em termos de otimização.

3.4 - ARMADURAS, DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E FISSURAÇÃO

No estudo do Pré-Dimensionamento de seções de vigas é necessário o dimensionamento das armaduras de combate à flexão e a verificação da possibilidade de disposição dessa armadura, conforme limitações impostas por disposições construtivas, além da verificação de fissuras.

Assim, para o dimensionamento da armadura de combate à flexão de determinada seção, além da verificação de abertura de fissuras, utiliza-se de uma

rotina desenvolvida por [21]. Nesta rotina, assumiram-se as seguintes disposições construtivas: a)-Bitolas disponíveis e número de barras por bitolas:

bitolas (mm)	número máximo de barras
5.0	3
6.3	3
8.0	4
10.0	4
12.5	10
16.0	255

b)-Número de camadas estipuladas igual a dois: para cada uma das bitolas existentes tem-se a possibilidade de duas camadas, respeitando-se para cada camada o número máximo de barras;

c)-Espaçamento das barras:

Espaçamento mínimo horizontal = 2 cm ,

Espaçamento mínimo vertical = 2 cm ;

d)-Cobrimento lateral = 2 cm ;

f)-Valor limite da abertura das fissuras $w = 0.3$ mm.

No entanto, como o visto, de uma para outra iteração haverá, quando for o caso, alteração na altura (h) da seção das vigas. No conjunto de vigas da estrutura, as alterações feitas em uma iteração, geralmente, provocam a modificação dos esforços para a próxima iteração. Este fato redundará, também, na alteração da armadura resultante e conseqüentemente na distribuição das fissuras nas seções.

Assim, calculadas as armaduras necessárias para as seções em uma iteração, não teria sentido a modificação de determinada seção de viga em função da fissuração acima do correspondente estado limite, ou ainda, em função da impossibilidade de se dispor uma armadura na seção, conforme disposições construtivas previstas acima. Isto porque, para a próxima iteração, está prevista a mudança tanto de seções como de esforços.

Além disso, os limites previstos adotados acima

para as disposições construtivas não inviabilizarão determinada viga que poderá ser armada manualmente, sendo excluída do cálculo automático processado.

Também, o redimensionamento de determinada seção é feito, alterando-se a altura (h). A impossibilidade de se armar uma viga poderá estar ligada às disposições construtivas correspondentes às larguras (b_v) de seções, que o programa de Pré-Dimensionamento não altera.

Deste modo, no âmbito limitado do pré-dimensionamento, ao final das iterações estipuladas, serão calculadas as armaduras necessárias para as seções de vigas correspondentes aos máximos momentos fletores solicitantes (positivo e negativo), apresentando-se um diagnóstico das vigas impossibilitadas de armação, o que proporcionará a tomada de decisão do projetista (exclusão das vigas ou alteração manual das seções). A este propósito se tecem alguns comentários no item 3.7.

Além do diagnóstico apresentam-se, também, os seguintes valores calculados iterativamente:

- Largura (b_v), onde a altura (h) é fixada, para a qual seja possível armar a referida seção;
- Altura (h), onde a largura (b_v) é fixada, para a qual seja possível armar a referida seção.

Cabe ressaltar que, embora fosse interessante a criação de um novo ambiente para que se plotem as armaduras, prestando informações a este respeito e fazendo melhor uso dos dados que lhe são referentes, este ambiente ainda não foi criado.

3.5 - VERIFICAÇÕES DE FLECHAS

A NBR-6118 prevê a verificação do estado limite de deformação excessiva, isto é, limita os deslocamentos de tramos de vigas a certos níveis. Assim, seria necessário que o programa de Pré-Dimensionamento alterasse as dimensões das seções das vigas, quando se verificasse uma deformação acima dos limites toleráveis.

Entretanto, o programa de Pré-dimensionamento desconhece os tramos de vigas e seus respectivos comprimentos, pois as vigas são compostas por barras e nós da grelha sem esta definição. O programa também desconhece a disposição das armaduras nestes tramos que, conforme se verá, é necessária para esta verificação.

É viável a definição dos tramos de vigas através da análise dos esforços cortantes nas extremidades das barras e das restrições à deslocamentos de nós. No entanto, conclui-se que, nas intersecções de vigas com vigas, uma viga poderá estar apoiando ou recebendo o apoio indireto de outras vigas. Devido à mudança de seção destas vigas de iteração para iteração e consegüentemente dos esforços, os tramos montados em uma iteração nem sempre serão os mesmos montados para outras iterações, podendo haver a inversão de apoios entre vigas e consegüentemente de comprimentos de tramos.

Além disto, a determinação das deformações das peças devem ser feitas, considerando-se o Estádio II, ou seja, a partir da distribuição da armadura calculam-se as seções fissuradas e determinam-se as novas rigidezes das peças; considerando-se estes estados novos, recalculam-se os esforços e as deformações. Isto, num processo iterativo. Assim, para efeito de verificação de deformações e de redimensionamento de seções, seria necessária a distribuição da armadura, além de se ter um processo iterativo, o que de maneira alguma seria interessante para o estudo em questão, uma vez que prolongaria em demasia o Pré-dimensionamento, que por si só já é iterativo.

Diante disto, as verificações de fechas em vigas fica a cargo do usuário e, como auxílio, criou-se um ambiente (uma tela gráfica), onde este tem acesso às diversas informações sobre os deslocamentos verticais dos nós e do máximo deslocamento ocorrido nas barras, como também de um desenho aproximado da elástica das barras que compõem a viga. São apresentados, para tramos

escolhidos pelo usuário, os limites estabelecidos pela NBR-6118, visando à verificação de flechas em vigas de edifícios. A esse propósito se tecem alguns comentários no item 3.7.2.

Conhecidos os esforços nas extremidades das barras bem como os deslocamentos de seus nós inicial e final, correspondentes a cada um dos carregamentos, o deslocamento vertical (v) em qualquer ponto genérico (x) desta barra é determinado a partir da integração da equação:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = - \frac{M_s}{E I} \dots \dots \dots (F3.25)$$

onde M_s é o momento atuante no ponto x , sendo dado por:

$$M_s = V_i * x - M_i - q * x^2 / 2 \dots \dots \dots (F3.26)$$

com:

- V_i = Cortante atuante no nó inicial da barra ;
- M_i = Momento fletor atuante no nó inicial da barra ;
- q = Carga distribuída em toda a barra ,
- E = Módulo de Elasticidade Longitudinal ;
- I = Inércia da barra a flexão ;

e impondo-se como condições de contorno os deslocamentos:

- v_i = deslocamento vertical do nó inicial da barra ;
- v_f = deslocamento vertical do nó final da barra ;

3.6 - NÚMERO DE ITERAÇÕES

O pré-dimensionamento é feito, como já comentado, iterativamente, ou seja, a partir de uma geometria inicial das seções, calculam-se os esforços, redimensionam-se as alturas dessas seções, para a repetição do processo quando for o caso.

É, então, necessário estabelecer um limite para essas iterações. Tal limite deveria ser aquele que coincide com a estabilização das seções de todas as vigas. Entretanto, ocorrem casos em que a concepção

adotada para a estrutura não tenha sido satisfatória, ou ainda, casos em que o pré-dimensionamento inicial adotado para as alturas das seções é de tal forma que force a inversão dessas alturas iniciais. Nestes casos o processo passa por um grande número de iterações, resultando num prologamento exagerado do cálculo.

Além da estabilização, é possível interromper o processo iterativo a qualquer parte, se a alteração da concepção original for recomendada. É importante que se dê ao usuário tal possibilidade, já que nem sempre a computação automática leva a melhores soluções.

Assim, o número de iterações inicial fica, quase sempre, a cargo do usuário. Feitas as iterações previstas, serão apresentados cinco diferentes ambientes (telas), descritos no item 3.7, que auxiliam o usuário na tomada de decisões sobre a concepção adotada.

Esta medida dá maior flexibilidade ao estudo das concepções e dos pré-dimensionamentos de estruturas de pisos de edifícios de concreto armado.

Em muitos exemplos resolvidos, a partir de uma mesma altura adotada para todas as vigas (pré-dimensionamento inicial), o número de iterações observados para se atingir a estabilização das alturas finais das seções foi de aproximadamente 4. Portanto, percebe-se que o processo proposto é relativamente rápido e dificilmente leva muitos ciclos.

3.7 - AMBIENTES PROPORCIONADOS PELO PROGRAMA

Na concepção de um projeto estrutural existem casos em que a geometria da estrutura é mal escolhida, o que pode levar a resultados, em termos de consumo, insatisfatórios, e até mesmo capazes de inviabilizar a concepção adotada.

O estudo do pré-dimensionamento de determinada estrutura envolve, como comentado, uma gama de variantes que tornam o problema bastante complexo, dificultando qualquer análise da concepção adotada. Diante disto, no programa de Pré-Dimensionamento foram previstas decisões que ficam a cargo do usuário como: verificações de flechas, número de iterações, incremento de iterações, imposições de dimensões, etc.. Estas opções podem permitir uma melhoria na concepção da estrutura.

Para tanto, criaram-se, através de recursos gráficos, cinco diferentes ambientes (telas gráficas) que permitem a rápida visualização da estrutura na tela, proporcionando a análise e a escolha da concepção mais viável para a estrutura, oferecendo, para isto, elementos que facilitem a adoção dos parâmetros geométricos das seções. Outro aspecto importante é que estes ambientes possuem uma série de menus que permitem ao usuário a sua utilização sem a necessidade de uma exaustiva consulta a manuais e com bastante simplicidade.

Assim, ao final das iterações fixadas pelo usuário, deverão ser apresentados pelo programa de Pré-Dimensionamento os seguintes ambientes:

3.7.1 - Ambiente para diagnósticos de vigas

Este ambiente é considerado o principal, dando acesso aos demais. Nele são apresentadas as vigas impossíveis de serem armadas ou que estejam com uma geometria de seção pouco recomendável. No caso, as seções consideradas são aquelas para quais se determinaram os

esforços e não as seções que o programa de Pré-dimensionamento estará propondo para a próxima iteração. Este procedimento permite a análise do andamento do Pré-Dimensionamento das seções das vigas. Como diagnóstico se consideram:

1ª)-Vigas com tensões no concreto superiores aos limites últimos estabelecidos pela NBR-6118, ou seja, vigas com $\tau_{vd} / \tau_{vu} + \tau_{td} / \tau_{tu} > 1$;

2ª)-Vigas com seções impossíveis de se dispor a armadura de combate à flexão, ou ainda, com aberturas excessivas de fissuras, sendo calculadas segundo item 3.4. Para estas vigas são apresentados os seguintes dados:

a)- O sinal do correspondente momento fletor;
 b)- O detalhe para o qual não foi possível se dispor a armadura na seção ('+' para tração e '-' para compressão);

c)- O motivo pelo qual não foi possível a armação. Consideram-se os seguintes motivos:

-c1:fissuração excessiva da seção para todas as bitolas disponíveis;

-c2:armaduras cujo número de barras necessárias é maior do que o limite estabelecido para as bitolas;

-c3:verificação da altura útil da seção para bitolas cujas armaduras resultem em duas camadas.

d)- A largura (b_v) necessária para que a viga seja possível de ser armada (h fixado);

f)- A altura (h) necessária para que a viga seja possível de ser armada (b_v fixado);

3ª)-Vigas com momentos fletores solicitantes superiores a uma vez e meia ao momento relativo ao limite entre os domínios 3 e 4 e a partir do qual se necessitará de armadura dupla;

4ª)-Vigas em que o usuário tenha feito modificações nas dimensões da seção para a próxima iteração. Neste caso, não mais serão apresentados os

diagnósticos acima citados, passando a prevalecer a alteração. Este dado é interessante, pois assim o usuário saberá quais as vigas em que houve sua intervenção.

3.7.2 - Ambiente para apresentação dos resultados das iterações

Este ambiente é utilizado basicamente para apresentação dos resultados obtidos nas diversas iterações sofridas pela estrutura.

Para tanto, a cada iteração ocorrida são arquivadas as principais variantes do processo. Assim, apresenta-se aqui, o "memorial" das iterações (cálculo de esforços - alterações de seções) por que passa a estrutura.

Divide-se, então, os resultados em três janelas, de acordo com a figura 3.5.

A janela inferior esquerda mostra os resultados obtidos em cada iteração para a flexão e que são:

- M_d : Máximo momento fletor solicitante da viga;
- M_{dal} : Momento relativo ao limite entre os domínios 3 e 4 ;
- Dom : Domínio em que a seção está situada ;
- Kx : Posição relativa da linha neutra (medida a partir da face comprimida da seção) ;
- LN : Linha neutra medida a partir da face comprimida da seção ;
- Dnec: Altura útil para que a linha neutra se posicione no limite entre os domínios 3 e 4 quando solicitada por M_d .

Desenha-se, também, a seção correspondente a cada iteração, onde:

-Plotam-se dois traços pequenos externos à seção: o primeiro representa a posição da linha neutra no limite entre os domínios 2 e 3; o segundo, a posição da linha neutra no limite dos domínios 3 e 4. Ambos medidos a partir da face comprimida.

-Além disto, traça-se a posição real da linha neutra e achura-se a zona comprimida da seção.

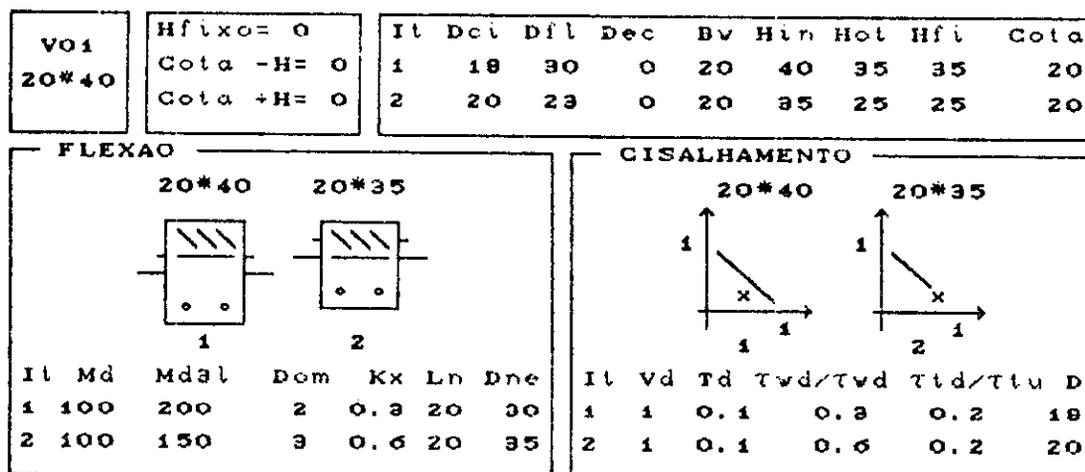


Figura 3.5 - Iterações na Viga

Na parte inferior direita do monitor apresentam-se os dados correspondentes ao cisalhamento, que são:

- V_d e T_d : O par de máximos esforço cortante solicitante e momento torçor solicitante ocorrido na viga ;

- τ_{vd}/τ_{vu} : Limitação de norma à tensão de cisalhamento devido ao esforço cortante;

- τ_{td}/τ_{tu} : Limitação de norma à tensão de cisalhamento devido a momento torçor;

- D_{nec} : Altura útil para que seja satisfeita a condição de $\tau_{vd}/\tau_{vu} + \tau_{td}/\tau_{tu} \leq 1$.

Apresenta-se, também, o desenho da reta de iteração para verificação do não-esmagamento do concreto (atuação de $T_d + V_d$), condição esta verificada, quando o ponto de coordenadas $(\tau_{vd}/\tau_{vu}, \tau_{td}/\tau_{tu})$ se situar sob a reta. Neste desenho o eixo das abcissas representa τ_{vd}/τ_{vu} e o eixo das ordenadas τ_{td}/τ_{tu} .

Na parte superior da tela são mostrados os números que influenciaram na adoção de uma nova altura para a seção da viga, que são:

- D_{cis} : Altura útil referente ao cisalhamento ;

- D_{fle} : Altura útil referente à flexão ;

- Bw : Base da seção ;
- Hin : Altura para qual foram calculados os esforços da iteração ;
- Hot : Nova altura de seção proposta pelo programa ;
- Hfi : Nova altura de seção adotada para a próxima iteração (pode ser alterada pelo usuário) ;
- Cota : A cota final da viga.

3.7.3 - Envoltória de Esforços Solicitantes

Para se analisar uma estrutura é imprescindível os diagramas de esforços. Assim, criaram-se um ambiente para este fim que é ilustrado na figura 3.6.

Para cada diagrama aqui apresentados faz-se duas envoltórias: uma para esforços positivos e outra para esforços negativos. Estas envoltórias são montadas a partir dos esforços solicitantes (já majorados pelos correspondentes γ_f) calculados a cada decimos de vão, para cada um dos carregamentos existentes.

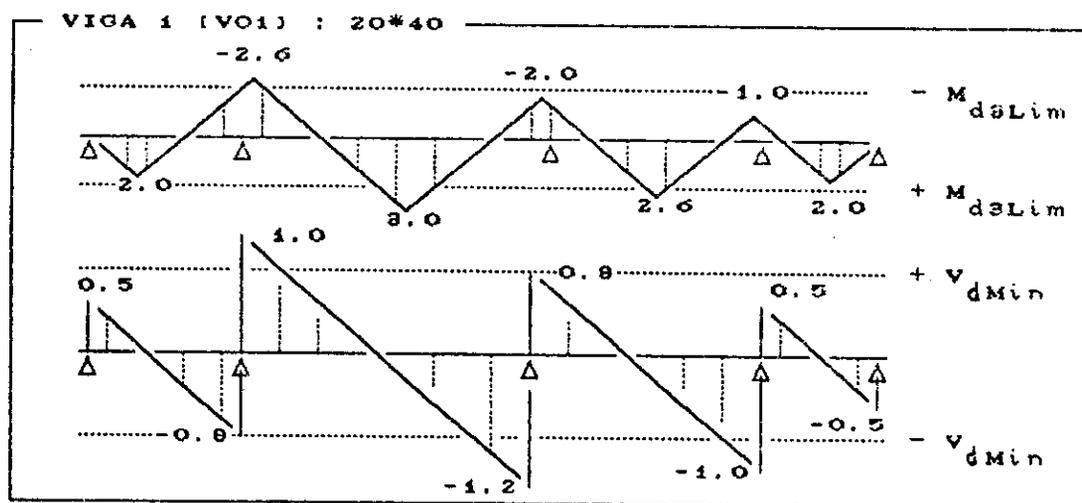


Figura 3.6 - Desenho dos Esforços

Superpondo-se ao desenho dos diagramas de Momentos Fletores Solicitantes são plotadas duas linhas, uma de valor positivo e outra de valor negativo, que são

relativas ao momento fletor solicitante calculado para a linha neutra posicionada no limite entre os domínios 3 e 4 (M_{d3Lim}), a partir do qual têm-se seções trabalhando com armadura dupla. Esta medida permite a análise de quais seções estarão trabalhando com armadura simples e quais com dupla.

Sobrepõem-se, também, ao diagrama de Esforços Cortantes Solicitantes duas linhas, uma positiva outra negativa, que são relativas ao máximo esforço cortante solicitante resistido pela armadura mínima a cisalhamento (V_{dmin}), exigida por norma.

7.3.4 - Desenho da Linha Elástica de uma Viga

Como comentado, a verificação do estado limite de deformação fica a cargo do usuário. Para tanto, foi criado um ambiente que é voltado à análise de flechas nos tramos de vigas, conforme ilustra a figura 3.7.

Na parte inferior do vídeo deste novo ambiente, plota-se a linha elástica da viga em questão. Para tanto, o programa calcula o máximo deslocamento vertical de cada barra e o ponto de sua ocorrência.

Desenham-se, também, intersecções entre a viga em questão e as demais. Quando a relação entre os esforços cortantes desta viga com outra representar o apoio indireto, aparecerá uma seta voltada para cima, na posição de cruzamento, com o respectivo valor da reação solicitante.

Já na parte superior da tela, apresentam-se os dados referentes aos tramos de vigas. São considerados tramos de viga:

- 1º - Barras dispostas entre dois apoios (nós restritos das barras que compõem a viga) ;
- 2º - Barras de vigas que não possuem nenhum nó restrito ;
- 3º - Barras que formam um balanço ;
- 4º - Tramos montados pelo usuário, onde este

fornece as barras inicial e final do tramo.

Para estes 4 casos de tramos, o programa de Pré-Dimensionamento calculará e apresentará os seguintes valores:

- *Bar In e Bar Fi* = barras que compõem o tramo;
- *Vão* = comprimento medido da barra inicial a final do tramo;
- *Dútil* = altura útil da seção;
- *Vão/Psi3* = limite estabelecido pela NBR-6118;
- *Vão/300* = limite estabelecido pela NBR-6118;
- *Vão/500* = limite estabelecido pela NBR-6118;
- *Xmáx* = ponto onde ocorreu o máximo deslocamento do tramo;
- *Max Des* = máximo deslocamento ocorrido no tramo;
- *Xrel* = ponto onde ocorreu o máximo deslocamento relativo do tramo;
- *Des Rel* = máximo deslocamento relativo ocorrido no tramo (relativo aos deslocamentos das extremidades do tramo).

Além de apresentar estes dados, o programa de Pré-dimensionamento desenha, em mesma escala da linha elástica, o limite $Vão/300$. Este valor é plotado, em linha cheia, a partir da posição indeformada da viga nos casos de tramos com extremidades apoiadas (nós restritos). Nos casos em que se têm tramos com extremidades livres, são traçadas duas linhas com traço pontilhado. A primeira, liga os deslocamentos verticais das extremidades do tramo (linha relativa). A partir desta linha relativa, plota-se uma outra linha correspondente ao limite $Vão/300$. Este procedimento permite a verificação gráfica dos deslocamentos sofridos pela estrutura, sendo que o valor $Vão/300$ funciona como uma régua limitadora.

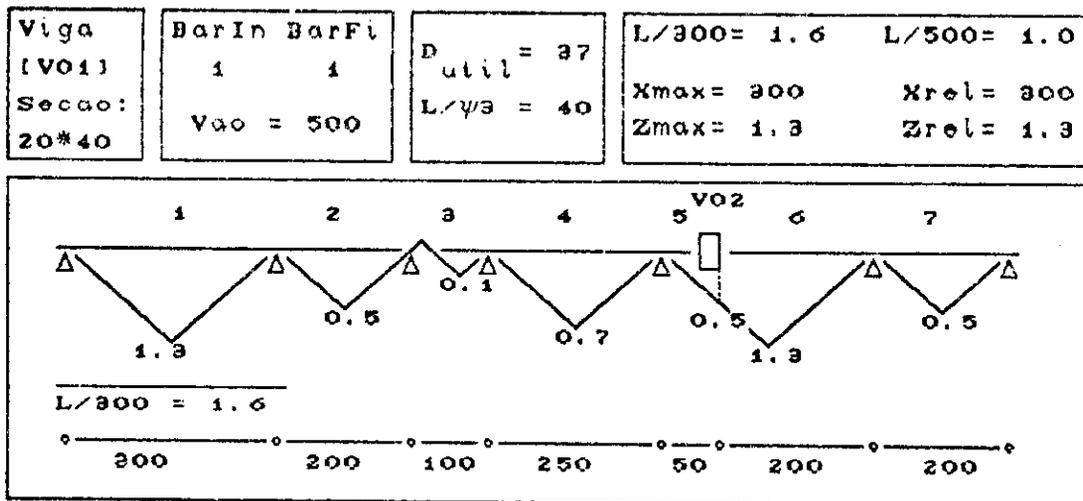


Figura 3.8 - Verificação de Flechas

3.7.5 - Ambiente de análise de seções e volumes

O final das iterações resulta, geralmente, na geração de uma série de seções, seções estas de conformidade com a solicitação de cada viga. Porém, para facilitar o processo prático construtivo é usual a previsão um número reduzido de seções. Estas seções podem ser fixadas a partir das seções finais propostas pelo cálculo iterativo, havendo para isto bastante subsídios. Com o intuito de se poder analisar quais seções serão fixadas para as vigas, foi criado mais este ambiente que é ilustrado na figura 3.9.

Neste ambiente, na parte superior central da tela (SEÇÕES FINAIS), apresentam-se as seções para as quais foram calculados os esforços da última iteração, além do número de vigas com estas seções. Tem-se, também, a opção da listagem das vigas para cada seção.

Na parte superior à direita da tela (SEÇÕES PARA A PRÓXIMA ITERAÇÃO), mostram-se as novas seções propostas pelo programa que serão adotadas para próxima iteração, além do número de vigas com estas seções. Tem-se, ainda, a opção da listagem das vigas para cada seção.

Na janela inferior tabelam-se os valores das seções e os respectivos volumes de concreto das vigas resultantes da primeira e última iteração.

Num Vigas=10 Num Inter= 2		SECOES FINAIS Num de Seccoes = 2		SECOES PROX ITR Num de Seccoes = 3	
VolIn	VolFi	Secao	NV	Secao	NV
10	5	15 x 40	5	15 x 30	3
		20 x 60	7	15 x 40	4
				20 x 50	5

Viga	L	SecIn bv hin	SecFi bv hfi	VolIn	VolFi	VolIn-VolFi
V01	10.0	15 40	15 30	0.6	0.45	0.15
V02						
V03						

Figura 3.9 - Seções e Volumes

Neste ambiente pode-se, também, impor a um grupo de vigas uma mesma seção. Esta imposição se dá fornecendo ao programa de Pré-dimensionamento um limite inferior de alturas (Hmin) e outro superior (Hmax), além da altura a ser adotada (Huni) para aquelas vigas que se encontram dentro da faixa estipulada (Hmin-Hmáx). Tal procedimento vem do anseio de se ter um número reduzido de seções em um projeto.

Cabe ressaltar que efetuadas alterações nas dimensões das seções de vigas é necessário que se refaça o cálculo dos esforços.

3.7.6 - Desenho da Grelha

Plota-se o desenho da grelha em questão, indicando os nós restritos por uma notação adotada, conforme figura 3.10. Este ambiente pode ser acessado por todos os outros ambientes acima descritos. Nele são oferecidas as seguintes opções:

- a)- Plotagem da numeração dos nós;
- b)- Plotagem da numeração das barras;
- c)- Plotagem da numeração das barras de uma viga;
- d)- Plotagem da numeração das vigas (seus nomes);
- e)- Plotagem das seções das vigas;
- e)- Estudo das alturas das seções;

-Para esta opção, gera-se um novo ambiente, onde serão apresentadas as alturas das seções correspondentes a uma iteração. Escolhidas a altura e a iteração, será plotada a numeração das barras das vigas com estas características, permitindo-se assim uma análise geral da rigidez da estrutura em função das dimensões calculadas para as seções: seus pontos de maior rigidez e os de pequena rigidez.

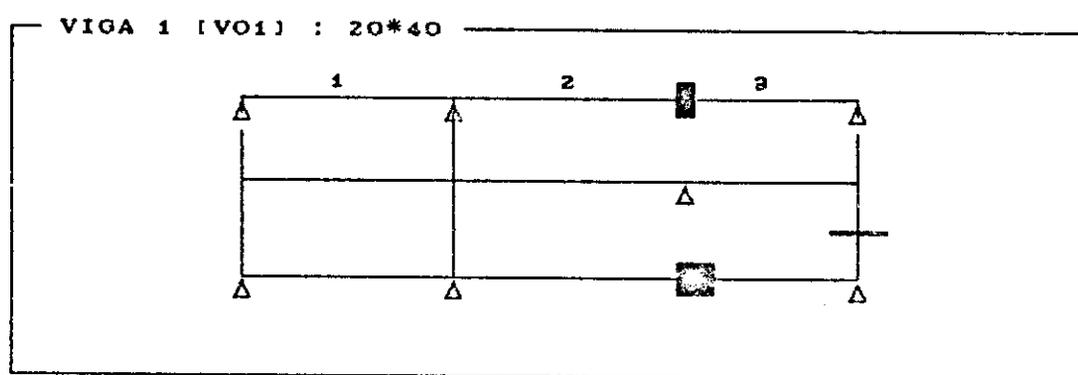


Figura 3.10 - Desenho da Grelha

3.8 - Organização do programa para Pré-Dimensionamento

Como comentado, o programa de Pré-Dimensionamento utiliza-se da técnica de segmentação, sendo uma unidade destinada à análise da estrutura e uma outra para compatibilização de esforços com seções e para apresentação de resultados.

A segunda unidade, por sua vez, pode ser subdividida em duas partes: a primeira se destina à execução das iterações, sendo denominada "Corpo de Cálculo"; a segunda é destinada à análise e apresentação dos resultados obtidos, sendo denominada "Corpo Gráfico". A sua estrutura de funcionamento pode ser entendida a partir da figura 3.11.

A ordem de execução e a estrutura de funcionamento do "Corpo de Cálculo" do programa de Pré-Dimensionamento pode ser entendido a partir do organograma da figura 3.12, onde:

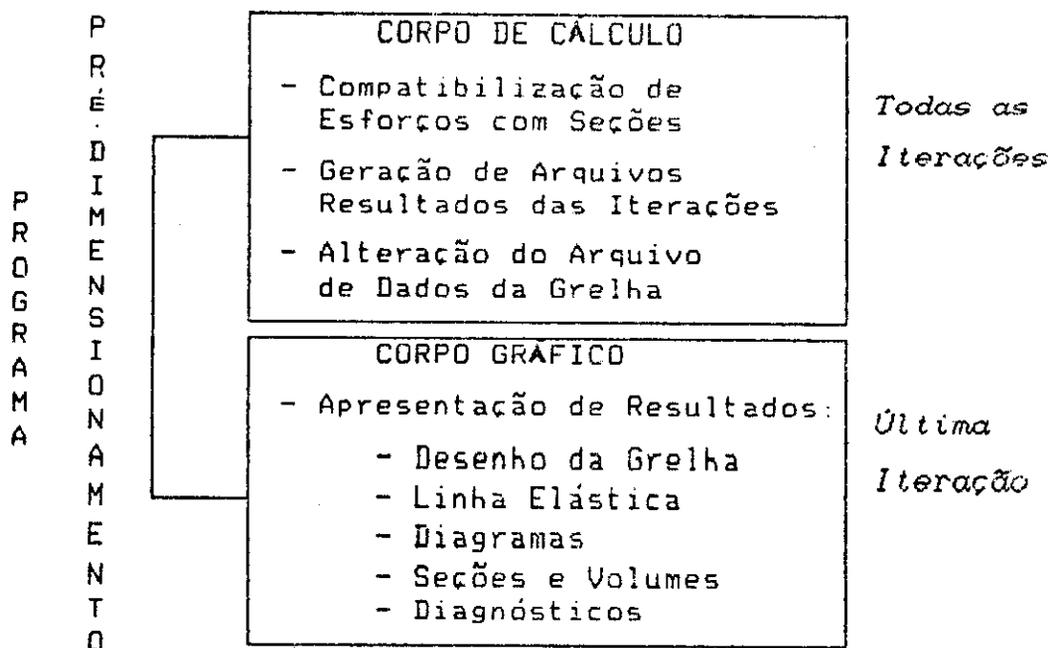


Figura 3.11 - Organização do programa para Pré-Dimensionamento

- As rotinas de 1 a 5 são executadas para todas as iterações previstas pelo usuário;
- A rotina 8 será executada para todas as iterações, com exceção da última iteração;
- As rotinas 6 e 7 só serão executadas para a última iteração prevista pelo usuário;

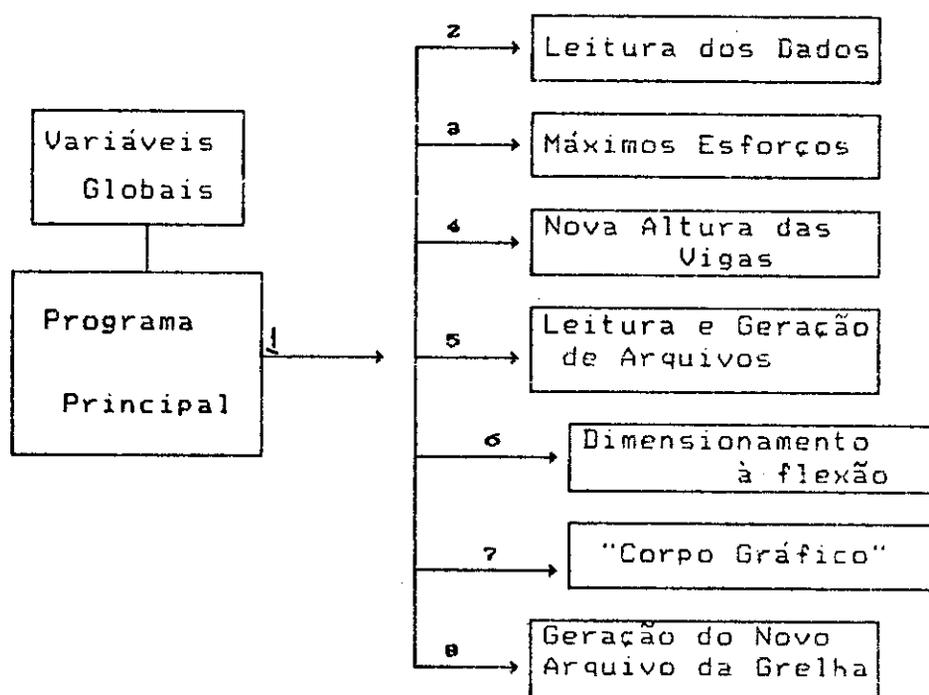


Figura 3.12 - Organização do "Corpo de Cálculo" do programa de Pré-Dimensionamento.

O "Corpo Gráfico" do programa de Pré-Dimensionamento só será executado na última iteração prevista pelo usuário, sendo que a ordem de execução de suas rotinas é controlada por esse usuário, através de menus apresentados nos ambientes. A sua organização pode ser entendida a partir do organograma da figura 3.13, onde: o ambiente de diagnóstico acessa os demais; os ambientes de níveis inferiores acessam todos os seus superiores.

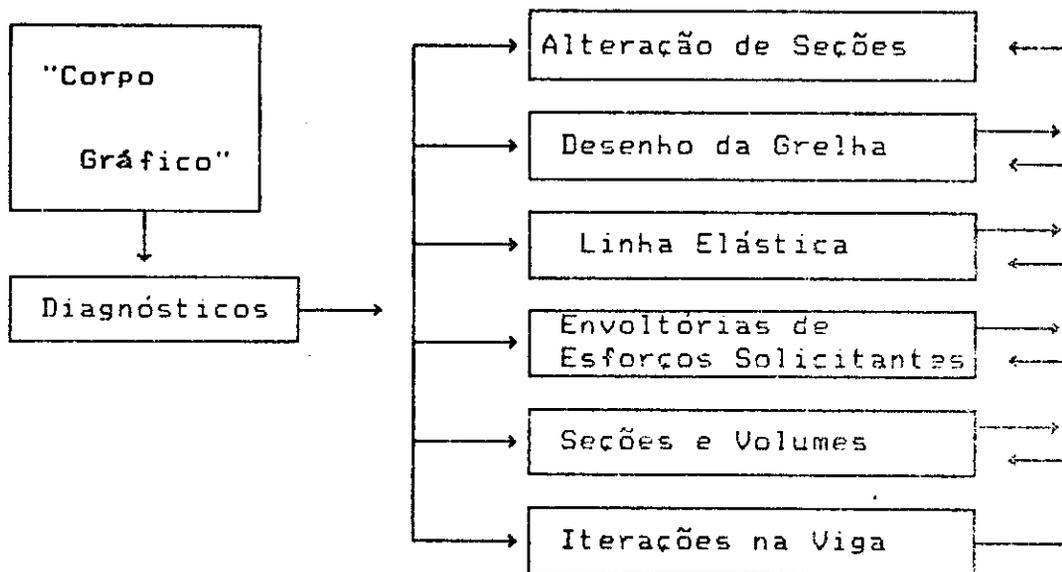


Figura 3.13 - "Corpo Gráfico" do programa de Pré-Dimensionamento

3.9 - EXEMPLOS NUMÉRICOS

3.9.1 - Considerações Gerais

Como comentado, a metodologia adotada para o estudo em questão baseia-se na análise do comportamento estrutural - na compatibilização de esforços com as correspondentes seções de vigas de pisos de edifícios de concreto armado considerados como grelhas. Para tanto, são calculadas novas seções para as vigas, de acordo com a intensidade com que estas estejam sendo solicitadas.

Como ponto de partida, considera-se que as seções das vigas tenham sido pré-dimensionadas inicialmente. Estabelecida esta concepção inicial de projeto, a partir da análise dos resultados obtidos, são propostas novas concepções (novas alturas), isto de forma iterativa, ou seja: calculam-se os esforços, redimensionam-se as alturas, recalculam-se os esforços para estas novas alturas, e assim por diante.

Objetiva-se que, ao final das iterações (estabilização de alturas e esforços), as seções mais solicitadas das vigas estejam trabalhando nas proximidades do limite entre os domínios 3 e 4 (peças normalmente armadas), ou ainda, que satisfação as limitações de tensões de cisalhamento no concreto, conforme já exposto no decorrer deste capítulo.

Nas 3 primeiras concepções apresentadas a seguir, pretende-se analisar a influência de um pré-dimensionamento inicial adotado para as seções das vigas, na distribuição dos esforços na estrutura e nas alterações por que passa estas seções nas iterações processadas pelo programa de Pré-Dimensionamento.

3.9.2 - Primeira Concepção

O exemplo, embora simples, permite mostrar a importância do redimensionamento descrito neste capítulo para a fixação de dimensões das seções de barras de uma grelha. Como primeira concepção adotou-se uma grelha formada por duas vigas conforme figura 3.14, onde:

- Os nós são indicados pela letra "N" e as barras pela letra "B", seguidos pela sua numeração ;
- A viga $\overline{V01}$ é formada pelas barras $\overrightarrow{B1}$ e $\overrightarrow{B2}$ e a viga $\overline{V02}$ pelas barras $\overrightarrow{B3}$ e $\overrightarrow{B4}$;
- Os nós N1 e N3 são engastados e os nós N4 e N5 apoiados.

Adotaram-se como pré-dimensionamento inicial as seguintes seções para as vigas:

Viga $\overline{V01}$: 15 x 10 cm ;
 Viga $\overline{V02}$: 15 x 100 cm.

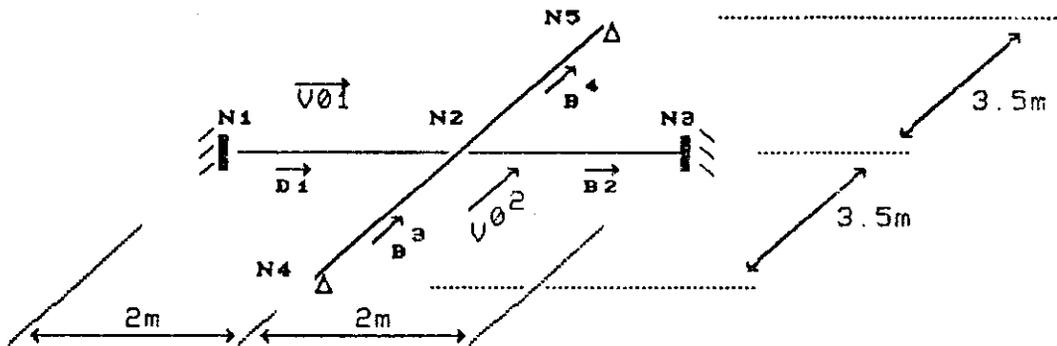


Figura 3.14 - Geometria da Grelha

Estas dimensões iniciais das seções foram escolhidas de tal forma que exista a inversão de rigidez na estrutura, uma vez que a viga $\overline{V01}$ é biengastada e de menor vão, tendo portanto maior capacidade de absorção de esforços, quando comparada a viga $\overline{V02}$ que é simplesmente apoiada e de maior vão. No caso, foi atribuída uma pequena rigidez a $\overline{V01}$ perante a atribuída à $\overline{V02}$, pretendendo-se uma alteração de rigidez durante as iterações.

As ações solicitantes adotadas são provenientes de cargas uniformemente distribuídas que, em princípio, poderiam atuar na estrutura; para tanto, dividem-se estas solicitações em dois grupos, a saber:

a)-Solicitações Fixas : As solicitações fixas são correspondentes a pesos de parede, revestimentos, lajes e sobrecargas. Adotaram-se as solicitações indicadas na figura abaixo.

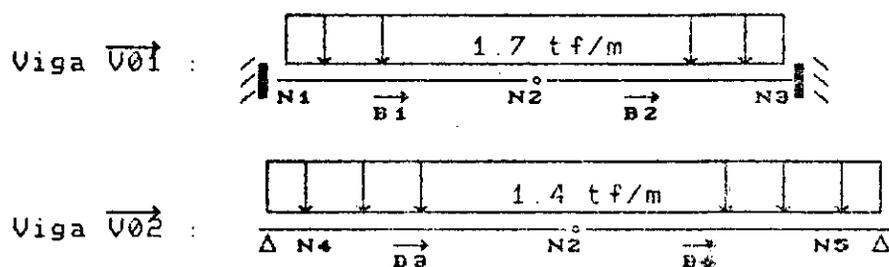


Figura 3.15 - Solicitações Fixas

b)-Solicitações Variáveis : Considera-se como solicitações "variáveis" o peso próprio da estrutura, pois, de acordo com o valor da altura da seção determinada em cada iteração, têm-se os pesos próprios das vigas. Estes pesos são calculados automaticamente para cada iteração.

Ao final das iterações processadas, obtêm-se os resultados apresentados a seguir, sendo os esforços correspondentes a primeira e última iteração, enquanto que para as vigas se apresentam os resultados de todas as iterações.

Numero de carregamentos = 1

gamaf [1] = 1.40

 MAXIMOS ESFORÇOS NAS BARRAS PARA ITERAÇÃO...1

VG	bar	L	vdeb	vddb	mdeb	mddb	xmb	mdmb	tdeb	tddb
		[m]	[tf]	[tf]	[tfm]	[tfm]	[m]	[tfm]	[tfm]	[tfm]
V01	1	2.00	2.60	-2.27	-0.98	-0.65	1.07	0.41	-0.00	-0.00
V01	2	2.00	2.27	-2.60	-0.65	-0.98	0.93	0.41	0.00	0.00
V02	3	3.50	10.96	2.27	0.00	23.16	3.50	23.16	0.00	0.00
V02	4	3.50	-2.27	-10.9	23.1	0.00	0.00	23.16	0.00	0.00

 MAXIMOS ESFORÇOS NAS BARRAS PARA ITERAÇÃO...6

VG	bar	L	vdeb	vddb	mdeb	mddb	xmb	mdmb	tdeb	tddb
		[m]	[tf]	[tf]	[tfm]	[tfm]	[m]	[tfm]	[tfm]	[tfm]
V01	1	2.00	9.67	4.49	-7.95	6.22	0.00	-7.95	0.00	0.00
V01	2	2.00	-4.49	-9.67	6.22	-7.95	2.00	-7.95	0.00	0.00
V02	3	3.50	2.83	-4.49	0.00	-2.92	1.35	1.91	0.00	0.00
V02	4	3.50	4.49	-2.83	-2.92	0.00	2.15	1.91	0.00	0.00

 CARACTERISTICAS DO CONCRETO

 FCK..... = 180.0 [kgf/cm2]
 ACO CA.... = 50 - A
 gamaC..... = 1.40
 gamaS..... = 1.15
 KX3lim.... = 0.6283

 DADOS DAS ITERAÇÕES PARA AS VIGAS:
 Esforços.....[ton] [m] , Dimensoes.....[cm]

Num de Vigas.....2

Num de Interacoes..6

```

=====
VIGA.....V01          bw = 15.0          M 3LIM.... = 8.45 ton*m
IT Vd  td/tu    Md  Md/M3L  dm  fx  Kx  Dcisa  Dflex  Hin  Hit  Hfi
1  2.6  0.77   -1.0  3.23  4  6  1.00   5.4  11.6  10  15  15
2  3.8  0.65   -2.1  2.40  4  6  1.00   7.8  17.2  15  20  20
3  5.8  0.71   -4.1  2.32  4  6  1.00  12.0  24.0  20  30  30
4  8.6  0.66   -6.9  1.54  4  6  1.00  17.9  31.0  30  35  35
5  9.5  0.61   -7.8  1.23  4  6  0.91  19.7  33.4  35  40  40
6  9.7  0.54   -7.9  0.94  3  4  0.57  20.1  37.0  40  40  40
=====
    
```

```

=====
VIGA.....V02          bw = 15.0          M 3LIM.... = 2.99 ton*m
IT Vd  td/tu    Md  Md/M3L  dm  fx  Kx  Dcisa  Dflex  Hin  Hit  Hfi
1 11.0  0.23   23.2  0.40  2  2  0.20   22.7  63.5 100  70  70
2  9.3  0.29   18.3  0.66  3  3  0.36   19.3  54.4  70  60  60
3  7.1  0.26   11.2  0.56  3  3  0.30   14.8  42.6  60  50  50
4  4.2  0.19    4.0  0.30  2  1  0.15    8.8  30.6  50  35  35
5  4.4  0.28    2.3  0.36  2  2  0.18    9.1  20.0  35  25  25
6  4.5  0.42   -2.9  0.98  3  4  0.61    9.3  22.0  25  25  25
=====
    
```

```

=====
*****
                SECOES E VOLUMES INICIAIS E FINAIS
*****
Viga  L      Sec In   Sec Fi  hf-hi   Vol In   Vol Fi   Vf-Vi
      [m]    bw  hi    bw  hf          Vi[m3]   Vf[m3]   [m3]
V01  4.00    15x 10  15x 40   30     0.060    0.240    0.18
V02  7.00    15x100  15x 25  -75     1.050    0.262   -0.79
*****
    
```

```

*****
                VOLUME DE CONCRETO PARA A GRELHA NAS INTERACOES:
*****
INT          VOLUME INICIAL [m3]
1              1.110
2              0.820
3              0.750
4              0.700
5              0.580
6              0.500
    
```

VOLUME 6 - VOLUME 1 = -0.61 [m3]

Analisando os resultados obtidos a partir do pré-dimensionamento descrito, têm-se:

a)- A $V01$, para a primeira iteração, tem suas seções mais solicitadas, trabalhando no domínio 4 (peça superarmada) com uma relação $M_d / M_{alim} = 3.23$, o que, se não inviabiliza a armação da viga em concreto, a torna extremamente armada;

b)- A $\overline{V02}$, para a primeira iteração, tem suas seções mais solicitadas, trabalhando no domínio 2 (peça subarmada), havendo, portanto, um mal aproveitamento do material utilizado;

c)- O esforço solicitante predominante na determinação da nova altura das seções, durante as iterações, é o momento fletor, o que pode ser constatado, comparando-se as alturas úteis "Dflex" e "Dcisa";

d)- Uma mudança radical ocorre na distribuição dos esforços solicitantes, quando se alteram as dimensões iniciais das seções. Esta mudança de esforços é consequência da alteração das rigidezes ocorridas nas vigas no decorrer das iterações até a estabilização tanto de alturas de seções como de esforços.

f)- Ocorreu a inversão de rigidezes, ou melhor, o programa determina rigidezes que melhor se adaptam às condições da estrutura, compatibilizando esforços com seções, o que resulta num melhor consumo do material. Assim, as dimensões iniciais da seção da viga $\overline{V01}$ (15 x 10) são alteradas para (15 x 40), enquanto que as dimensões da viga $\overline{V02}$ (15 x 100) são alteradas para (15 x 25).

g)- Quando da estabilização nas alturas das seções, sexta iteração (final do pré-dimensionamento), têm-se as vigas com suas seções mais solicitadas, trabalhando nas proximidades do limite entre os domínios 3 e 4 (faixa 4, considerada ótima), isto é, seções normamente armadas com altura mínima, que é objetivo deste estudo.

3.9.3 - Segunda Concepção

O objetivo do exemplo em questão é analisar a influência de um pré-dimensionamento inicial adotado para as dimensões das seções no desenvolvimento do redimensionamento destas seções. Para tanto, utilizam-se a mesma geometria da grelha e carregamentos da primeira

concepção, alterando-se apenas o pré-dimensionamento inicial dado às seções das peças. No caso, foi adotada a mesma dimensão para as seções das duas vigas, que agora ficam definidas por:

Viga $\overline{V01}$: 15 x 10 cm ;

Viga $\overline{V02}$: 15 x 10 cm ;

Estes valores são bastante pequenos e até mesmo inviáveis por se tratar de vigas com grandes vãos e solicitadas por carregamentos que exigem uma maior rigidez das mesmas. Porém, o intuito é se ter seções com rigidezes pequenas, prevendo-se que, para a primeira iteração estas tenham suas seções trabalhando no domínio 4, ou seja, obtem-se as dimensões finais das seções das vigas, partindo-se de peças que trabalhem apenas no domínio 4.

Numero de carregamentos = 1
 gamaf [1] = 1.40

MAXIMOS ESFORCOS NAS BARRAS PARA ITERACAO...1

VG	bar	L	vdeb	vddb	mdeb	mddb	xnb	mdmb	tdeb	tddb
		[m]	[tf]	[tf]	[tfm]	[tfm]	[m]	[tfm]	[tfm]	[tfm]
V01	1	2.00	8.96	4.10	-7.34	5.72	0.00	-7.34	0.00	0.00
V01	2	2.00	-4.10	-8.96	5.72	-7.34	2.00	-7.34	0.00	0.00
V02	3	3.50	2.95	-4.10	0.00	-2.02	1.46	2.16	0.00	0.00
V02	4	3.50	4.10	-2.95	-2.02	0.00	2.04	2.16	0.00	0.00

MAXIMOS ESFORCOS NAS BARRAS PARA ITERACAO...3

VG	bar	L	vdeb	vddb	mdeb	mddb	xnb	mdmb	tdeb	tddb
		[m]	[tf]	[tf]	[tfm]	[tfm]	[m]	[tfm]	[tfm]	[tfm]
V01	1	2.00	9.67	4.49	-7.95	6.22	0.00	-7.95	0.00	0.00
V01	2	2.00	-4.49	-9.67	6.22	-7.95	2.00	-7.95	0.00	0.00
V02	3	3.50	2.83	-4.49	0.00	-2.92	1.35	1.91	0.00	0.00
V02	4	3.50	4.49	-2.83	-2.92	0.00	2.15	1.91	0.00	0.00

CARACTERISTICAS DO CONCRETO

FCK..... = 180.0 [kgf/cm²]
 ACO CA.... = 50 - A
 gamaC..... = 1.40
 gamaS..... = 1.15
 KX3lim.... = 0.6283

DADOS DAS ITERACOES PARA AS VIGAS:

Esforços.....[ton] [m] , Dimensoes.....[cm]

Num de Vigas.....2

Num de Interacoes..3

```

=====
VIGA.....V01      bw = 15.0      M 3LIM....= 8.45 ton*m
IT Vd  td/tu    Md  Md/M3L  dm  fx  Kx  Dcisa  Dflex  Hin  Hit  Hfi
1  9.0  2.66  -7.3  24.28  4  6  1.00  18.6  31.9  10  35  35
2  9.6  0.62  -7.9  1.25  4  6  0.94  19.9  33.4  35  40  40
3  9.7  0.54  -7.9  0.94  3  4  0.57  20.1  37.0  40  40  40
=====
    
```

```

=====
VIGA.....V02      bw = 15.0      M 3LIM....= 2.99 ton*m
IT Vd  td/tu    Md  Md/M3L  dm  fx  Kx  Dcisa  Dflex  Hin  Hit  Hfi
1  4.1  1.21   2.2  7.13  4  6  1.00   8.5  17.3  10  20  20
2  4.5  0.54  -2.9  1.65  4  6  1.00   9.2  20.2  20  25  25
3  4.5  0.42  -2.9  0.98  3  4  0.61   9.3  22.0  25  25  25
=====
    
```

SECOES E VOLUMES INICIAIS E FINAIS

Viga	L [m]	Sec In bw hi	Sec Fi bw hf	hf-hi	Vol In Vi[m3]	Vol Fi Vf[m3]	Vf-Vi [m3]
V01	4.00	15x 10	15x 40	30	0.060	0.240	0.18
V02	7.00	15x 10	15x 25	15	0.105	0.262	0.16

VOLUME DE CONCRETO PARA A GRELHA NAS ITERACOES:

INT VOLUME INICIAL [m3]

1	0.160
2	0.420
3	0.500

VOLUME 3 - VOLUME 1 = 0.34 [m3]

Analisando os resultados apresentados acima, pode-se concluir:

a)- Houve uma pequena variação de esforços durante as iterações, devido à melhor acomodação da estrutura ;

b)- Uma vez mais o esforço predominante na determinação das novas alturas das seções foi o momento fletor;

c)- Menor número de iterações para que haja a estabilização das alturas das seções (3 iterações), quando comparadas às executadas para a primeira concepção

(6 iterações);

d)- Mesmas dimensões obtidas para as seções em ambos os exemplos.

3.9.4 - Terceira Concepção

Assim como na segunda concepção, adota-se a mesma grelha da primeira concepção, alterando-se apenas o pré-dimensionamento adotado para as seções, a fim de se estudar a influência deste no desenvolvimento do cálculo. Para tanto, adotaram-se, novamente, as mesmas dimensões de seções para as duas vigas, que agora ficam definidas por:

Viga $\overline{V01}$: 15 x 100 cm ;

Viga $\overline{V02}$: 15 x 100 cm ;

O intuito de adotar estes valores é produzir uma geometria inicial de seções cujos elementos mais solicitados estejam trabalhando no domínio 2 (peças subarmadas), para posterior análise do desenvolvimento dos cálculos, partindo-se de todas as seções, trabalhando no domínio 2.

Numero de carregamentos = 1
gamaf [1] = 1.40

```
*****
MAXIMOS ESFORÇOS NAS BARRAS PARA ITERACAO...1
VG  bar  L    vdeb  vddb  mdeb  mddb  xmb  mdmb  tdeb  tddb
      [m]   [tf]  [tf]  [tfm] [tfm]  [m]  [tfm] [tfm] [tfm]
V01  1   2.00 10.87  5.06 -8.94  7.00  0.00 -8.94  0.00 0.00
V01  2   2.00 -5.06 -10.87  7.00 -8.94  2.00 -8.94  0.00 0.00

V02  3   3.50  3.63 -5.06  0.00 -2.50  1.46  2.66  0.00 0.00
V02  4   3.50  5.06 -3.63 -2.50  0.00  2.04  2.66  0.00 0.00
*****
MAXIMOS ESFORÇOS NAS BARRAS PARA ITERACAO...3
VG  bar  L    vdeb  vddb  mdeb  mddb  xmb  mdmb  tdeb  tddb
      [m]   [tf]  [tf]  [tfm] [tfm]  [m]  [tfm] [tfm] [tfm]
V01  1   2.00  9.67  4.49 -7.95  6.22  0.00 -7.95  0.00 0.00
V01  2   2.00 -4.49 -9.67  6.22 -7.95  2.00 -7.95  0.00 0.00

V02  3   3.50  2.83 -4.49  0.00 -2.92  1.35  1.91  0.00 0.00
V02  4   3.50  4.49 -2.83 -2.92  0.00  2.15  1.91  0.00 0.00
*****
```

CARACTERISTICAS DO CONCRETO

FCK..... = 180.0 [kgf/cm2]
 ACO CA... = 50 - A
 gamaC..... = 1.40
 gamaS..... = 1.15
 KX3lim.... = 0.6283

DADOS DAS ITERACOES PARA AS VIGAS:

Esforços....[ton] [m] , Dimensoes.....[cm]

Num de Vigas.....2

Num de Interacoes..3

=====

VIGA.....V01 bw = 15.0 M 3LIM.... = 8.45 ton*m

IT	Vd	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hit	Hfi
1	10.9	0.23	-8.9	0.15	2	1	0.07	22.6	47.5	100	50	50
2	9.8	0.43	-8.1	0.59	3	3	0.32	20.4	36.2	50	40	40
3	9.7	0.54	-7.9	0.94	3	4	0.57	20.1	37.0	40	40	40

1	5.1	0.11	2.7	0.05	2	1	0.02	10.5	26.8	100	30	30
2	4.6	0.35	-3.0	0.66	3	3	0.37	9.5	22.0	30	25	25
3	4.5	0.42	-2.9	0.98	3	4	0.61	9.3	22.0	25	25	25

=====

VIGA.....V02 bw = 15.0 M 3LIM.... = 2.99 ton*m

IT	Vd	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hit	Hfi
1	5.1	0.11	2.7	0.05	2	1	0.02	10.5	26.8	100	30	30
2	4.6	0.35	-3.0	0.66	3	3	0.37	9.5	22.0	30	25	25
3	4.5	0.42	-2.9	0.98	3	4	0.61	9.3	22.0	25	25	25

1	4.00	15x100	15x 40	-60	0.600	0.240	-0.36
V02	7.00	15x100	15x 25	-75	1.050	0.262	-0.79

=====

Analizando os resultados obtidos neste exemplo, têm-se:

- a)-Pequena variação de esforços quando comparado a primeira concepção;
- b)-Momento fletor predominante na determinação

da altura para a próxima iteração ;

c)-Menor número de iterações para a estabilização das seções, quando comparada a primeira concepção e com o mesmo número ocorrido na segunda concepção;

d)-Mesmos resultados finais obtidos pela primeira e segunda concepções;

CAPÍTULO IV

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

4.1 - INTRODUÇÃO

Depois de lançada a estrutura, por meio de um cálculo estático, determinam-se os esforços solicitantes M, N, V e T para os mais diversos carregamentos.

As seções transversais devem ser dimensionadas para estes esforços solicitantes. Por dimensionamento entende-se aqui o cálculo das armaduras de aço e as verificações das tensões de compressão no concreto.

Para vigas de pavimentos de edifícios de concreto armado este dimensionamento, em geral, é feito separadamente, para a flexão e para o cisalhamento.

O cálculo à flexão foi desenvolvido em paralelo com este trabalho, sendo tema de dissertação de mestrado de [21], prevendo-se a integração de resultados.

Pretende-se com este trabalho contribuir para o estudo do dimensionamento a cisalhamento de pisos de edifícios de concreto armado considerando-se elementos lineares independentes ou levando-se em conta o efeito grelha.

Para a efetivação deste dimensionamento, escalonam-se os diagramas de esforços cortantes e de momentos torçores resultantes da análise do modelo adotado para a estrutura. Obtem-se assim, de forma

econômica, as armaduras de cisalhamento.

Como hipóteses de dimensionamento consideraram-se vigas de seção constante com a armadura longitudinal suficientemente ancorada e com estribos perpendiculares aos eixos das peças.

Os cálculos serão realizados por métodos computacionais e, para tanto, desenvolveu-se um programa em linguagem PASCAL, onde se determinam as armaduras necessárias em vigas de pavimentos de um edifício considerado como grelha.

Entre outros recursos oferecidos pelo programa, tem-se a opção de telas gráficas desenvolvidas, visando a transparência e a intervenção do projetista no cálculo efetuado. Este recurso, devido ao seu apelo visual, proporciona o rápido entendimento das soluções adotadas pelo programa, fornecendo, assim, elementos que permitem, caso se deseje, uma intervenção segura do usuário, para modificação da armadura calculada.

4.2 - ESFORÇOS SOLICITANTES

A análise da estrutura é feita, considerando-se que essa funcione como grelha. Para tanto, definiu-se um modelo formado por barras e nós, solicitados pelos carregamentos a serem considerados. Calculam-se, então, os esforços internos (M, V, M_t) nas extremidades das barras, considerando-se cada um dos carregamentos, a partir de programas que são específicos para este tipo de cálculo.

Conhecidos tais esforços internos, passa-se ao dimensionamento do modelo adotado. No entanto, os programas desenvolvidos para este dimensionamento operam com vigas formadas por tramos, onde se conhecem as reações de apoio e as cargas correspondentes aos carregamentos existentes.

Sendo assim, existe a necessidade da transformação do modelo adotado para a grelha (formado

por barras e nós) em vigas compostas (por tramos. Para tanto, consideram-se vigas formadas por barras da grelha e montam-se os seus tramos a partir da análise das características dessas barras e dos esforços solicitantes discretizados em suas extremidades. Nesta montagem, prevê-se o apoio indireto de viga em viga, determinando-se qual viga apóia e qual recebe o apoio. Desta maneira se conhecem vigas e tramos de vigas, com os respectivos carregamentos e reações de apoio, os quais tem correspondência direta com o modelo adotado para grelha.

Esta transformação se efetua com a utilização do programa "LGP" [21], desenvolvido em paralelo com este trabalho.

Conhecidas as vigas e os tramos de vigas, onde, para cada carregamento, têm-se as correspondentes cargas e reações de apoio, executa-se o dimensionamento à cisalhamento. Para isso, determina-se a envoltória de esforços solicitantes ao longo de cada tramo das vigas.

Primeiramente, determinam-se os esforços solicitantes em pontos de tramos, considerando os respectivos coeficientes de majoração (γ_f), de maneira a se obter uma distribuição destes esforços para cada carregamento existente.

Para o dimensionamento da armadura de cisalhamento, prevê-se a ação conjunta do esforço cortante e do momento torçor. Tal dimensionamento é efetuado para os máximos esforços solicitantes, em termos absolutos, que ocorrerem em cada um dos pontos. Sendo assim, envoltórias de esforços solicitantes são obtidas, adotando-se, para cada ponto, o máximo esforço solicitantes, em termos absolutos, dentre todos os esforços solicitantes resultantes dos carregamentos existentes.

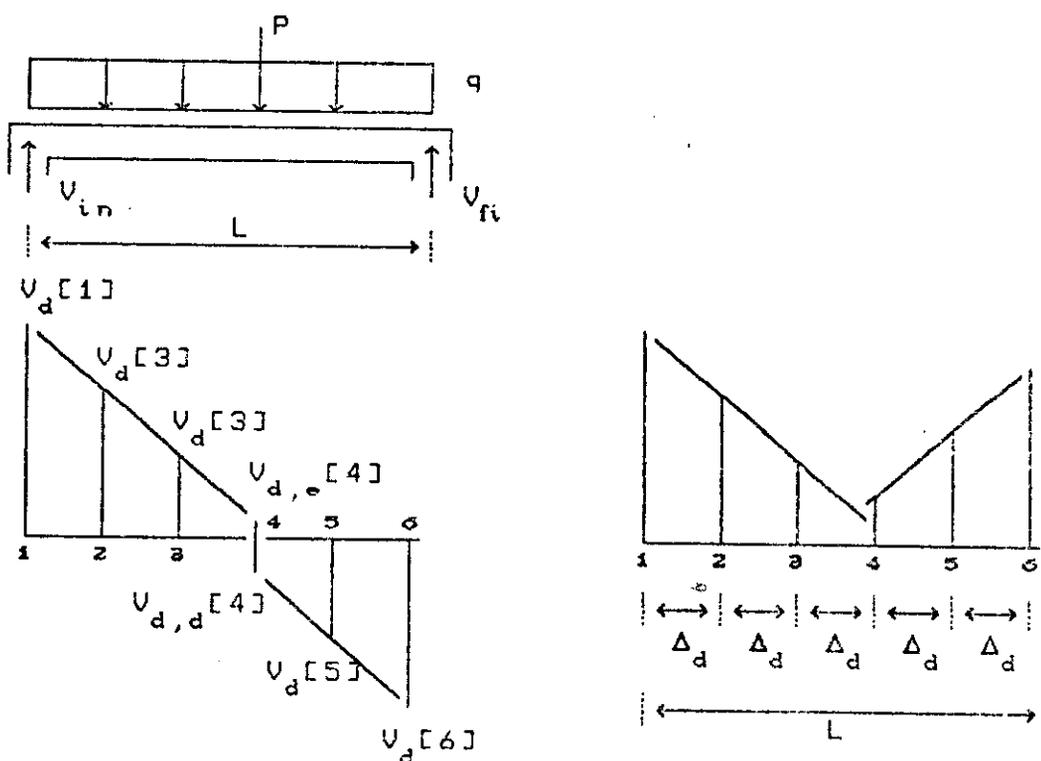
Para cálculo dos esforços em tramos, usualmente, os vãos são discretizados em 10 segmentos. No entanto, à medida que cresce o vão, aumenta-se a distância entre

estes pontos, com a possibilidade de ocorrer variações significativas dos esforços neste comprimento. Por este motivo, discretizaram-se os pontos distanciados no máximo de 20 cm, isto é, os segmentos ficam dados por:

$$\Delta_d \leq \begin{cases} \text{Vão} / 10 ; \\ 20 \text{ cm} ; \end{cases}$$

prevendo-se, desta forma, com maior precisão, a variação desses esforços ao longo dos tramos.

Para ilustrar o mencionado acima toma-se o exemplo da figura 4.1.a onde é mostrada uma viga formada por um tramo. A partir das reações de apoio correspondentes a um determinado carregamento, podem-se calcular os esforços cortantes discretizados em pontos deste tramo, de tal maneira que possa simular o diagrama deste esforço. A figura 4.1.b mostra a distribuição desses esforços em termos absolutos, simulando a envoltória final.



a)-Esforços nos Pontos

b)-Envoltória Absoluta

Fig. 4.1 - Distribuição do esforço cortante em pontos do tramo

4.3 - DIMENSIONAMENTO A ESFORÇO CORTANTE

4.3.1 - Considerações Gerais

Determinada a envoltória de esforços solicitantes ao longo dos tramos das vigas, passa-se ao dimensionamento ao esforço cortante. Por dimensionamento entende-se aqui o cálculo das armaduras de aço e sua distribuição nos tramos das vigas, de modo que os esforços solicitantes calculados possam ser absorvidos com a segurança exigida.

Este dimensionamento envolverá, sempre, duas etapas:

- Verificação do não esmagamento do concreto, para as diagonais comprimidas da treliça (bielas) que se formam no interior das peças;

- Dimensionamento das armaduras necessárias a absorver as trações que surgem na referida treliça (armações em estribos verticais), bem como a sua distribuição nos tramos das vigas.

O dimensionamento das armações estará calcado no Modelo Simplificado Proposto pela NBR-6118 (Capítulo III, item 2.5.4), resultante de adaptações sobre a treliça de Ritter-Mörsch.

Já a distribuição das armaduras nos tramos das vigas, será função do desenvolvimento dos esforços solicitantes no interior das peças (diagramas), como também de parâmetros que influenciam no processo prático construtivo. Estes parâmetros, como se verá, serão préfixados pelo usuário, de acordo com o projeto em desenvolvimento.

4.3.2 - Redução do Cortante nas proximidades dos apoios

Ensaio realizados em diversas vigas armadas ao cisalhamento, segundo a teoria da treliça generalizada de

Mörsch, mostraram, para cargas atuando próximas aos apoios, a existência de armação em excesso nestas proximidades, acentuando-se tal diferença à medida que as cargas ficam mais próximas dessa vinculação. O fato é de simples explicação já que, para tal situação de carregamento, pode-se facilmente observar um funcionamento similar ao arco atirantado (a armação longitudinal inferior sendo o tirante), portanto com o desenvolvimento de tensões cisalhantes menores que as calculadas pela teoria clássica.

Assim, com base em tais resultados, pode-se fazer uma correção nas armações de cisalhamento. Como já dito, tal correção consiste na redução dos valores dos esforços cortantes nas proximidades do apoio considerado.

Entretanto, este efeito favorável (relativo à armação de cisalhamento), descrito neste item, só poderá existir plenamente, no caso da carga ser aplicada no banzo superior e no caso de o apoio ser direto.

Diante disto, a implementação deste efeito no Programa de Dimensionamento ao Cisalhamento fica condicionado ao conhecimento da origem dos carregamentos (a posição de sua aplicação) e dos apoios diretos. Devido ao fato de estas condições serem atualmente desconhecidas, as reduções ficam a critério do usuário que, para tanto, indicará as vigas nas quais se efetuará tal redução.

Além disto, o dimensionamento é feito a partir das envoltórias de esforços solicitantes, resultantes dos esforços correspondentes aos carregamentos. Sendo assim, é necessária a montagem de uma envoltória de esforços cortantes solicitantes reduzidos, resultante das reduções efetuadas nos cortantes correspondentes a cada carregamento. Como cada carregamento tem sua origem, ter-se-á que identificar as vigas onde tal redução deverá ser considerada, o que tornará o processo demasiadamente trabalhoso.

Esta envoltória de esforços reduzidos será usada

para o dimensionamento, uma vez que, para a verificação do não esmagamento das bielas de compressão que se formam no concreto, os esforços devem ser considerados na sua totalidade.

Por esta razão, este efeito favorável só será efetuado em vigas que tenham sido indicadas e com a condição de carregamento único.

Neste caso, faz-se inicialmente o vetor de esforço cortante reduzido igual ao vetor de esforço cortante real. Obtem-se, então, os cortantes reduzidos nos pontos próximos dos apoios armazenados no vetor de esforço cortante reduzido, para as seguintes situações:

a)- Redução do esforço cortante devido a cargas concentradas

Neste caso a NBR-6118 faz a seguinte consideração:

-"A força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2h$ do centro do apoio poderá, nesse trecho de comprimento α , ser reduzida multiplicando-a por $a/2h$ ".

A figura 4.2 ilustra este caso, tomando-se o apoio esquerdo de uma viga genérica.

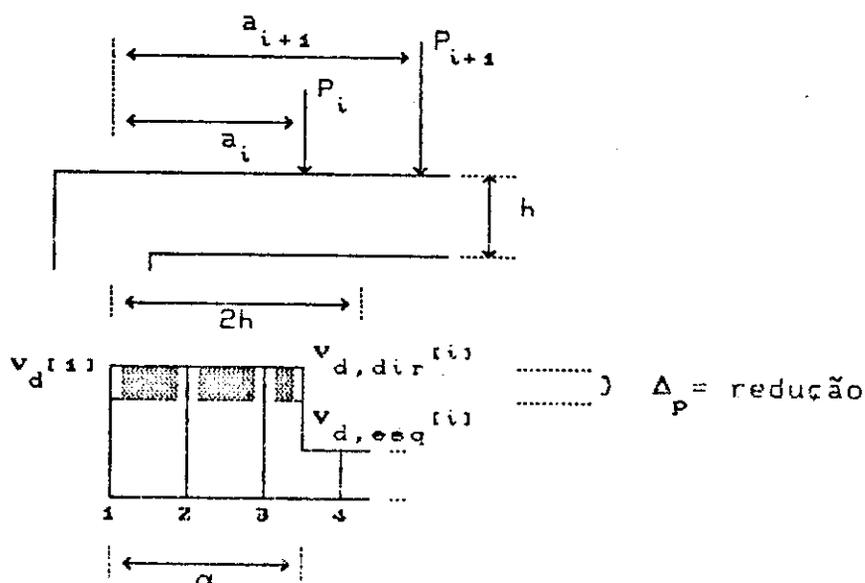


Fig. 4.2 - Redução do cortante devido a cargas concentradas

O valor da redução (Δ_p), no caso do apoio esquerdo, será dada por:

$$\Delta_p = P_i (1 - a_i/2h)(V_{\tilde{a}} - a_i)/V_{\tilde{a}} \dots \dots \dots (F4.1)$$

onde: $V_{\tilde{a}}$ = distância entre centro de apoios.

Como condição para redução do esforço cortante é necessário que a carga e a reação de apoio estejam aplicadas em faces opostas da peça, comprimindo-a.

Esta redução só será efetuada para diagramas com esforços cortantes diminuindo de valor do apoio para centros de vão, isto, em termos absolutos. No caso dos esforços cortantes aumentando de valor, em termos absolutos, do apoio para o centro do vão, significa que a reação e a carga estão em mesmo sentido, não havendo a compressão necessária da peça.

Assim, para

$$Abs(V_d[j]) \geq Abs(V_d[j+1]),$$

o esforço cortante reduzido a ser adotado para pontos situados no comprimento α será dado por:

$$V_{d,red} [j] = V_d [j] - \Delta_p \dots \dots \dots (F4.2)$$

onde J é qualquer ponto situado no comprimento α .

Para o apoio direito é feita a mesma consideração apresentada para o apoio esquerdo, alterando-se a seqüência dos pontos e dos carregamentos, que devem ser analisados de forma decrescentes, do apoio direito para o centro do vão, de vez que estes estão numerados de forma crescente, a partir do apoio esquerdo.

b)- Redução do esforço cortante devido a cargas distribuídas

A NBR-6118 estabelece:

- "A força cortante, oriunda de carga distribuída, poderá ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância $h/2$ da face do apoio, constante e igual à desta seção."

No caso de um apoio esquerdo a figura 4.3 ilustra este caso de redução.

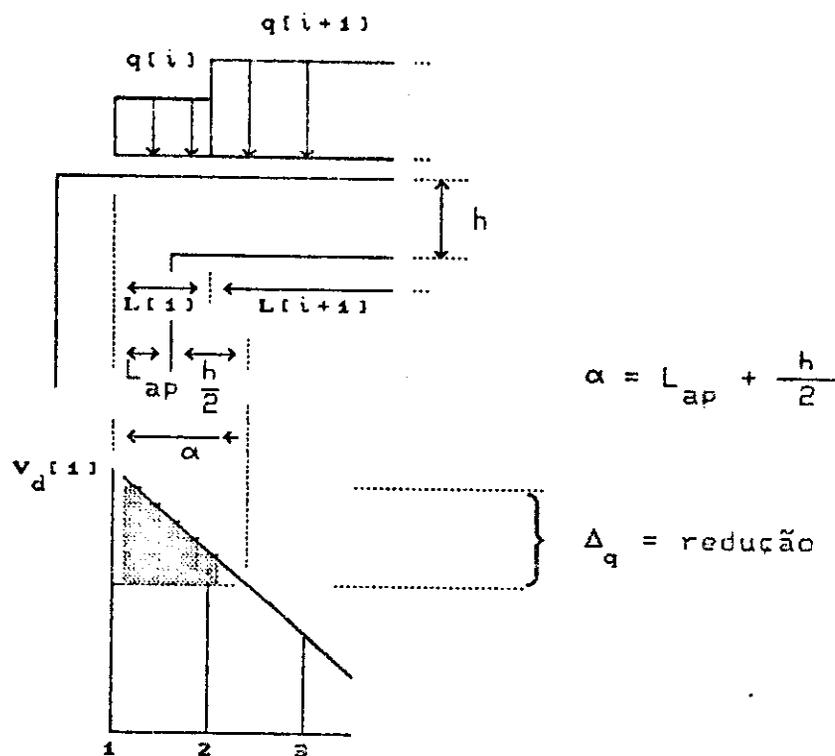


Fig. 4.3 - Redução do cortante nas proximidades do apoio esquerdo devido a cargas distribuídas.

O valor da redução (Δ_q) será calculado pela somatória das cargas (q_i) multiplicada pelos seus comprimentos (L_i), até que seja atingido o comprimento α , ou seja :

$$\text{Enquanto } L_i \leq \alpha, \Delta_q = \Delta_q + q_i L_i \dots \dots \dots (F4.3)$$

$$\text{Para } L_i > \alpha \text{ e } L_{i-1} < \alpha, \Delta_q = \Delta_q + q_i (\alpha - L_{i-1}) \dots \dots (F4.4)$$

Conhecido o valor da redução, o esforço cortante reduzido no apoio esquerdo será :

$$V_{d,red}[1] = V_d[1] - \Delta_q \dots \dots \dots (F4.5)$$

Para os demais pontos do tramo compreendidos no comprimento α , os esforços cortantes serão reduzidos com a seguinte condição (condição de compressão da peça):

$$\text{Para } \text{Abs}(V_d[j-1]) \geq \text{Abs}(V_d[j])$$

tem-se:

$$V_{d,\text{red}}[j] = V_{d,\text{red}}[1] \dots \dots \dots (F4.6)$$

onde J é qualquer ponto situado no comprimento α .

Como comentado na redução devido a cargas concentradas, é feita a mesma análise para redução do esforço cortante no apoio direito, alterando-se a sequência dos pontos e dos carregamentos que devem ser tomados de forma decrescentes.

4.3.3 - Disposições Construtivas

Como primeira recomendação construtiva a NBR-6118 indica uma armadura mínima.

A armadura mínima adotada relativa ao esforço cortante, conforme comentado no Capítulo II - item 2.5.6, será dada por:

$$A_{st\text{min}} \geq \begin{cases} 0.14 \% b_v s, & \text{para aços CA-40, CA-50 e CA-60;} \\ 0.25 \% b_v s, & \text{para aços CA-25 ou CA-32;} \end{cases}$$

com $b_v \leq d$.

Outro valor que deve ser fixado dentro de certos limites é o espaçamento entre barras.

Os espaçamentos máximos dos estribos são limitados pela NBR-6118, conforme comentado no item 2.5.6, e é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$S_{\text{max}} \geq \begin{cases} - d / 2 \\ - 30 \text{ cm} \end{cases}$$

No caso de haver armadura longitudinal de compressão, o espaçamento máximo dos estribos, medidos ao longo daquela armadura, não pode, também, ser maior que:

$$S_{\max} \geq \begin{cases} - 21 \phi_l & \text{para aços CA-25 e CA-32} \\ - 14 \phi_l & \text{para aços CA-40, CA-50 e CA-60} \end{cases}$$

onde ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal de compressão.

No entanto, com relação a esta última limitação, necessitar-se-ia do conhecimento do vetor de posições da armadura longitudinal. O cálculo é realizado pelo programa de Dimensionamento à Flexão [21]. Sendo assim, é necessária a interação entre aquele programa e o que foi implementado para este trabalho. Atualmente esta verificação não tem sido considerada.

Quanto ao espaçamento mínimo (S_{\min}), fica a critério do usuário a sua limitação. Esta limitação é feita de acordo com o projeto em desenvolvimento e com opções pessoais do projetista. A este respeito se tecem alguns comentários no item 4.8.

A bitola a ser definida para uma seção deve ter seu valor máximo limitado conforme a NBR-6118. Esta limitação é dada pelo seguinte valor máximo do diâmetro da barra:

$$\phi_{l,\max} = b_v / 12$$

4.3.4 - Dimensionamento

4.3.4.1 - Generalidades

O dimensionamento da armadura de cisalhamento da alma (as seções podem eventualmente ser T) é sempre efetuado com o objetivo de garantir segurança total ao esforço cortante, isto é, os esforços de tração que surgem na alma da peça devem ser totalmente absorvidos pela armadura de cisalhamento.

Para o dimensionamento de uma seção de concreto armado solicitada a esforço cisalhante parte-se da

analogia clássica de treliça. Após a ocorrência da fissuração (Estádio II), podem ser analisados os esforços internos da peça, tratando a mesma como uma treliça onde as armaduras funcionam como banzos ou montantes tracionados e onde a parte íntegra de concreto corresponde ao banzo e às diagonais de concreto. Este modelo foi desenvolvido por Mörsch na clássica analogia de treliça com diagonais comprimidas inclinadas a 45°.

Por outro lado, tomando-se como base de dimensionamento o modelo simplificado proposto pela NBR-6118, elaborado a partir de ensaios de laboratórios, onde se admite que uma parcela do esforço cortante é absorvida pelas partes comprimidas do concreto, obtêm-se armaduras de cisalhamento sensivelmente diminuídas, em comparação com os resultados de Mörsch. Assim, este modelo, comprovadamente mais realista e definido em norma, será o adotado para o dimensionamento ao esforço cortante.

No processo de dimensionamento, exposto a seguir, o cálculo das armaduras foi desenvolvido, considerando-se estribos perpendiculares ao eixo da peça (estribos verticais), com a armadura longitudinal devidamente ancorada. Embora possíveis, armaduras inclinadas são evitadas.

4.3.4.2 - Colaboração do Concreto

O modelo adotado para o dimensionamento da armadura de combate ao esforço cortante é o descrito no item 2.5.7 do capítulo II. Nesse modelo se admite que uma parcela da tensão de cisalhamento, provocada pelos esforços cortantes, é absorvida pelas partes comprimidas do concreto.

Esta parcela é calculada conforme (F2.69), ou seja:

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}}$$

onde ψ_1 é função da menor taxa de armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2h$, medido a partir da face do apoio considerado e calculado conforme tabela 2.1.

No entanto, para a determinação do valor de ψ_1 , cabem algumas considerações:

a)-Como um tramo possui dois apoios e em cada um destes se verifica, geralmente, uma distribuição de armadura longitudinal, obtêm-se dois valores para ψ_1 e para τ_c no mesmo tramo. A questão seria em que partes deste tramo se deveria estender o valor de τ_c calculado para um ou outro apoio.

Alguns autores sugerem que os valores sejam mantidos constantes nos trechos compreendidos entre seções onde o esforço cortante muda de sinal, seções estas que caracterizam, em última análise, a inversão de sinal nos esforços das diagonais da treliça.

Entretanto, poderia haver tramos onde ocorresse mais de uma mudança de sinal do cortante. Assim, o procedimento a ser adotado seria aquele de se considerar o menor valor de ψ_1 e de τ_c para todo o tramo.

b)-Outro aspecto de interesse, no caso, seria o de se ter armazenado um vetor das posições da armadura longitudinal nos pontos de tramos, para que fosse realizada tal análise. Como comentado, o cálculo da armadura longitudinal é efetuado pelo programa de Dimensionamento à Flexão, sendo que a comunicação entre os programas ainda não foi totalmente implementada.

c)-Também, na montagem de trechos, utiliza-se um esforço cortante mínimo ($V_{d,min}$), calculado conforme item 4.3.5 e que, por sua vez, é função da colaboração do concreto. No caso, ter-se-ia que considerar um valor deste esforço mínimo para cada ponto do tramo, o que resultaria num prolongamento e maior refinamento da análise.

Por estes motivos, adotou-se para ψ_1 o limite inferior, a favor da segurança, da tabela 2.1, ou seja:

$$\psi_1 = 0.24 \dots\dots\dots (F4.7)$$

Esta simplificação resultará, geralmente, numa menor tensão absorvida pelas partes comprimidas do concreto e conseqüentemente em um maior consumo de armadura de combate ao esforço cortante.

Assim, o valor de τ_c , considerando-se (F4.7), será dado por :

$$\tau_c = 0.24 \sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots (F4.8)$$

O valor do esforço cortante absorvido pelas partes comprimidas do concreto correspondente a essa tensão é calculada conforme (F2.81), ou seja :

$$V_{cd} = \frac{b_v d}{1.15} \tau_c ,$$

ou ainda:

$$V_{cd} = \frac{b_v d}{1.15} 0.24 \sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots (F4.9)$$

4.3.4.3 - Armadura Necessária ($A_{st_{nec}}$)

Os esforços de tração na alma de vigas e as tensões de cisalhamento oriundas do esforço cortante foram dadas, no capítulo II, para o modelo simplificado proposto pela NBR-6118. Neste modelo, admite-se que uma parcela (V_{cd}) do esforço cortante (V_d) é absorvida pelos membros comprimidos da treliça. Assim, a armadura de cisalhamento deve ser dimensionada apenas para a parcela ($V_d - V_{cd}$) da força cortante V_d .

Com isto e com as equações (F2.84) e (F4.9) e considerando um determinado esforço cortante solicitante, pode ser obtida a seção transversal necessária da armadura de alma de vigas. No caso de estribos verticais, tem-se:

$$A_{st_{nec}} = \frac{1.15}{d f_{yd}} (V_d - V_{cd})$$

ou então, a seção transversal Ast_{nec} [cm^2/m] em relação à unidade de comprimento:

$$Ast_{nec} = \frac{115}{d f_{yd}} (V_d - V_{cd}) \dots\dots\dots(F4.10)$$

com $f_{yd} \leq 4350 \text{ kgf/cm}^2$.

Esta armadura não poderá ser inferior àquela mínima descrita no item 4.3.3, ou seja:

$$Ast_{nec} \geq Ast_{min} \dots\dots\dots(F4.11)$$

4.3.4.4 - Armadura Efetiva (Ast_{ef})

A armadura efetiva é aquela final obtida após a adoção do espaçamento S entre estribos, sendo determinada em função da armadura necessária, ou seja, a partir da Ast_{nec} , que, como comentado, é uma armadura por unidade de comprimento, podem ser obtidas as seções transversais efetivas da armadura de alma (Ast_{ef}) com espaçamentos S , onde:

$$Ast_{nec} = \frac{Ast_{ef}}{S} \dots\dots\dots(F4.12)$$

Nesta relação, devem sempre ser adotadas as áreas das seções transversais, decorrentes da intersecção das barras com um plano horizontal, isto é, um estribo de dois ramos é considerado com o dobro da seção de uma barra; um par de estribos colocados na alma, próximos um do outro, com 2x2 ramos, é considerado com 4 vezes a seção da barra. Assim, adota-se uma bitola e um número de ramos para determinado estribo. A área efetiva desse estribo será dada por:

$$Ast_{ef} = R A_b \dots\dots\dots(F4.13)$$

onde:

R = Número de ramos do estribo ;

A_b = Área de uma barra de diâmetro igual à bitola (ϕ)

do estribo.

Adotados o diâmetro ϕ e o número de ramos R, determina-se o espaçamento S entre barras para que seja satisfeita a armadura necessária, ou seja:

$$S = \frac{R A_b}{A_{st_{nec}}}$$

ou ainda, S [cm]:

$$S = 100 \frac{R A_b}{A_{st_{nec}}} \dots \dots \dots (F4.14)$$

Para que seja efetivada determinada armadura tanto o diâmetro ϕ como o espaçamento S estão condicionadas à disposições construtivas, conforme comentado no item 4.3.3. Assim, o diâmetro ϕ adotado deve satisfazer (F4.15):

$$\phi \leq \phi_{t,max} \dots \dots \dots (F4.15)$$

Já o valor do espaçamento S está limitado a valores máximos e mínimos conforme (F4.16):

$$S_{min} \leq S \leq S_{max} \dots \dots \dots (F4.16)$$

Cabem, aqui, alguns comentários sobre os procedimentos adotados para o cálculo da armadura:

- a)-Adotam-se ϕ e R;
- b)-Verifica-se a possibilidade de uso do diâmetro ϕ adotado segundo (F4.15);
- c)-Caso o diâmetro ϕ possa ser usado, calcula-se o espaçamento S entre estribos;
- d)-Compara-se S com o limite inferior de espaçamentos (S_{min});
- e)-Caso $S_{min} > S$, incrementa-se o número de ramos do estribo. Estes incrementos serão feitos conforme os parâmetros adotados no item 4.3.4.5, refazendo-se o cálculo do espaçamento S e comparando-se este novo S com S_{min} . Repete-se este procedimento até que $S \geq S_{min}$;
- f)-Não sendo permitido o incremento de ramos de

estribos, procede-se a inviabilização do diâmetro ϕ adotado para o esforço cortante em questão. Aumenta-se, então, o diâmetro ϕ adotado, segundo os padrões disponíveis. Para o novo diâmetro escolhido, reinicia-se o processo com um número mínimo de ramos;

g)- No caso de se terem esgotadas todas as possibilidades de bitolas e incrementos de ramos, interrompe-se o processamento do programa, emitindo para esse caso uma mensagem que identifica o fato e o tramo da viga onde ocorreu;

h)-Tendo-se $\phi \leq \phi_{t,max}$ e $S \geq S_{min}$, passa-se a análise da limitação do espaçamento S a um limite superior (S_{max}). Caso este espaçamento não seja satisfeito ($S > S_{max}$), adota-se o procedimento para que esse limite seja satisfeito, ou seja, fazendo-se $S = S_{max}$. Tem-se então o diâmetro ϕ , o número de ramos R e o espaçamento S da armadura.

4.3.4.5 - Bitolas Disponíveis

No dimensionamento da armadura de combate ao cisalhamento, tem-se a possibilidade de ser adotada uma série de combinações de diâmetros com o número de ramos para determinação dessa armadura. No procedimento desenvolvido para este fim, limitou-se esta possibilidade de combinações apenas para os valores apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Bitolas Disponíveis e Limites de Número de Ramos

Bitola	Diâmetro [mm]	Número Máximo de Ramos
1	5.0	2
2	6.3	2
3	8.0	4
4	10.0	4

A escolha de determinada bitola e o número

máximo de ramos que formaram a armadura de cisalhamento segue a sequência apresentada na tabela 4.1.

4.3.5 - Cortante Mínimo ($V_{d,min}$)

A armadura necessária para resistir ao esforço cortante está limitada a valores não inferiores da armadura mínima (Ast_{min}), conforme apresentado no item 4.3.3.

Para esta armadura mínima (Ast_{min}) pode-se calcular a correspondente armadura mínima efetiva ($Ast_{min,ef}$), ou seja, toma-se $Ast_{nec} = Ast_{min}$ e determina-se uma armadura efetiva segundo os cálculos descritos no item 4.3.4.4.

A armadura mínima efetiva resiste a um limite de esforço cortante solicitante denominado cortante mínimo ($V_{d,min}$). Tal valor é determinado, tomando-se (F2.84) e (F4.9), e fazendo-se $Ast_{nec} = Ast_{min,ef}$, isto é:

$$Ast_{min,ef} = \frac{115}{d f_{yd}} (V_{d,min} - V_{cd})$$

ou ainda:

$$V_{d,min} = Ast_{min,ef} \frac{d f_{yd}}{115} + V_{cd} \dots \dots \dots (F4.17)$$

Este valor é de interesse especial no procedimento adotado para montagem de trechos ou para análise do esforço cortante solicitante atuante nos pontos de tramos.

4.3.6 - Escalonamento da Armadura

4.3.6.1 - Considerações Gerais

Para se armar um tramo de viga de concreto armado, é necessário ter uma idéia clara do desenvolvimento dos esforços solicitantes no interior da peça, principalmente no Estádio II, mas é preciso também examinar detalhadamente os aspectos práticos do processo

construtivo.

Assim, no dimensionamento da armadura de cisalhamento, quando for suficiente uma pequena armadura que não onere os custos da construção ou mesmo quando a armadura for a mínima exigida por norma, mantém-se constante o espaçamento dos estribos, ao longo de todo o comprimento do tramo; caso contrário, faz-se com que a armadura de cisalhamento se ajuste ao diagrama de esforço cortante determinante deste dimensionamento, variando-se o espaçamento entre estribos ou o seu diâmetro. Faz-se, então, o escalonamento do diagrama de esforço cortante, definindo-se trechos com os quais se possa trabalhar com a mesma armadura, isto é, trechos de armadura constante.

Porém, a definição destes trechos está vinculada não somente ao diagrama de esforço cortante, como também ao projeto em desenvolvimento (a confiabilidade em sua execução) e a aspectos práticos.

A confiabilidade na execução de um projeto se obtém com a adoção de alguns critérios de caráter construtivo para a montagem de trechos. Estes critérios variam conforme preferências pessoais do projetista e vêm da intenção de se facilitar a execução da armadura resultante em um tramo ou até mesmo em toda a viga. Dentre as várias opções que influenciam neste processo, elegeram-se algumas que se apresentavam como prioritárias, e que são dadas a seguir:

a)-Comprimento Mínimo de Trechos: Impõe-se um comprimento mínimo para os trechos que serão gerados para um tramo. Este valor é fundamental para a análise do número e da distribuição dos trechos em um tramo (seus comprimentos).

b)-Número Máximo de Trechos: A partir deste valor, limita-se o número de trechos de um tramo. Se a opção de projeto for um único trecho por tramo, faz-se este número igual a 1. Quando se tem confiabilidade na execução do projeto desenvolvido e se leva em consideração o custo da construção, este número cresce,

sendo geralmente adotados 3 trechos por tramo.

c)-Espaçamento Relativo: Para facilitar a execução da armação transversal de uma viga, para os espaçamentos entre barras de trechos são, geralmente, escolhidos números inteiros ou múltiplos de 2.5 cm. Define-se assim, o espaçamento relativo que é um número com o qual serão definidos os espaçamentos dos trechos, empregando seus múltiplos. Por exemplo, se se desejar que todos os espaçamentos sejam múltiplos de 2.5 cm, o valor do espaçamento relativo será 2.5.

d)-Espaçamento Mínimo entre estribos: Este valor está vinculado ao projeto em desenvolvimento e a opções pessoais do projetista. É a limitação inferior de espaçamentos entre estribos, e que inviabiliza armaduras cujos espaçamentos calculados sejam menores que este limite adotado.

e)-Mesma Bitola no Tramo: Imposição de mesma bitola para todos os trechos calculados para um tramo. Caso não se verifique esta imposição, adotam-se bitolas diferentes para as armaduras dos trechos de um mesmo tramo. A variação de diâmetros em um determinado tramo só é feita, se absolutamente necessária.

A consideração desses critérios ou parâmetros influenciam sobremaneira a distribuição de trechos e, conseqüentemente, a adoção da disposição da armadura em tramos de vigas. Assim sendo, a montagem desses trechos é um problema de otimização, onde, considerando-se o desenvolvimento dos esforços solicitantes no interior da peça e de algumas imposições de caráter contrutivo, haverá uma distribuição de trechos que gere a armadura mais econômica para determinado tramo.

Devido à falta de bibliografia sobre o assunto, e, como o problema apresenta uma série de variantes, adotou-se um procedimento que permite o encaminhamento de uma solução para o problema. Para tanto, introduziram-se algumas simplificações, dividindo-se o problema em fases

distintas, executadas sequencialmente, até que se obtivesse uma solução. Abaixo são descritas cada uma dessas fases mencionadas.

1ª)- Determina-se uma armadura efetiva para os pontos do tramo onde se conhece o valor dos esforços solicitantes. Para a escolha da bitola referente a esta armadura, considera-se a possibilidade de utilização de diâmetro único ao longo de todo o tramo. Esta armadura é denominada armadura pontual e é função do esforço cortante e do diâmetro escolhido.

Armadura Pontual = f (Esforço Cortante Solicitante,
Imposição de bitolas) ;

2ª)- Cálculo do número e do comprimento de trechos em função da armadura pontual e do espaçamento relativo, obtendo-se o escalonamento do diagrama de esforço cortante. Pode-se, assim, obter todos os trechos inicialmente como função da armadura pontual e do espaçamento relativo, isto é:

Trechos Iniciais = f (Armadura Pontual, Esp. Relativo)

3ª)- Redução do número de trechos ou alteração de comprimentos iniciais em função do comprimento mínimo e do número máximo de trechos adotados. Essa alteração é função dos trechos iniciais acima citado, de um comprimento mínimo e de um número máximo préfixados pelo usuário. Assim, pode-se escrever:

Alteração de Trechos = f (Trechos Iniciais, Comp. Mínimo,
Núm. Máximo de Trechos)

Esgota-se, desta forma, o procedimento de montagem de trechos do tramo. Cada um desses procedimentos é a seguir analisado.

4.3.6.2 - Armadura Pontual

Para cálculo dos trechos faz-se, inicialmente, o dimensionamento dos pontos onde se conhece o valor do esforço cortante solicitante, ou seja, a partir do esforço cortante solicitante correspondente a cada ponto do tramo, calcula-se uma área de aço necessária ($A_{st,nec}$) conforme (F4.10). Para cada uma destas áreas de aço necessárias, determina-se uma armadura denominada armadura pontual.

Na determinação da armadura existe a necessidade de adoção da bitola e do número de ramos dos estribos. Como comentado no item 4.3.4.5, existe uma série de bitolas disponíveis com respectivas limitações de ramos. Ter-se-á, então, que definir uma bitola e um número de ramos dentre aquelas disponíveis para a obtenção de uma armadura. A bitola adotada e os espaçamentos entre estribos gerados para esta bitola estão condicionados a disposições construtivas, conforme comentado em 4.3.4.4.

Nestes termos, montou-se um procedimento onde se fixa uma bitola e um número de ramos para cálculo de uma armadura, verificando-se a viabilidade desta armadura, conforme os limites estabelecidos pelas disposições construtivas. Havendo restrição à armadura obtida, altera-se a bitola ou o número de ramos. No caso, seriam testadas as demais bitolas em ordem crescente. A propósito, vejam-se as apresentadas na tabela 4.1. Explicitando melhor: testa-se, por exemplo, a bitola de 5.0 com número de ramos igual a 2. Caso haja restrições, toma-se a bitola de 6.3, e assim sucessivamente.

A previsão de trechos que trabalham com um máximo de resistência da armadura leva a adoção de dois procedimentos para dimensionamento da armadura pontual, que são:

a)-Imposição de Mesma Bitola no Tramo:

Fixa-se uma bitola e dimensionam-se todos os pontos de um tramo, considerando-se estribos de dois ramos. Se não for possível o dimensionamento de determinado ponto, incrementa-se o número de ramos do estribo, redimensionando-se este ponto em particular.

Ocorrendo pontos onde não foi possível determinar uma armadura para a bitola em questão, despreza-se esta bitola e toma-se um novo valor. Isto exige o redimensionamento de todos os pontos.

Tal procedimento é repetido até que seja possível a armação de todos os pontos do tramo com mesma bitola ou que sejam esgotadas as bitolas disponíveis.

b)-Bitolas Diferentes no Tramo:

O dimensionamento aqui é feito para cada ponto em particular, sendo que dois pontos sequenciais podem assumir bitolas diferentes. No caso, para cada ponto varia-se a bitola até que seja possível a armação do ponto ou que sejam esgotadas as bitolas disponíveis.

Sendo assim, fixa-se uma bitola e dimensiona-se o ponto. Caso não seja possível a armação deste ponto, incrementa-se o número de ramos do estribo e redimensiona-se o ponto. Se ainda assim não for possível armar o ponto, despreza-se a bitola em questão e toma-se um novo valor que necessariamente obrigará o redimensionamento da seção no ponto considerado.

Este procedimento é repetido para cada ponto, até que seja possível armar todos os pontos do tramo ou que sejam esgotadas as bitolas para determinado ponto.

Para qualquer um dos casos acima citados, esgotadas as bitolas disponíveis, paralisa-se o processamento do programa, comunicando-se o ocorrido.

Esta armadura pontual é uma armadura por unidade de comprimento, tendo, portanto, apenas caráter indicativo, uma vez que seria impossível dispô-la no tramo, devido à pequena distância entre pontos para a

qual foi gerada. Como se verá, ela tem um papel fundamental na montagem de trechos do tramo e, para tanto, armazenam-se suas principais características, a saber:

- A área de aço necessária ($A_{st,nec}$);
- A bitola ($\phi_{pontual}$);
- O número de ramos do estribo ($Ramos_{pontual}$);
- O espaçamento entre estribos ($S_{pontual}$);

4.3.6.3 - Trechos Iniciais

Inicialmente, desenvolveu-se um procedimento para cálculo dos trechos em função do esforço cortante mínimo ($V_{d,min}$) correspondente à armadura mínima. Devido ao fato de este estudo não considerar a resistência da armadura efetiva (armadura final adotada) ou mesmo a variação de espaçamentos dos estribos, um novo procedimento foi adotado, com o qual se obtém uma melhor distribuição de trechos e conseqüentemente armadura mais econômica.

Nesse novo estudo, conhecida a Armadura Pontual, passa-se à montagem de trechos no tramo. A idéia seria a de se ter comprimentos de tramos trabalhando com mesma armadura (bitola, ramos, espaçamentos). Como comentado, por questão de execução da armadura calculada, o espaçamento entre estribos é, geralmente, arredondado para valores inteiros ou ainda para múltiplos de 2.5 cm. No intuito de se prever esta variação de espaçamentos foi criado o Espaçamento Relativo, já comentado.

Através da análise dos espaçamentos calculados para a armadura pontual, prevêem-se os pontos cujos espaçamentos sofreriam correção de acordo com o Espaçamento Relativo. Para pontos consecutivos, com mesma armadura (bitola, ramos, espaçamentos corrigidos) estabelecem-se trechos de comprimentos iguais à soma da distância entre estes pontos (Δ_d). Obtem-se, desta maneira, a distribuição dos trechos no tramo, ou os

pontos que possam trabalhar com mesma armadura, onde:

$$\text{Trechos} = f (\text{Armadura Pontual, Esp. Relativo})$$

Tal expediente leva à criação de faixas de espaçamentos entre estribos. Estas faixas são delimitadas por um espaçamento inferior (S_{inf}) e um espaçamento superior (S_{sup}), sendo estes valores incrementados segundo o espaçamento relativo (S_{rel}).

Para o início da análise, calculam-se os limites da faixa conforme (F4.18), onde:

$$\begin{aligned} S_{inf} &= S_{min} , \\ S_{sup} &= S_{inf} + S_{rel} \dots\dots\dots (F4.18) \end{aligned}$$

Nas demais faixas, estes valores são incrementados segundo o espaçamento relativo:

$$\begin{aligned} S_{inf} &= S_{inf} + S_{rel} \\ S_{sup} &= S_{sup} + S_{rel} \dots\dots\dots (F4.19) \end{aligned}$$

Para cada uma das faixas é necessária a análise dos pontos de tramos à procura de valores de espaçamentos da armadura pontual ($S_{pontual}$) que satisfaçam os limites da faixa, ou seja:

$$S_{inf} \leq S_{pontual} < S_{sup} \dots\dots\dots (F4.20)$$

Estes pontos têm os seus espaçamentos igualados ao limite inferior da faixa, $S_{pontual} = S_{inf}$, a favor da segurança. A figura 4.4 mostra a armadura pontual e os limites de uma faixa onde o Espaçamento Relativo é igual a 2.5 cm.

Definem-se, então, trechos correspondentes aos pontos do tramo com mesma armadura, ou seja: mesma bitola ($\phi_{pontual}$), mesmo número de ramos ($Ramos_{pontual}$) e mesmo espaçamento ($S_{pontual}$ já corrigidos).

Para a montagem dos comprimentos de trechos, tomam-se pontos sequenciais com mesma armadura, incrementando-se a distância Δ_d entre eles, ao comprimento do trecho em análise.

A figura 4.5 mostra a configuração final de trechos resultante desta análise.

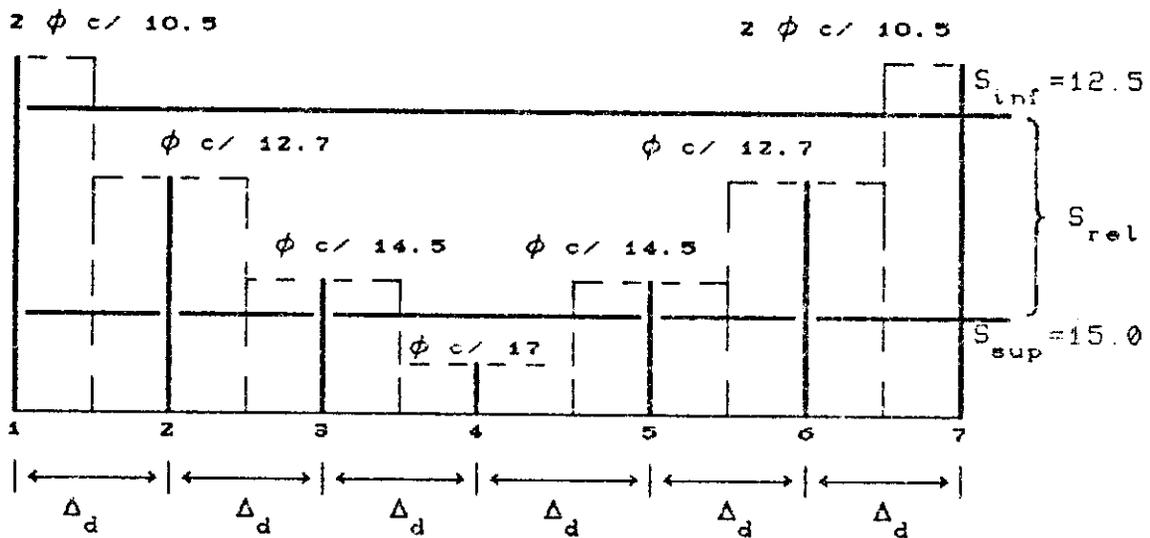


Fig 4.4 - Armadura pontual e limites de uma faixa para o Espaçamento Relativo igual a 2.5 cm

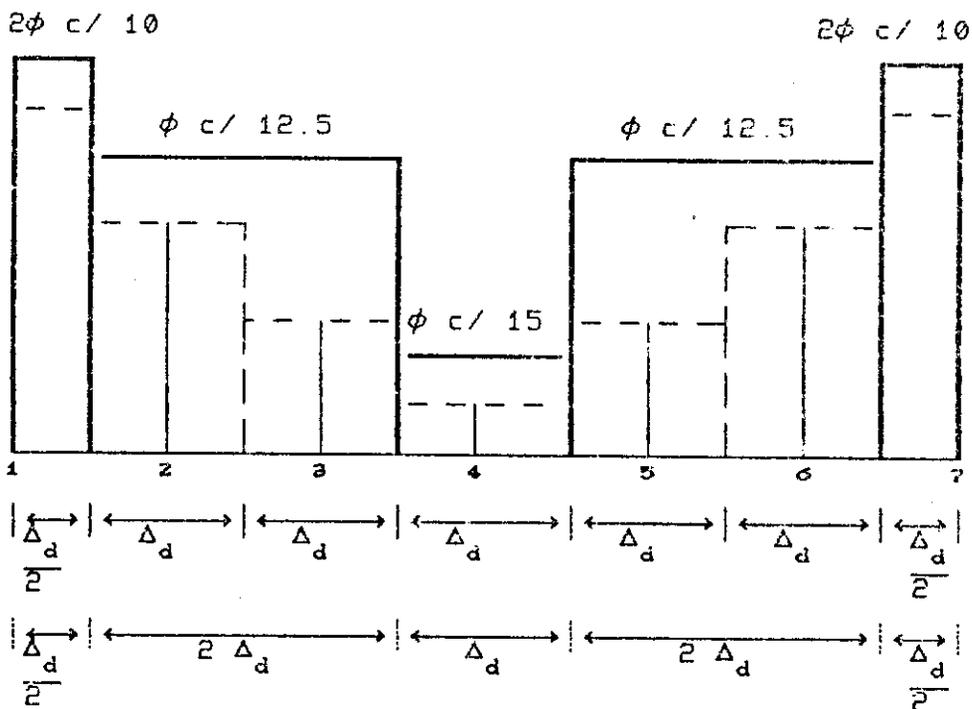


Fig. 4.5 - Trechos montados a partir da armadura pontual e do Espaçamento Relativo.

Na montagem dos comprimentos dos trechos, considera-se que a armadura pontual trabalha a $-\Delta_d/2$ e a $+\Delta_d/2$ do ponto, o que, em última análise, corresponde a

tomar a armadura pontual como resultante da média dos esforços solicitantes atuantes a $-\Delta_d/2$ e a $+\Delta_d/2$ do ponto.

Cabe ainda salientar que, durante a montagem dos trechos, armazenam-se suas principais características, a saber:

-A armadura do trecho, ou seja:

A bitola (ϕ_{in});

O número de ramos (R_{in});

O espaçamento (S_{in}).

-O comprimento do trecho (X_{in});

-O máximo esforço cortante, em termos absolutos, ocorrido nos pontos do trecho ($V_{d,rel}$).

O que se fez até aqui foi calcular os vários trechos, prevendo-se a variação do espaçamento relativo. Em outras palavras: aqueles pontos com espaçamentos dentro de determinada faixa formarão um trecho cujo espaçamento adotado será arredondado para o limite inferior de espaçamentos a favor da segurança. Dessa forma, este procedimento permite o cálculo dos trechos com a imediata previsão da sua armadura efetiva.

4.3.6.4 - Alteração de Trechos

Como comentado, o número e o comprimento de trechos é função, inicialmente, da armadura pontual e do espaçamento relativo. No entanto, neste cálculo há a formação, geralmente, de um número excessivo de trechos e, conseqüentemente, de comprimentos relativamente pequenos, ou mesmo iguais à distância entre pontos do tramo (Δ_d). Assim, esta distribuição inicial não guarda nenhum compromisso com aspectos práticos do processo construtivo. Prevêem-se, então, parâmetros que foram adotados no sentido de se obter uma distribuição que satisfaça a opções de projeto e de projetista. Tais

parâmetros visam a impor à distribuição de trechos um número máximo e um comprimento mínimo.

Diante destes parâmetros ou imposições, ter-se-á que analisar quais daqueles trechos inicialmente gerados que serão considerados úteis, ou ainda, qual a melhor distribuição para que fossem respeitadas estas imposições.

Adotou-se, a esse propósito, um procedimento que, alterando a distribuição inicial de trechos, pudesse obter uma nova distribuição que respeitasse estas imposições, ou seja: a distribuição final de trechos é função dos trechos iniciais, do comprimento mínimo e do número máximo de trechos,

Trechos Finais = f (Trechos iniciais, Comp. Mínimo,
Núm. Máximo de Trechos).

Para tal análise, parte-se das características de cada trecho, determinadas, quando de sua definição inicial. A partir destas características e das imposições acima citadas, analisa-se a viabilidade de um trecho, ou a alteração de seu comprimento.

Primeiramente, a necessidade de alteração é evidenciada para trechos com comprimentos menores do que o mínimo adotado. Detectada tal necessidade em determinado trecho, analisam-se este e os adjacentes, com a previsão de uma possível união entre eles ou mesmo, da alteração de seus comprimentos.

A nova distribuição adotada será aquela que proporcione um menor consumo de armadura, ou melhor, a mais econômica. Para tanto, calcula-se uma armadura efetiva distribuída ao longo de comprimentos correspondentes à possibilidade de união ou de alteração de comprimentos de trechos.

Registra-se, ainda, que trechos situados em apoios (trechos de extremos) possuem apenas um trecho lateral e sua análise se diferencia da dos trechos situados entre estes e os de extremos. Por este motivo

separou-se a análise em dois grupos distintos. Primeiramente se analisa os trechos de extremos e posteriormente os demais.

a)-Trechos Extremos

Os trechos iniciais são calculados para o vão do tramo, porém a armadura deve ser colocada de face a face de apoios do tramo.

Dessa forma, para os trechos situados nos apoios (extremos) é necessário o desconto da distância do centro do apoio à face do mesmo, além do que estes trechos deveriam satisfazer a um comprimento mínimo adotado.

Cria-se, então, uma distância relativa à soma das duas distâncias acima citadas, ou seja, para cada apoio ter-se-ia:

$$L_{rel} = \text{Comp. Mínimo} + L_{\text{apoio}} \dots \dots \dots (F4.21)$$

onde:

L_{apoio} = Distância do centro do apoio à face do mesmo.

L_{rel} = Comprimento Relativo de comparação.

O motivo pelo qual se adotou este procedimento, durante a fase de alterações da distribuição de trechos, é ter o comprimento dos mesmos, cobrindo todo o vão do tramo ou até mesmo para a melhor identificação destes trechos. Finalizado o procedimento de alteração, o comprimento dos trechos de apoio será diminuído de L_{apoio} .

Para estes trechos, é necessário que seus comprimentos satisfaçam (F4.21). Caso seja evidenciada a necessidade de uma alteração, surgem apenas duas opções: a união deste com o seu adjacente ou a alteração dos comprimentos dos mesmos.

Unem-se trechos, quando a soma destes não satisfaz L_{rel} (F4.21). A figura 4.6.a mostra este caso. Ao novo trecho resultante são repassadas as características do trecho de maior esforço cortante

absoluto, sendo o seu comprimento igual à soma dos anteriores.

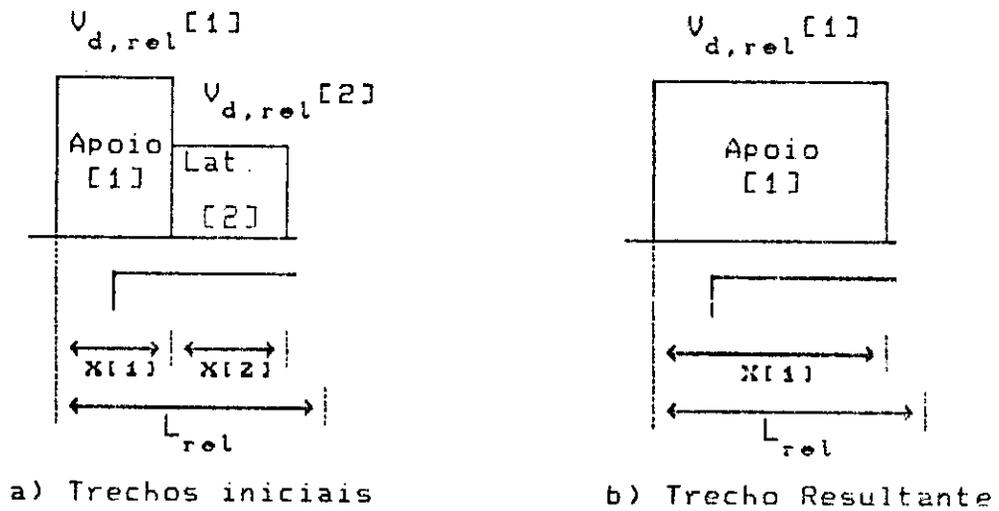


Fig 4.6

Outro caso onde é necessário a união de trechos, não interessando o comprimento do trecho vizinho, é quando o de apoio tem comprimento menor do que o imposto e com esforço cortante relativo menor do que o outro. A figura 4.7 ilustra o caso. Aqui o trecho resultante terá comprimento igual à soma dos anteriores e esforço cortante relativo igual ao maior dos anteriores.

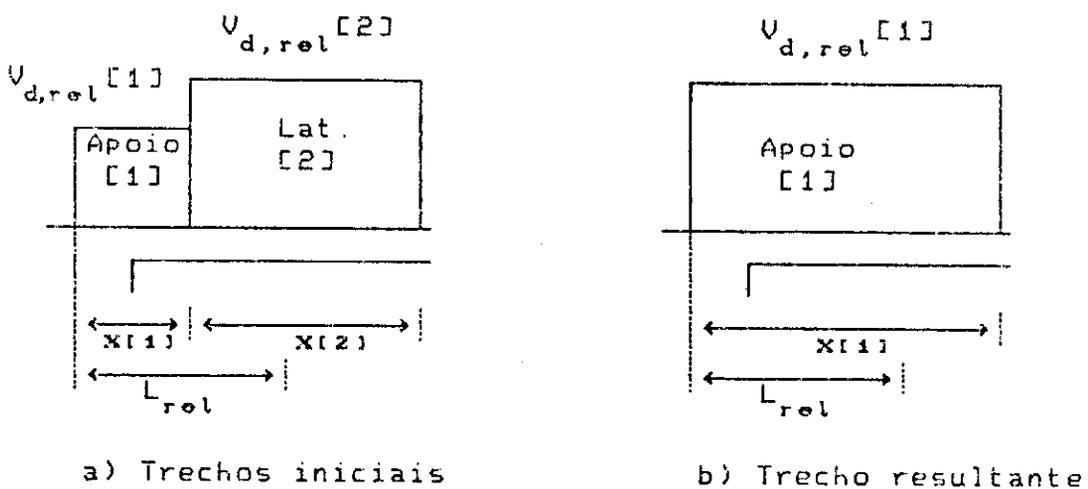


Fig. 4.7

Se não houver a necessidade de união, faz-se a alteração de comprimentos dos dois trechos em questão, de forma que atenda ao comprimento relativo (L_{rel}) do apoio. A figura 4.8 mostra a alteração.

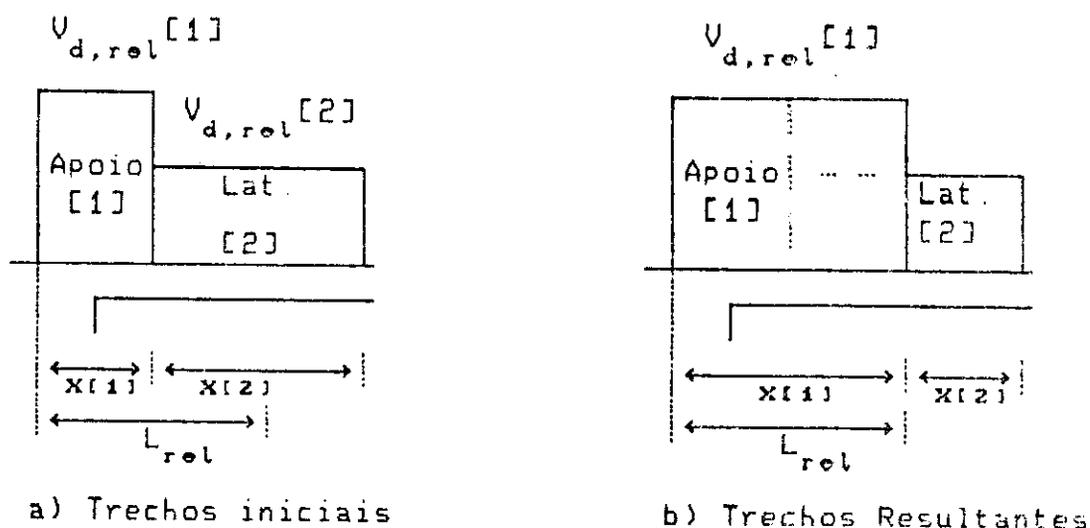


Fig. 4.8

Com a alteração de comprimentos pode ocorrer que o trecho lateral fique com seu comprimento reduzido a ponto de não satisfazer ao comprimento mínimo adotado, porém, quando da análise dos trechos entre extremos, como se verá, ele será reavaliado de forma definitiva.

Para cada apoio, faz-se um cálculo iterativo onde, caso seja efetuada a união de trechos, reorganizam-se os demais trechos de forma sequencial, refazendo-se a análise. A iteração deve prosseguir até que seja satisfeita a condição do comprimento relativo.

b)-Trechos de Centro de Vão

Efetuada a imposição de comprimentos mínimos para trechos de apoio, passa-se à análise dos demais, ou seja, de todos os trechos compreendidos entre os de extremos.

Aqui a análise será feita sempre em três trechos consecutivos que são: o trecho em questão, o seu antecessor e o seu posterior.

Uma vez mais, o comprimento de determinado trecho deve satisfazer à condição de mínimo. Caso esta condição não seja atendida, existe a necessidade de modificação na distribuição apresentada.

Esta modificação, segundo comentado, é função

das características dos trechos laterais ao em análise. A partir da análise do esforço cortante relativo de trechos, definem-se quatro casos distintos com os quais se prevêem todas as possíveis distribuições de trechos em tramos, qualquer que seja a variação pontual do esforço cortante.

Para cada caso, adotou-se um procedimento para a modificação da distribuição de trechos onde se considera sempre o fator econômico como decisivo.

Cabe salientar que, havendo a união de trechos, reorganiza-se a distribuição do tramo.

1º Caso - Trechos com Esforços Cortantes Relativos Decrescentes

O trecho com comprimento menor que o mínimo tem o seu esforço cortante relativo menor do que o seu anterior e maior que seu posterior. A figura 4.9 mostra esta situação.

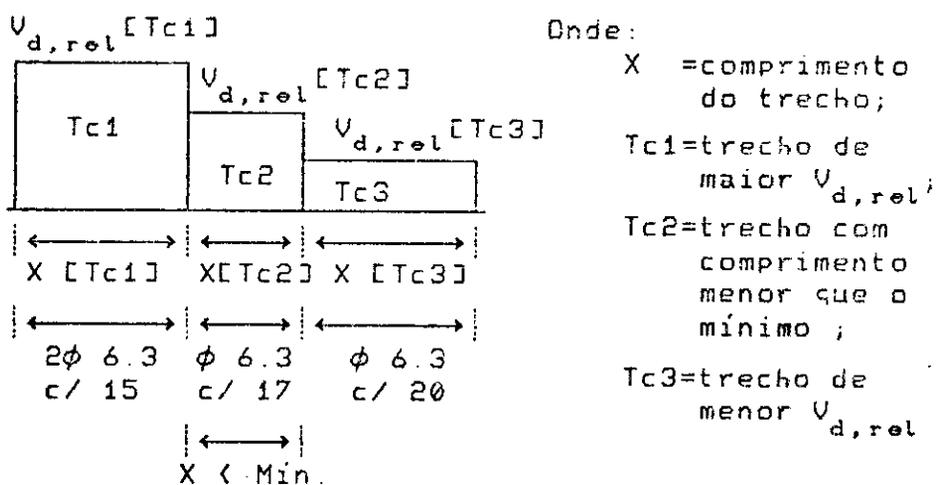


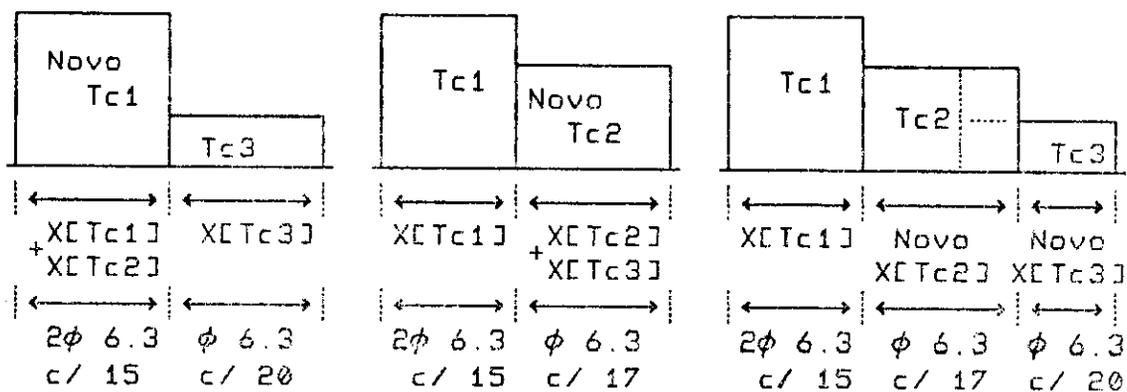
Fig. 4.9

Para alteração do trecho de comprimento menor que o mínimo (Tc2), existem três possibilidades distintas, que são:

- Tc1 engloba Tc2, unindo os dois trechos;
- Tc2 engloba Tc3, unindo os dois trechos;
- Tc2 engloba parte de Tc3, alterando-se os

comprimentos destes.

A figura 4.10 mostra as três possibilidades.



a) Tc1 engloba Tc2 b) Tc2 engloba Tc3 c) Tc2 engloba parte de Tc3

Fig. 4.10

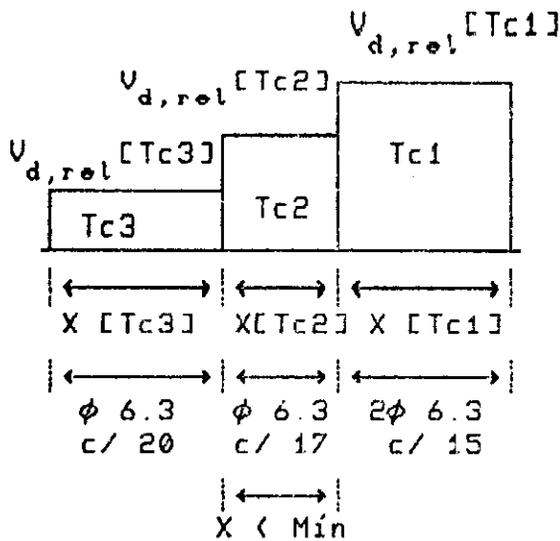
Prevendo-se estas três alternativas, calcula-se o consumo de armadura, distribuída nos novos comprimentos resultantes, para cada um dos casos acima citados. Por exemplo, para a alternativa de Tc1 englobar Tc2, o consumo de armadura será dado pela soma de consumos de armaduras distribuídas ao longo deste novo trecho e ao longo de Tc3.

No caso de se alterarem os comprimentos de Tc2 e Tc3, deve-se verificar a existência de espaço suficiente para os dois trechos, e, se não houver, essa alternativa é descartada, restando apenas as duas anteriores.

De qualquer forma, a opção adotada será a mais econômica das três.

2º Caso) - Trechos com Esforços Cortantes Relativos Crescentes

O trecho com comprimento menor que o mínimo tem o seu esforço cortante relativo maior do que o seu anterior e menor que seu posterior. A figura 4.11 ilustra essa situação.



Onde:

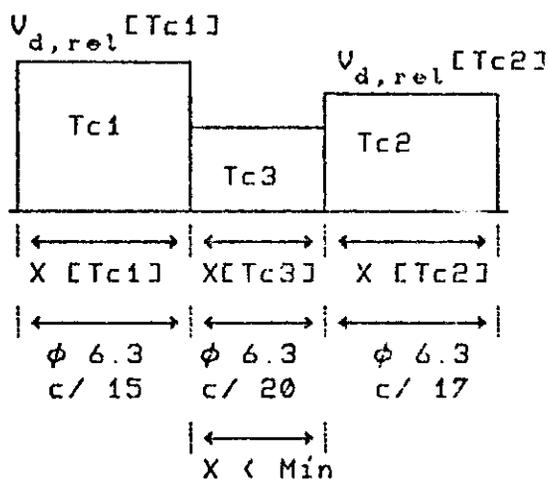
- X = comprimento do trecho;
- Tc1 = trecho de maior $V_{d,rel}$;
- Tc2 = trecho com comprimento menor que o mínimo ;
- Tc3 = trecho de menor $V_{d,rel}$.

Fig. 4.11

Aqui, como no caso anterior, adota-se o mesmo procedimento para a modificação da distribuição de trechos, alterando-se somente a seqüência dos trechos.

3º Caso)- Trecho Central com Esforço Cortante menor que os Adjacentes

Neste caso tem-se o trecho de comprimento menor que o mínimo com cortante relativo menor que seus laterais. A figura 4.12 mostra este tipo de distribuição.



Onde:

- X = comprimento do trecho;
- Tc1 = trecho de maior $V_{d,rel}$;
- Tc2 = trecho de $V_{d,rel}$ médio;
- Tc3 = trecho de menor $V_{d,rel}$ e comprimento menor que o mínimo ;

Fig. 4.12

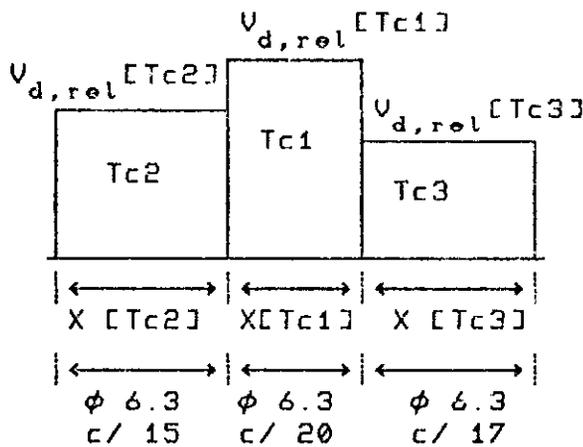
As possibilidades de modificação da distribuição de trechos, também, seriam três, que são:

- Tc1 engloba Tc3, unindo os dois trechos ;
- Tc2 engloba Tc3, unindo os dois trechos ;
- Tc1 engloba os três trechos, caso os cortantes relativos de Tc1 e Tc2 sejam semelhantes.

Para tanto, calcula-se o consumo de armadura distribuída nos novos comprimentos resultantes, para estes três casos. A solução adotada será aquela de menor consumo.

4º Caso)- Cortantes Laterais menores que o Central

A distribuição ora apresentada é aquela em que se têm os esforços cortantes relativos dos trechos anterior e posterior menores que o do trecho central. A figura 4.13 ilustra esta situação.



- Onde:
- X = comprimento do trecho;
 - Tc1 = trecho de maior $V_{d,rel}$ e comprimento menor que o mínimo ;
 - Tc2 = trecho de $V_{d,rel}$ médio;
 - Tc3 = trecho de menor $V_{d,rel}$;

Fig. 4.13

Para a tomada de decisão sobre qual a melhor solução neste caso, surgem quatro possibilidades distintas que são:

- Tc1 engloba Tc2, unindo os dois trechos;
- Tc1 engloba Tc3, unindo os dois trechos;
- Tc1 engloba parte de Tc2, alterando-se os respectivos comprimentos;
- Tc1 engloba parte de Tc3, alterando-se os comprimentos envolvidos;

Uma vez mais, calcula-se o consumo de armadura,

distribuída nos novos comprimentos resultantes, para as quatro possibilidades mencionadas, sendo que a adotada será aquela que gere o menor consumo.

Nos casos acima citados, existe a possibilidade de alteração de comprimentos de trechos consecutivos ou de união dos mesmos.

No cálculo da distribuição inicial, ou, geralmente, a formação de um grande número de trechos e, conseqüentemente, de comprimentos relativamente pequenos, chegando-se a comprimentos iguais à distância entre pontos (Δ_p). Por força dos fatores econômicos e construtivo, poder-se-ia prolongá-los, alterando-se comprimentos e modificando-se a organização inicial de resistência da armadura, ou seja, estender determinado trecho a pontos que não necessitariam de tal armadura.

Como existe uma limitação de um número máximo de trechos em tramos, nos casos desta limitação não ser satisfeita, seria de interesse analisar, primeiramente, o trecho de menor comprimento no tramo e, sob os parâmetros de ordem econômica, dificultar-se a alteração de seu comprimento. Esta medida leva a um aumento destes trechos.

De qualquer forma, conhecida a nova configuração de trechos onde se verificou a limitação de comprimento mínimo e, portanto, se obtive uma nova distribuição, passa-se à análise da limitação do número máximo de trechos. Esta análise baseia-se, uma vez mais, no critério de mínimo de armadura.

Primeiramente, calcula-se o consumo de armadura com a previsão da união de cada trecho com seu posterior. Faz-se, então, a união dos dois trechos que apresentarem o menor consumo de armadura, obtendo-se uma nova distribuição. Repete-se o cálculo até que o limite de número máximo de trechos seja satisfeito.

Obtem-se assim, o escalonamento da armadura de cisalhamento.

4.3.6.5 - Exemplo Numérico

O exemplo abaixo desenvolvido, apesar de simples, visa à demonstração da definição de trechos descrito neste item. Assim, define-se a distribuição de trechos, calculando-se as correspondentes armaduras de combate ao esforço cortante para a viga biapoiada da figura 4.14, onde as cargas indicadas são cargas em serviço.

Dados:

$$f_{ck} = 18 \text{ MPA} ; \text{ Aço CA-50A} ;$$

$$\gamma_c = 1.4 ; \gamma_e = 1.15 ; \gamma_f = 1.4$$

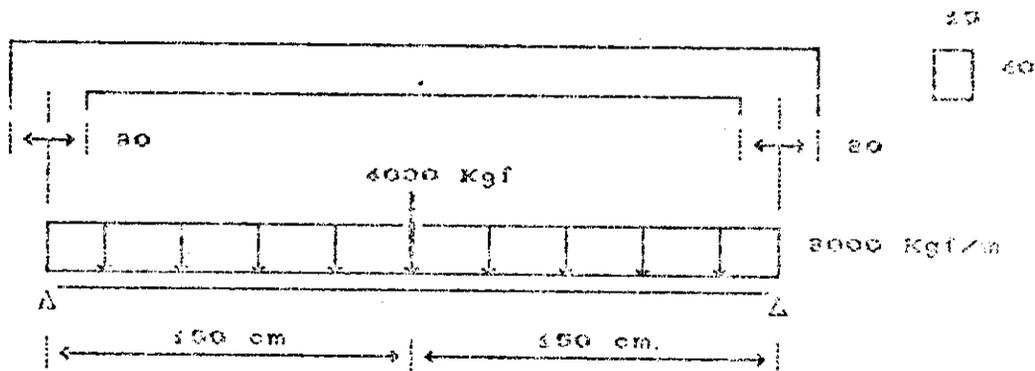


Fig. 4.14 - Esquema Estático

Conhecidos os valores de cálculo dos cortantes V_d (já majorados por $\gamma_f = 1.4$), discretizados em pontos distanciados de $\Delta_d = 18.75 \text{ cm}$ do vão da viga, com $d' = 3 \text{ cm}$, sendo ainda a colaboração do concreto $V_{cd} = 1554 \text{ kgf}$, passa-se à apresentação dos resultados obtidos:

DISPOSITIVOS CONSTRUTIVOS

$$A_{stMin} = 2.123 \text{ cm}^2/\text{m} \quad S \text{ Max} = 12.5 \text{ cm} \quad F_i \text{ Max} = 12.5$$

ARMADURA PONTUAL : Imposicao de Mesma Bitola

Ponto	Vd [Kgf]	Bitola	Ramos	Esp [cm]
1	9100.00	6.3	2	11.56
2	8312.50	6.3	2	12.90
3	7525.00	6.3	2	14.61

4	6737.50	6.3	2	16.62
5	5950.00	6.3	2	18.50
6	5162.50	6.3	2	18.50
7	4375.00	6.3	2	18.50
8	3587.50	6.3	2	18.50
9	2800.00	6.3	2	18.50
10	-3587.50	6.3	2	18.50
11	-4375.00	6.3	2	18.50
12	-5162.50	6.3	2	18.50
13	-5950.00	6.3	2	18.50
14	-6737.50	6.3	2	16.62
15	-7525.00	6.3	2	14.61
16	-8312.50	6.3	2	12.60
17	-9100.00	6.3	2	11.56

TRECHOS INICIAIS : Espacamento Relativo = 1 cm

Trecho	Comprimento	Vd[kgf]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	9.38	9100.00	6.3	2	11.00
2	18.75	8312.50	6.3	2	12.00
3	18.75	7525.00	6.3	2	14.00
4	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
5	168.75	5950.00	6.3	2	18.00
6	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
7	18.75	7525.00	6.3	2	14.00
8	18.75	8312.50	6.3	2	12.00
9	9.38	9100.00	6.3	2	11.00

ALTFRACAO DE TRECHOS : Comprimento Minimo = 30 cm

 Apoio Esquerdo - Trechos Unidos

Trecho	Comprimento	Vd[kgf]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	28.13	9100.00	6.3	2	11.00
2	18.75	7525.00	6.3	2	14.00
3	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
4	168.75	5950.00	6.3	2	18.00
5	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
6	18.75	7525.00	6.3	2	14.00
7	18.75	8312.50	6.3	2	12.00
8	9.38	9100.00	6.3	2	11.00

 Apoio Esquerdo - Trechos Unidos

Trecho	Comprimento	Vd[kgf]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	46.88	9100.00	6.3	2	11.00
2	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
3	168.75	5950.00	6.3	2	18.00
4	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
5	18.75	7525.00	6.3	2	14.00
6	18.75	8312.50	6.3	2	12.00
7	9.38	9100.00	6.3	2	11.00

 Apoio Direito - Trechos Unidos

Trecho	Comprimento	Vd[kgff]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	46.88	9100.00	6.3	2	11.00
2	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
3	168.75	5950.00	6.3	2	18.00
4	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
5	18.75	7525.00	6.3	2	14.00
6	28.13	9100.00	6.3	2	11.00

Apoio Direito - Trechos Unidos

Trecho	Comprimento	Vd[kgff]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	46.88	9100.00	6.3	2	11.00
2	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
3	168.75	5950.00	6.3	2	18.00
4	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
5	46.88	9100.00	6.3	2	11.00

Centro de Vao - Vd Decrescentes. Trecho a ser Alterado = 2

Consumo de Aco para os tres Trechos, prevendo-se:

Tc1 (1) unindo a Tc2 (2) + Tc3 (3)	: 9.56 cm ²
Tc1 (1) + Tc2 (2) unindo a Tc3 (3)	: 9.96 cm ²
Tc1 (1) + Tc2 (2) tomando parte de Tc3 (3)	: 9.28 cm ²

Nova Distribuicao Adotada:

Trecho	Comprimento	Vd[kgff]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	46.88	9100.00	6.3	2	11.00
2	30.00	6737.50	6.3	2	16.00
3	157.50	5950.00	6.3	2	18.00
4	18.75	6737.50	6.3	2	16.00
5	46.88	9100.00	6.3	2	11.00

Centro de Vao - Vd Crescentes. Trecho a ser Alterado = 4

Consumo de Aco para os tres Trechos, prevendo-se:

Tc1 (5) unindo a Tc2 (4) + Tc3 (3)	: 9.17 cm ²
Tc1 (5) + Tc2 (4) unindo a Tc3 (3)	: 9.52 cm ²
Tc1 (5) + Tc2 (4) tomando parte de Tc3 (3)	: 8.89 cm ²

Nova Distribuicao Adotada:

Trecho	Comprimento	Vd[kgff]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	46.88	9100.00	6.3	2	11.00
2	30.00	6737.50	6.3	2	16.00
3	146.25	5162.50	6.3	2	18.00
4	30.00	6737.50	6.3	2	16.00
5	46.88	9100.00	6.3	2	11.00

=====

TRECHOS FINAIS MENOS APOIOS

Trecho	Comprimento	Vd[kgff]	Bitola	Ramos	Esp[cm]
1	36.88	9100.00	6.3	2	11.00
2	30.00	6737.50	6.3	2	16.00
3	146.25	5162.50	6.3	2	18.00
4	30.00	6737.50	6.3	2	16.00
5	36.88	9100.00	6.3	2	11.00

4.3.6.6 - Considerações Finais

Com relação ao procedimento desenvolvido para a montagem de trechos (escalonamento do diagrama de esforço cortante), devem ser considerados alguns aspectos.

Primeiramente, para a montagem da distribuição dos trechos em um tramo, ter-se-ia que analisar a influência da distância entre pontos (Δ_d) e, conseqüentemente, do número de pontos no tramo para esta fixação, uma vez que os trechos são função da Armadura Pontual (determinada nestes pontos) e das distâncias Δ_d .

A análise efetuada com distâncias menores entre pontos, isto é, com um maior número de pontos no tramo, resultará numa melhor distribuição de trechos e, conseqüentemente, numa armadura mais econômica. No entanto, este aumento do número de pontos implicará num maior tempo computacional (relativo ao cálculo de cada tramo) e num maior consumo de memória, o que pode inviabilizar o projeto devido à dimensão do programa e do volume de variáveis que envolvem o processo.

Outro aspecto de interesse se relaciona com os parâmetros que influenciam nesta montagem. Como se viu, foram eleitos alguns destes parâmetros como prioritários (item 4.3.6.1). Além desses, existe a necessidade da consideração de outros, dos quais podem ser citados :

- Colocar as bitolas disponíveis, bem como o número máximo de ramos para cada bitola, como parâmetros pré-estabelecidos pelo usuário.

- Imposição de simetria para número ímpar de trechos, nos casos onde existisse pouca variação de armadura entre os trechos. Poder-se-ia trabalhar com acréscimos adimensionais ou de variações de armadura para esta imposição.

Também, como comentado, a distribuição dos trechos é um problema de otimização. Para solucionar o problema, fizeram-se algumas simplificações, como no cálculo da Armadura Pontual, onde se adota uma bitola

para cada ponto. Entretanto, obter-se-ia uma otimização de armaduras, se fosse realizado todo o processo de definição dos trechos para cada uma das bitolas disponíveis, escolhendo-se a configuração mais econômica. Isto resultaria, mais uma vez, num dispêndio de tempo computacional relativamente grande para a análise, além de um consumo excessivo de memória, podendo inviabilizar o cálculo efetuado.

4.3.7 - Verificação do Concreto

A segurança exigida contra o não esmagamento das bielas inclinadas (fissuras) que se formam na peça, conforme comentado no item 2.5.6 do Capítulo II, é feita com o limite da tensão convencional τ_{vd} a valores não superiores ao valor último da tensão de cisalhamento τ_{vu} , ou seja:

$$\tau_{vd} \leq \tau_{vu} \dots\dots\dots (F4.22)$$

Esta verificação, no Programa de Dimensionamento a Cisalhamento, será efetuada para cada tramo de viga, sendo que o esforço cortante solicitante V_d considerado para cálculo da tensão convencional de cisalhamento $\tau_{vd} = V_d / (b_v d)$ será o máximo esforço da envoltória de cortantes solicitantes. Caso $\tau_{vd} > \tau_{vu}$, interrompe-se o processamento, identificando o tramo e a viga onde o fato ocorreu.

4.4 - DIMENSIONAMENTO NO CASO DE TORÇÃO COMBINADA COM ESFORÇO CORTANTE

4.4.1 - Introdução

O modelo adotado para análise da estrutura é aquele em que se considera o efeito grelha. Neste modelo, dependendo das rigidezes adotadas para as peças, a estrutura poderá estar solicitada pela ação conjunta de

momentos fletores, esforços cortantes e momentos torçores.

Os momentos torçores, aqui considerados, são aqueles que resultam do efeito de coação, isto é, através de um impedimento à deformação. É o que se denomina *torção de compatibilidade*. Tendo em vista que a rigidez à torção de uma viga, no Estádio II, com armaduras dispostas ortogonalmente, é muito pequena, comparada com a rigidez à flexão, esses momentos torçores de compatibilidade tendem a ser pequenos, quando o estado fissurado ocorrer. Para o dimensionamento de vigas de piso, podem até mesmo serem desprezados, sem grandes modificações no resultado final.

Havendo a consideração de rigidezes à torção, existe a necessidade de se dimensionar a armadura de cisalhamento devido às ações conjuntas do esforço cortante e do momento torçor.

Para este dimensionamento de torção combinada com esforço cortante, resultados de ensaios permitem uma simplificação com a qual o valor da área de aço necessária é calculada separadamente para a torção simples e para o esforço cortante, somando-se os resultados.

A segurança exigida contra o esmagamento das bielas comprimidas é obtida pela limitação da soma das tensões tangenciais devidas ao esforço cortante e à torção, já mostrada.

4.4.2 - Dimensionamento à Torção

4.4.2.1 - Considerações Gerais

A exemplo da situação de cisalhamento devido ao esforço cortante, as tensões principais devido à torção são determinadas a partir da analogia da viga fissurada (Estádio II) com a treliça já apresentada no Capítulo II. No caso, idealiza-se a formação de uma treliça espacial

na periferia da peça (seção ideal), com diagonais comprimidas (bielas) a 45° e trações absorvidas por armações longitudinais e transversais.

O dimensionamento aqui será somente o correspondente ao cálculo da área de aço necessária ($A_{st_{nec,tor}}$) devido à torção, uma vez que a parte relativa ao esforço cortante já foi tratada.

4.4.2.2 - Disposições Construtivas

Quando $\tau_{td} \geq \tau_{tu}$ o espaçamento das barras da armadura transversal, medido paralelamente ao eixo longitudinal da peça, não deve ser superior ao menor dos três valores seguintes:

$$S_{max} \leq \begin{cases} - b_t / 2 \\ - h_t / 3 \\ - 20 \text{ cm} \end{cases}$$

onde b_t é a menor dimensão da peça e h_t é a maior.

4.4.2.2 - Seção Retangular Equivalente

Como comentado no Capítulo II, para o dimensionamento da armadura de torção, considera-se a seção de concreto como uma seção vazada equivalente, isto é, despreza-se a função resistente do núcleo da peça.

O cálculo destas seções vazadas equivalentes é função dos diâmetros da armadura longitudinal e transversal. Em outras palavras: para se dimensionar a armadura de torção, adota-se, primeiramente, diâmetros para as armaduras. Com estes valores, determina-se a seção vazada equivalente e dimensionam-se as armaduras de combate à torção. Sendo assim, é necessário que os diâmetros das armaduras resultantes sejam os mesmos anteriormente adotados para o cálculo da seção vazada, redundando em um cálculo iterativo.

Diante disto, são necessários alguns comentários

a propósito do procedimento adotado para cálculo desta seção vazada:

- O diâmetro da armadura longitudinal foi tomado constante e igual a 10.0 mm, uma vez que se desconhece o vetor de posições desta armadura e que, conforme comentado, estas serão determinadas pelo programa de Dimensionamento à flexão. Também, a NBR-6118 fixa este valor como mínimo no caso de armaduras longitudinais de torção.

- Com relação ao diâmetro do estribo, adota-se aquele resultante do dimensionamento, feito inicialmente, ao esforço cortante.

Com estes valores, determina-se a correspondente seção vazada ideal. O cálculo é apresentado no item 2.6.3 do capítulo II.

4.4.2.3 - Armadura Necessária à Torção

Conhecidas as seções ideais, a armadura necessária à torção ($A_{st_{nec,tor}}$) correspondente aos estribos verticais é obtida considerando-se (F2.101), isto é:

$$A_{st_{nec,tor}} = S \frac{T_d}{2 A_e f_{yd}}$$

ou ainda, $A_{st_{nec,tor}}$ [cm²/m] em relação à unidade de comprimento:

$$A_{st_{nec,tor}} = 50 \frac{T_d}{A_e f_{yd}} \dots\dots\dots (F4.23)$$

4.4.3 - Escalonamento da Armadura para Torção Combinada com Esforço Cortante

No processo adotado em 4.3.6, a distribuição de trechos é montada com consideração somente da ação do esforço cortante. Entretanto, existindo a ação de momentos torçores, tanto o dimensionamento como a

definição dos trechos seriam função da ação conjunta do esforço cortante e de momentos torçores.

Para tanto, é necessária a introdução de uma série de modificações naquele procedimento de montagem de trechos desenvolvido para o esforço cortante, de modo que se obtenha distribuições de trechos, prevendo-se a ação conjunta destes dois esforços.

Neste aspecto, impõe-se novo estudo que, de antemão, é viável. Para essa finalidade, algumas das alterações necessárias a serem utilizadas:

a)- A Armadura Pontual, descrita em 4.3.6.2, seria resultante da ação conjunta destes esforços, isto é, a armadura pontual seria resultante da soma de armaduras necessárias (Ast_{nec}), determinadas, para cada ponto, separadamente para o esforço cortante e para o momento torçor.

b)- A Alteração de Trechos, como se viu em 4.3.6.4, é função de um esforço cortante relativo ($V_{d,rel}$) adotado para cada trecho. Esta Alteração de Trechos, então, passaria a ser efetuada em função de uma máxima armadura necessária (Ast_{nec}), adotada para cada trecho, quando da montagem dos Trechos Iniciais, ao invés do esforço cortante relativo ($V_{d,rel}$).

O procedimento ora adotado é aquele em que se superpõe a distribuição de trechos, calculada em função do esforço cortante, ao diagrama de momento torçor. Redimensiona-se, então, a armadura dos trechos, prevendo-se a ação conjunta do esforço cortante e do momento torçor. Este redimensionamento é feito, prevendo-se os pares de máximos esforços solicitantes (V_d, T_d), ocorridos nos comprimentos referentes aos trechos inicialmente gerados para o esforço cortante.

Assim, determinam-se, para cada trecho, armaduras necessárias (Ast_{nec}) como resultantes da soma das armaduras necessárias correspondente aos pares de esforços, isto é:

$$Ast_{nec} = Ast_{nec,cor} + Ast_{nec,tor} \quad \dots \dots (F4.24)$$

onde: $Ast_{nec,cor}$ é calculada conforme item 4.3.4.3;
 $Ast_{nec,tor}$ é calculada conforme item 4.4.2.3.

Para esta nova Ast_{nec} , determina-se uma nova armadura efetiva (Ast_{ef}), como descrito no item 4.3.4.4, ajustando-se os espaçamentos entre barras, conforme o Espaçamento Relativo.

Tem-se, assim, a armadura final de todas as seções dos tramos, distribuídas em trechos.

Deve-se considerar ainda que este procedimento pode tornar-se anti-econômico, tanto mais quanto se tenha momento torçor elevado e esforço cortante pequeno.

4.4.4 - Verificação do Concreto

A verificação do não-esmagamento do concreto no caso da ação conjunta de esforço cortante e momento torçor, conforme comentado no item 2.6.6.2 do Capítulo II, se baseia na observância da condição:

$$\frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} + \frac{\tau_{vd}}{\tau_{vu}} \leq 1 \dots\dots\dots(F4.25)$$

Em (F4.25), as grandezas τ_{td} e τ_{tu} são, respectivamente, os valores de cálculo da tensão tangencial oriunda da torção e o valor último da tensão tangencial (itens 2.6.2 e 2.6.4, Cap. II); τ_{vd} e τ_{vu} são, respectivamente, os valores de cálculo da tensão convencional de cisalhamento e o valor último que ela pode assumir (itens 2.5.5 e 2.5.6, Cap. II).

Para a verificação desta condição no Programa de Dimensionamento a Cisalhamento é necessária a consideração de alguns aspectos:

-Na determinação da tensão tangencial

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2 A_e t}$$

é necessário o conhecimento da área da seção vazada equivalente A_e e da espessura de parede t . Estes valores,

como se viu em 4.4.2.2, são função dos diâmetros das armaduras longitudinal e vertical.

-As armaduras verticais (estribos) são função do escalonamento dos diagramas de esforço cortante e de momento torçor (trechos), podendo ocorrer variações de bitolas de um para outro trecho de tramos.

-A seção referente ao máximo V_d não corresponde, via de regra, à seção de máximo T_d .

Por estes motivos, a verificação do não-esmagamento do concreto é feito para cada trecho, considerando-se os pares de máximos esforços ($V_{d,rel}, T_{d,rel}$) e as respectivas armaduras verticais dos trechos (estribos).

Com isto, caso se obtenha tensões (calculadas para cada trecho) acima das permitidas e verificadas conforme (F4.25), interrompe-se o processamento do programa, identificando-se o tramo e a viga onde tal fato pode ocorrer.

4.5 - ARMADURAS FINAIS

Determinados os trechos (comprimentos) e as armaduras (Bitola, Ramos, Espaçamento) em um tramo de viga, efetua-se a distribuição destas armaduras ao longo dos respectivos comprimentos.

Esta distribuição é efetuada, dividindo-se os comprimentos dos trechos pelos espaçamentos das respectivas armaduras, obtendo-se assim, o número de estribos necessários em cada trecho.

Tendo em vista que estes comprimentos não são, via de regra, múltiplos dos espaçamentos, o número de estribos necessários resultante será um valor picado. Neste caso, é adotado para o número de estribos, geralmente, o primeiro inteiro acima daquele valor inicialmente determinado, a favor da segurança.

No entanto, este processo pode se tornar anti-econômico, tanto mais quanto sejam os trechos de um

tramo, além da dificuldade no processo prático construtivo.

O ideal é que se obtivessem trechos com comprimentos múltiplos dos espaçamentos de suas armaduras. Neste intuito, adotou-se o procedimento de se aumentar os comprimentos dos trechos de tal forma que os torne múltiplos dos espaçamentos de suas armaduras. No caso, estendendo-se esta condição a todos os trechos de um tramo, poderia ocorrer que a soma de seus comprimentos ficasse maior que o vão livre do tramo. Assim, optou-se por impor esta condição aos trechos de maiores armaduras necessárias (Ast_{nec}), descontando-se as correspondentes diferenças (entre os comprimentos iniciais e finais dos trechos) no trecho de menor armadura necessária. Este procedimento, em última análise, minimiza o problema.

Recalculados os comprimentos, tem-se, finalmente, a distribuição das armaduras nos tramos de vigas. Estas armaduras são relativas a cada um dos trechos e são caracterizadas por:

- X_{fi} = Comprimento do Trecho ;
- ϕ_{fi} = Bitola do Trecho ;
- R_{fi} = Número de Ramos dos Estribos do Trecho ;
- S_{fi} = Espaçamento entre Estribos do Trecho ;
- N_{fi} = Número de Estribos do Trecho ;
- Ast_{fi} = Armadura Efetiva do Trecho [cm^2] ;
- Ast_{nec} = Armadura Necessária do Trecho [cm^2/m];

4.6 - ORGANOGRAMA DO PROGRAMA

A organização do programa de Dimensionamento à cisalhamento pode ser entendido a partir do organograma da figura 4.15.

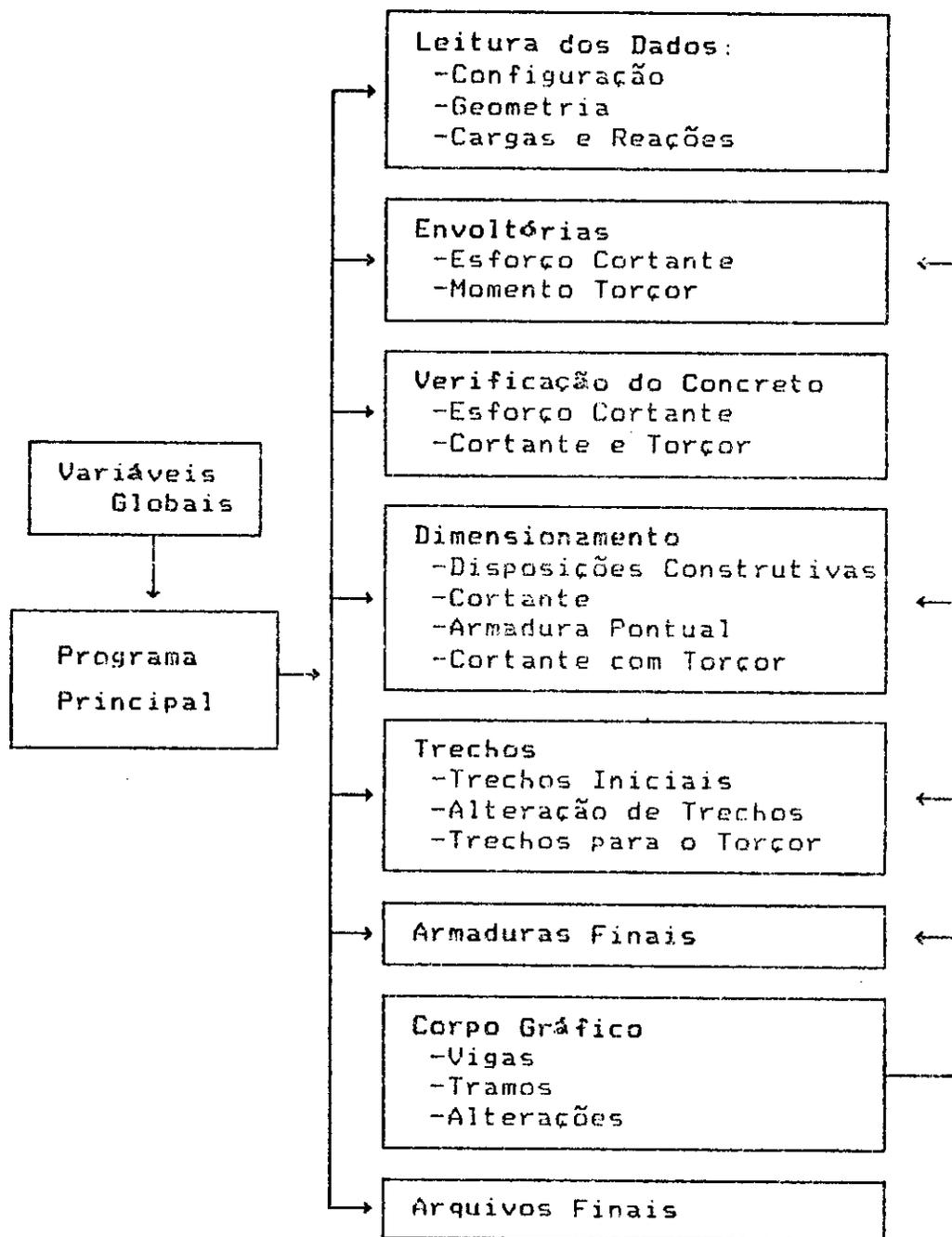


Fig 4.15 - Organograma do Programa de Dimensionamento à Cisalhamento.

Cada bloco deste organograma significa um arquivo independente. Ao grupo de rotinas de cálculo

denominou-se de "Corpo de Cálculo" e ao grupo de rotinas de apresentação de resultados (rotinas gráficas) denominou-se de "Corpo Gráfico". As rotinas de cálculo (Corpo de Cálculo) são acessadas pelo programa principal, quando do dimensionamento e pelas rotinas gráficas (Corpo Gráfico), quando da alteração de uma armadura gerada no dimensionamento.

4.7 - CORPO GRÁFICO

4.7.1 - Introdução

No processo de dimensionamento e escolha de armaduras de cisalhamento existem inúmeras variantes que influenciam na tomada de decisão para a solução do problema. Como comentado, algumas destas variantes foram consideradas no procedimento adotado para este cálculo, o que, de maneira alguma, significa que a solução apresentada seja a ideal, ou mesmo que considere todas as opções de projeto e de projetista.

Outro aspecto deste processo de dimensionamento a ser considerado é a questão da confiabilidade no cálculo executado, confiabilidade esta só adquirida perante a transparência do cálculo.

Prevendo-se estes fatores, utilizou-se da computação gráfica para a geração de um instrumento de comunicação com o usuário. A idéia seria aquela de permitir, através de recursos gráficos, a rápida visualização e entendimento do cálculo executado, o que facilitaria uma intervenção do projetista nos casos que lhe convierem.

Criaram-se, então, instrumentos que fornecessem subsídios que facilitassem uma intervenção segura do projetista, o que transformaria o cálculo executado em uma proposta de dimensionamento a ser estudada e modificada segundo critérios pessoais de cada projetista.

Este recurso foi denominado de "Corpo Gráfico"

do programa, no qual se gera uma série de ambientes e seu funcionamento pode ser entendido a partir do organograma apresentado na figura 4.16.

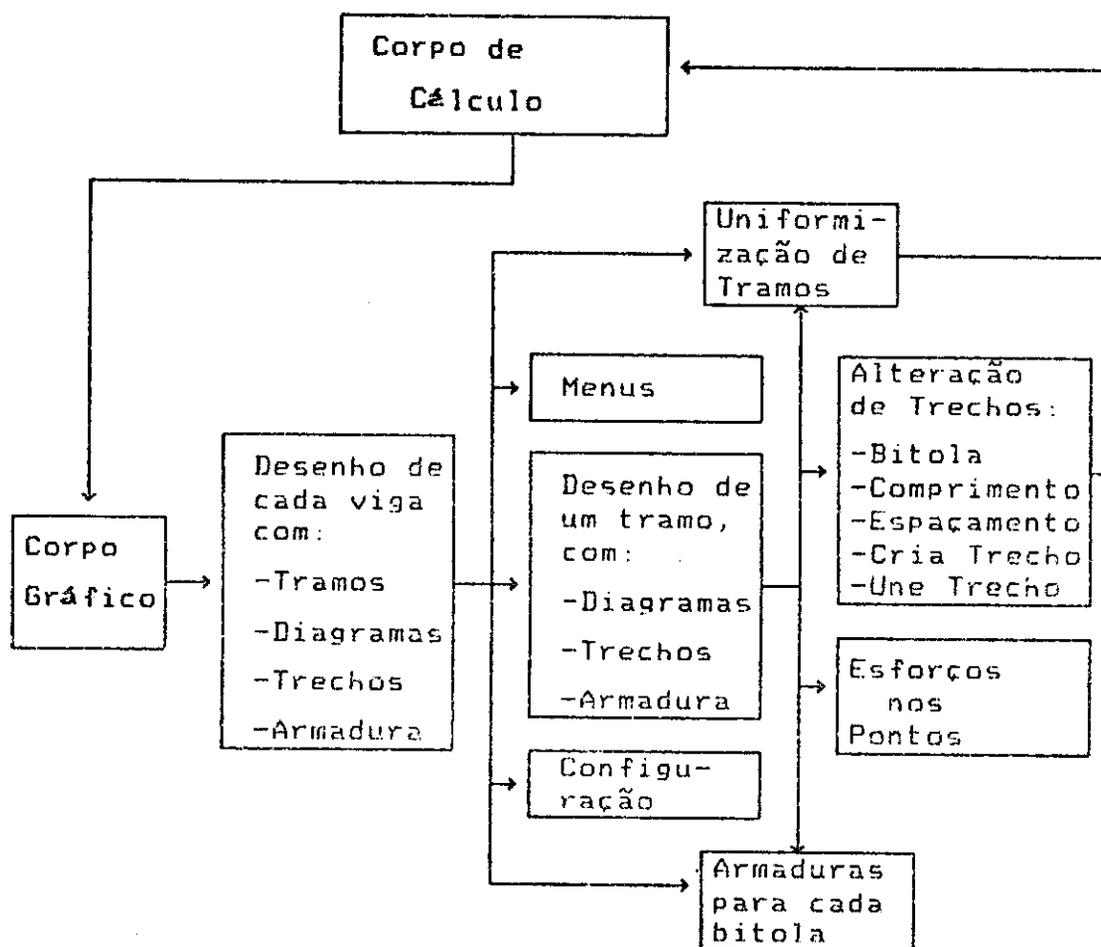


Fig. 4.16 - Organograma de funcionamento do Corpo Gráfico

4.7.2 - Ambiente para Desenho de Vigas

A montagem deste ambiente visa a proporcionar uma visão geral do cálculo efetuado e das soluções adotadas pelo programa para a distribuição da armadura de cisalhamento em determinada viga.

Desenha-se a viga, considerando os seus diversos tramos, onde, para cada um desses, plotam-se os diagramas de esforço cortante e de momento torçor solicitantes. Estes diagramas são obtidos, ligando-se os esforços determinados nos pontos de tramos. Por uma questão de

"lay-out", os diagramas são apresentados de forma absoluta, sendo que, para um melhor entendimento do sentido dos esforços, indica-se, através de setas, a direção das reações de apoio e os pontos onde ocorreram trocas de sinais.

Efetuados tais diagramas, superpõe-se o desenho dos esforços relativos correspondentes aos trechos de cada tramo. Para tanto, traçam-se, em mesma escala dos diagramas e em negrito, retângulos de alturas iguais aos esforços relativos e de larguras iguais aos comprimentos de cada trecho. Este processo permite, através de um forte apelo visual, a identificação da distribuição de trechos determinada pelo programa, tendo como fundo os diagramas dos esforços solicitantes.

Apresentam-se, também, as armaduras e os comprimentos correspondentes aos trechos, além dos comprimentos dos vãos.

A figura 4.16 ilustra este ambiente.

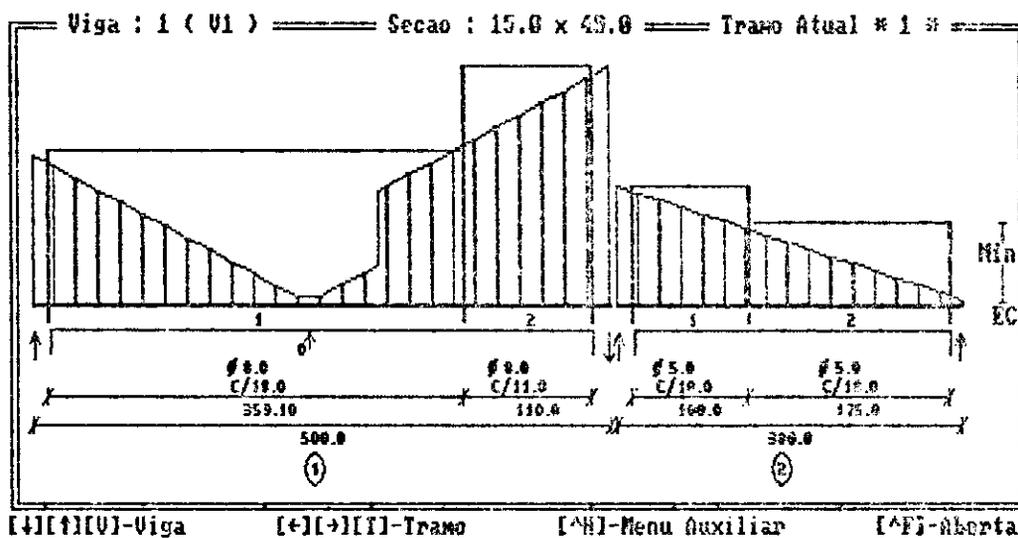


Fig. 4.16 - Desenho de uma viga de dois tramos com respectivos diagramas de esforços solicitantes e armaduras de combate à cisalhamento.

Este recurso gráfico permite a transparência no cálculo efetuado de uma maneira bastante simplificada.

Primeiramente, são apresentados todos os dados correspondentes à armadura adotada para cada trecho, conforme figura 4.18.

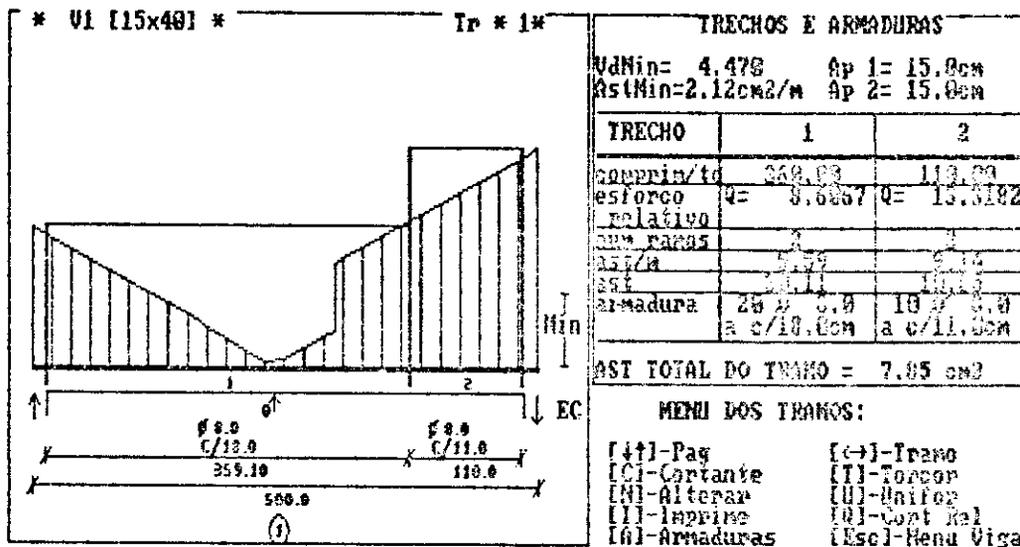


Fig 4.18 - Apresentação das Características da armadura de um tramo.

Tem-se, também, a opção dos esforços solicitantes nos pontos conforme figura 4.19.

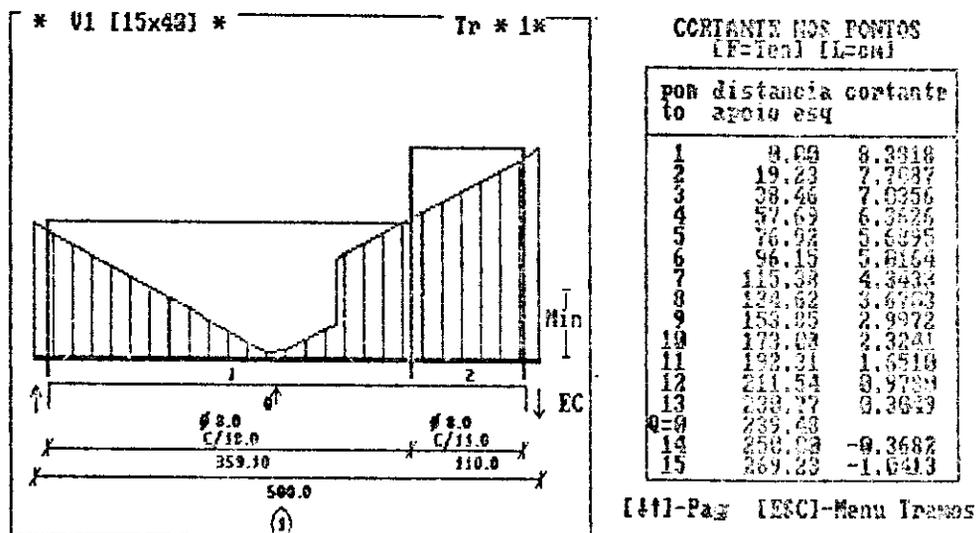


Fig 4.19 - Esforços solicitantes nos pontos de tramos.

Uma outra opção disponível seria a de se estudar uma alteração na distribuição da armadura. Este estudo se

faz, utilizando-se as rotinas desenvolvidas para o "Corpo de Cálculo", ou seja, identificada a necessidade de determinada alteração, busca-se no "Corpo de Cálculo" a resposta para a implementação desta alteração. Neste sentido existem as seguintes possibilidades:

a)-Uniformização de Tramos :

Estende-se a maior armadura de todos os trechos para todo o tramo, que resulta um trecho de comprimento igual à soma de todos os anteriores.

b)-Criar Trecho :

Cria-se um novo trecho na posição desejada pelo usuário. Recalculam-se as armaduras para esta nova distribuição.

c)-Unir Trechos :

Unem-se dois trechos consecutivos, sendo que o novo trecho terá comprimento igual à soma dos anteriores e a armadura igual à maior dos anteriores e distribuída nesse novo comprimento.

d)-Mudar Bitola de Trecho :

Adotada uma nova bitola para um trecho, verifica-se a sua viabilidade. Caso seja viável, implementa-se uma nova armadura para o trecho em questão, considerando-se o novo diâmetro adotado.

e)-Mudar Espaçamento da Armadura de um Trecho :

Para um novo espaçamento adotado, verifica-se a sua viabilidade. Caso seja viável, implementa-se este novo espaçamento, mudando as características da armadura anterior.

f)-Mudar Comprimento de Trecho :

Altera-se o comprimento de dois trechos consecutivos para um novo limite estabelecido pelo usuário. Aumenta-se o comprimento de um trecho e diminui-se o de seu vizinho ou vice-versa.

g)-Original :

Cancela-se a última alteração efetuada pelo usuário. Esta opção visa a permitir o estudo de uma modificação na distribuição apresentada.

4.8 - CONFIGURAÇÃO

O programa de Dimensionamento a cisalhamento admite, como se viu, a opção de variantes pré-estabelecidas que influenciam nas soluções adotadas para a armadura resultante.

Além desta variação de soluções, tem-se a possibilidade de acompanhamento do cálculo executado no monitor, através do "Corpo Gráfico", ou ainda, através de arquivos gerados para este fim.

Ao conjunto dessas opções ou possibilidades denominou-se de Configuração, e que são:

Saídas:

- Desenhos (Telas Gráficas) ;
- Arquivos ;

Características do Concreto Armado:

- Resistência do Concreto (F_{ck});
- Resistência do Aço e sua Classe ;
- Coeficiente de Majoração do Concreto (γ_c);
- Coeficiente de Majoração do Aço (γ_s) ;

Esforços:

- Consideração de Momentos Torçores no Dimensionamento;
- Redução do Cortante nas Proximidades dos Apoios ;

Dimensionamento:

- d'

Armadura:

- Imposição de Mesma Bitola em um Tramo ;
- Recobrimento da Armadura Vertical ;
- Espaçamento Mínimo entre Estribos ;
- Espaçamento Relativo entre Estribos ;

Trechos:

- Comprimento Mínimo de Trechos ;
- Número Máximo de Trechos em um Tramo ;

Estas variantes são chamadas de Configuração, devido ao fato de o programa buscar um arquivo contendo seus valores. Caso este arquivo não seja encontrado, são atribuídos valores próprios para estas variáveis.

A Configuração será, sempre, apresentada no início da execução do programa, com a possibilidade da alteração dos valores apresentados segundo opções desejadas. Ao término destas alterações será armazenada a nova Configuração. Assim, tem-se um arquivo que contém as opções adotadas pelo usuário na última execução do programa e que poderá ser utilizada quantas vezes se desejar.

Este expediente permite a agilização da escolha dos parâmetros para a configuração de um dimensionamento ao cisalhamento.

Escolhida uma Configuração, passa-se a escolha das vigas do projeto em desenvolvimento, as quais serão dimensionadas segundo as opções verificadas na Configuração corrente. Para tanto, são apresentadas todas as vigas do projeto, onde o usuário eliminará aquelas que não serão dimensionadas segundo a Configuração adotada. Este processo permite que se dimensionem grupos de vigas de um mesmo projeto com Configurações diferentes.

4.9 - EFEITOS DE DETERMINADA CONFIGURAÇÃO

Como comentado, a distribuição da armadura é função de imposições previamente feitas que, por sua vez, são função do projeto em desenvolvimento e de opções pessoais do projetista. Assim, para uma mesma estrutura dimensionada com configurações diferenciadas obtêm-se armaduras diferenciadas.

No intuito de demonstrar as variações de montagem de trechos e, conseqüentemente, da armadura gerada, analisa-se a viga da figura 4.20, adotando-se, para cada cálculo, uma configuração dos parâmetros que influenciam nesta montagem, mantendo-se constante os seguintes valores:

$$F_{ck} = 180 \text{ Kgf/cm}^2;$$

Aço CA-50 A ;

$$\gamma_c = 1.4 ;$$

$$\gamma_s = 1.15 ;$$

$$\gamma_f = 1.4 ;$$

$$d' = 3 \text{ cm} ;$$

recobrimento dos estribos = 2 cm ;

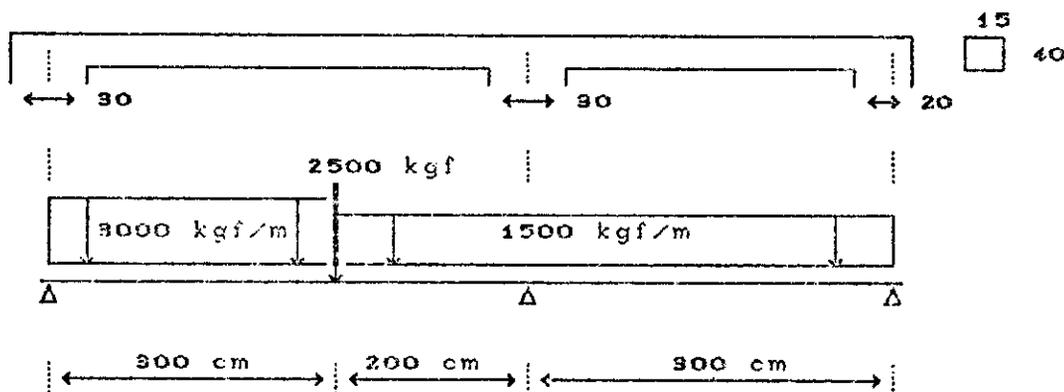


Fig 4.20 - Esquema Estático

Inicialmente, adotam-se os seguintes valores para os demais parâmetros:

Redução do Cortante nos Apoios = Não ;

Imposição de Mesma Bitola no Tramo = Sim ;

Espaçamento Mínimo = 8 cm ;

Espaçamento Relativo = 1 cm ;

Comprimento Mínimo de Trechos = 100 cm ;

Número Máximo de Trechos = 1 ;

com o que se obtém a distribuição apresentada na figura 4.21.

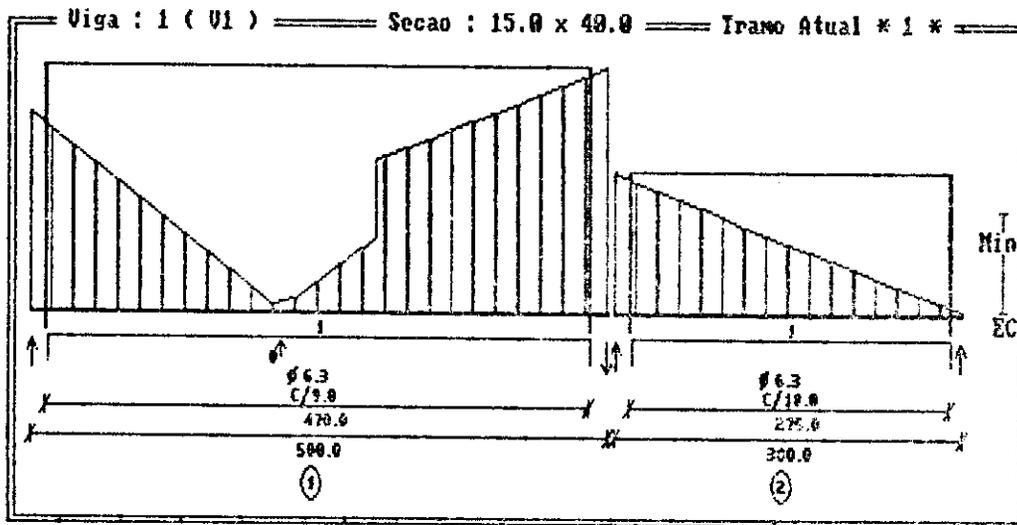


Fig.4.21- Resultados da 1ª Configuração

Quando se faz o Número Máximo de Trechos = 3 ,
obté-m-se a 2ª distribuição apresentada na figura 4.22

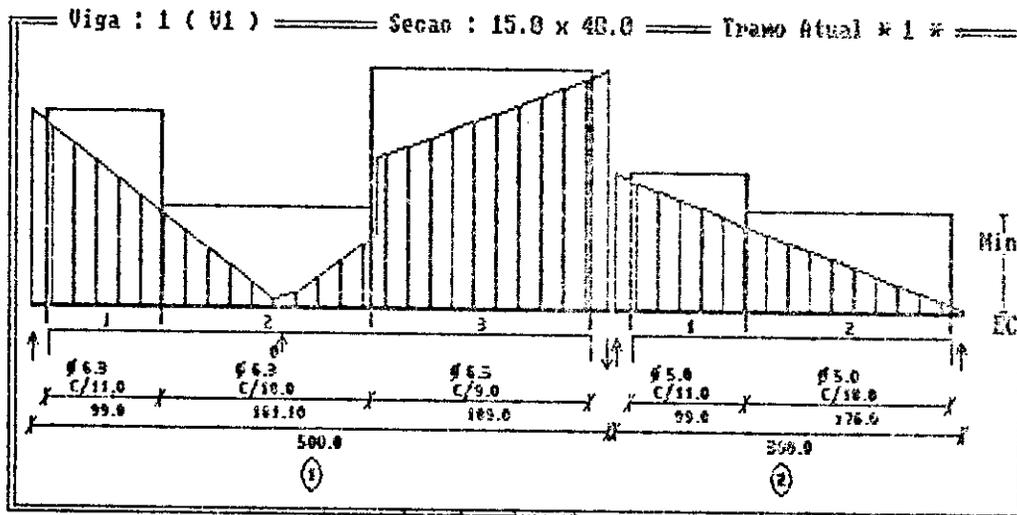


Fig. 4.22 - Resultados da 2ª Configuração.

Para o 3º cálculo, faz-se a alteração dos Espaçamentos, ou seja:

- Redução do Cortante nos Apoios = Não ;
- Imposição de Mesma Bitola no Tramo = Sim ;
- Espaçamento Mínimo = 7.5 cm ;
- Espaçamento Relativo = 2.5 cm ;
- Comprimento Mínimo de Trechos = 100 cm ;

Número Máximo de Trechos = 3 ;
 com o que se obtém uma nova distribuição apresentada na
 figura 4.23.

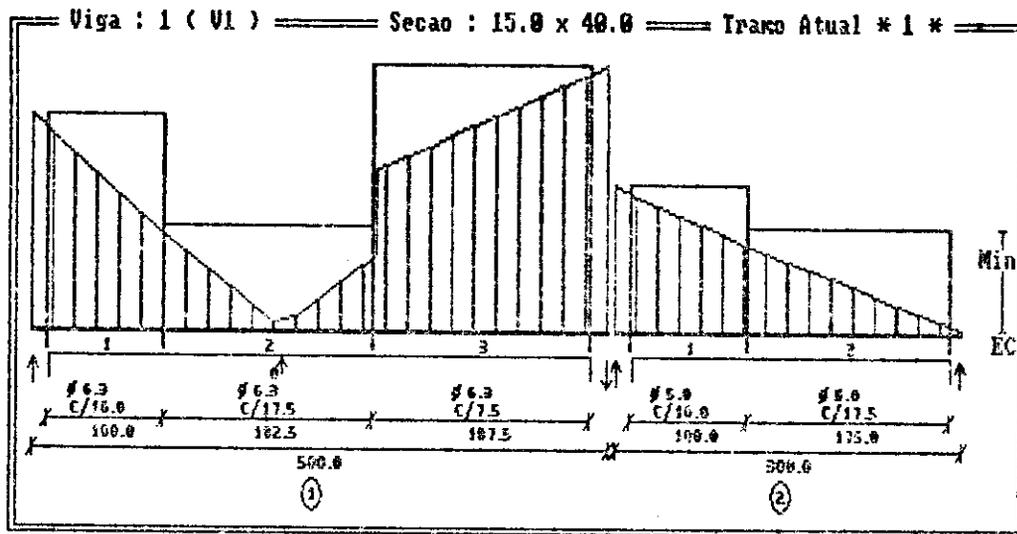


Fig. 4.23 - Resultados da 3ª Configuração.

Admitindo-se a hipótese da formação de um número maior de trechos no tramo, altera-se o Comprimento Mínimo de Trechos e o Número Máximo de Trechos, ou seja:

- Redução do Cortante nos Apoios = Sim ;
- Imposição de Mesma Bitola no Tramo = Sim ;
- Espaçamento Mínimo = 7.5 cm ;
- Espaçamento Relativo = 2.5 cm ;
- Comprimento Mínimo de Trechos = 50 cm ;
- Número Máximo de Trechos = 10 ;

resultando na distribuição apresentada na figura 4.24.

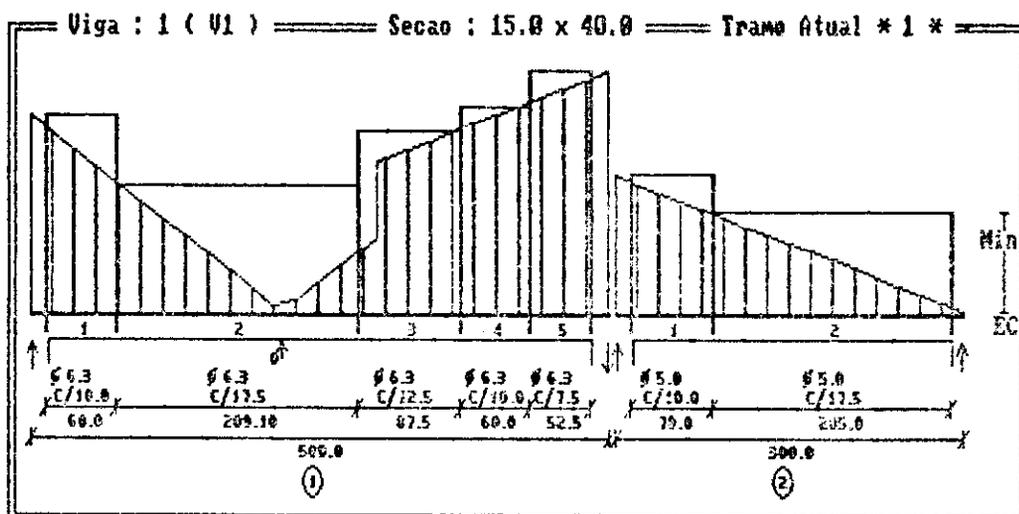


Fig 4.24 - Resultados da 4ª Configuração.

Finalmente, admitindo-se a hipótese de mais de uma bitola no tramo, isto é, fazendo-se:

Imposição de mesma Bitola no Tramo = Não ;
 resulta a distribuição apresentada na figura 4.25.

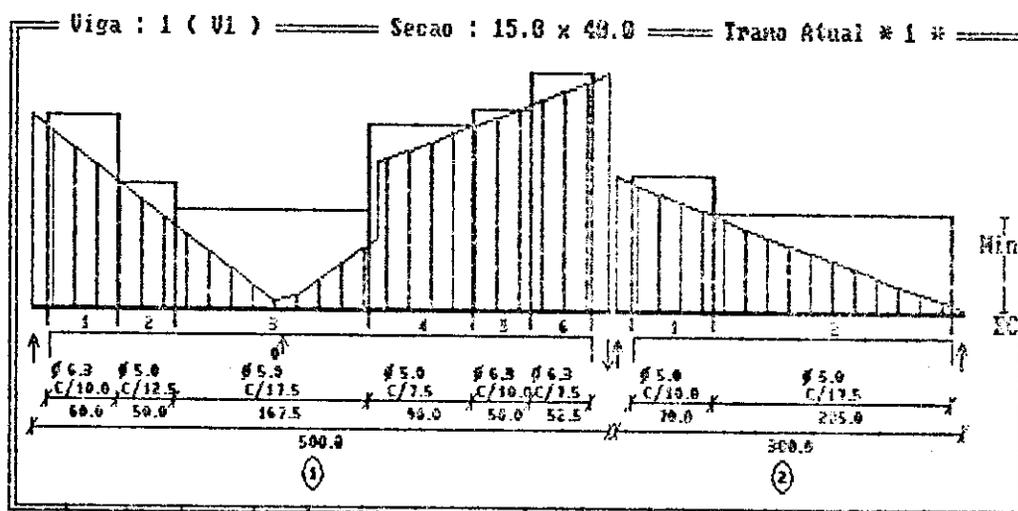


Fig 4.25 - Resultados da 5ª Configuração.

4.10 - ARMADURA DE SUSPENSÃO

Nas ligações de vigas com vigas, existe a transmissão indireta de cargas ou o apoio indireto de vigas. Nestes casos, a reação da viga que apóia é distribuída ao longo da altura da alma da viga que serve de apoio.

Na região de cruzamento destas vigas existe a necessidade da distribuição de uma armadura de suspensão, composta por estribos, com a finalidade de redistribuir na zona comprimida da viga que serve de apoio à ação da viga apoiada.

A determinação desta região e desta armadura de suspensão é efetuada de acordo com tipo de ligação entre as vigas, conforme descrito no Capítulo II, item 2.7.

No programa para cálculo dessa armadura de suspensão, as ligações entre vigas são conhecidas, analisando-se a geometria da grelha e buscando-se o nó de intersecção entre as mesmas. Detectada a intersecção, define-se a viga que serve de apoio e a viga que está sendo apoiada, isto a partir da análise dos esforços cortantes discretizados nas extremidades das barras, que incidem no nó analisado e que compõem as vigas em questão.

Determina-se, então, o tipo de ligação entre as vigas, a partir da posição relativa de suas alturas e de suas cotas, que são fornecidas pelo usuário.

Com isto, obtêm-se, para cada viga, a região de ligação entre as vigas e as respectivas armaduras de suspensão.

O procedimento adotado para a distribuição desta armadura de suspensão é a verificação da necessidade de sua implementação (na região correspondente) com relação àquela armadura anteriormente calculada para o cisalhamento - resultante da analogia de treliça, uma vez que a armadura de suspensão não deve ser inferior à armadura de cisalhamento necessária, que pode trabalhar

como tal.

Verificada tal necessidade, altera-se a distribuição da armadura de cisalhamento no tramo, criando-se novos trechos com a correspondente armadura de suspensão necessária e com comprimentos correspondentes à região de ligação das vigas.

Assim, o funcionamento do programa para cálculo e distribuição da armadura de suspensão pode ser entendido a partir do organograma apresentado na figura 4.26.

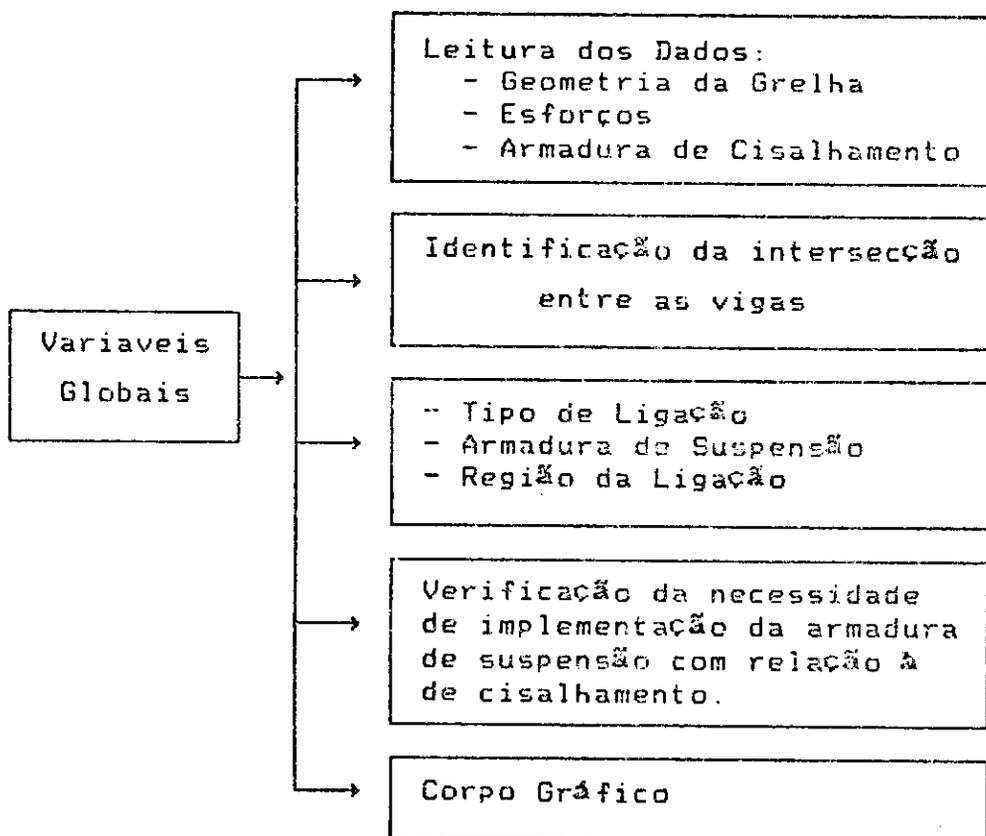


Fig. 4.26 - Organização do Programa para Cálculo da Armadura de Suspensão.

O cálculo da armadura de suspensão e sua distribuição em trechos de tramos de vigas poderia ser feito conjuntamente com o cálculo da armadura de cisalhamento. Este procedimento é viável, entretanto a região de distribuição da armadura de suspensão é relativamente pequena, além do que, a armadura necessária para a suspensão é, geralmente, coberta pela armadura de

cisalhamento.

Como o visto, no procedimento adotado para dimensionamento ao cisalhamento, a armadura resultante é função do escalonamento dos diagramas de esforços cortantes e de momentos torcores, além de um comprimento mínimo previamente adotado para os comprimentos dos trechos. Assim, se a armadura de suspensão for relativamente maior que a armadura de cisalhamento poderá ocorrer que a armadura de suspensão seja estendida a pontos do tramo que não necessitarão de tal armadura. Isto em função do comprimento mínimo adotado para os trechos, o que tornará o processo anti-econômico.

Também, nos casos de vigas penduradas em outras vigas (fig. 2.21), existe a necessidade de criação de um trecho para distribuição da armadura de suspensão seja qual for a armadura de cisalhamento, pois, nestes casos, o comprimento dos estribos são particularmente maiores que os dispostos nas vigas, sendo calculdos em função da soma das alturas das peças que interagem umas sobre as outras.

Assim, conhecida a distribuição da armadura de cisalhamento, passa-se ao cálculo da armadura de suspensão, onde, como comentado, será alterada a distribuição da armadura de cisalhamento em função do tipo de ligação entre vigas e da troca de reações entre elas.

Havendo a necessidade de se dispor a armadura suspensão com relação àquela anteriormente calculada para o cisalhamento, criam-se novos trechos naquela distribuição inicial, onde se busca adotar o mesmo diâmetro anteriormente verificado para a armadura de cisalhamento.

Efetuados estes cálculos, o programa de dimensionamento da armadura de suspensão passa a apresentar as interseções de vigas e as novas distribuições da armadura transversal, adotadas em função da necessidade de se suspender as cargas correspondentes

às vigas que apóiam em outras vigas.

Para tanto, é criado um ambiente gráfico, conforme ilustra a figura 4.27. Neste ambiente, apresenta-se do lado esquerdo da tela a ligação em planta das vigas e a correspondente distribuição da armadura transversal. Já no lado direito são apresentados os cortes das vigas em questão, ilustrando o tipo de ligação ocorrido entre as vigas.

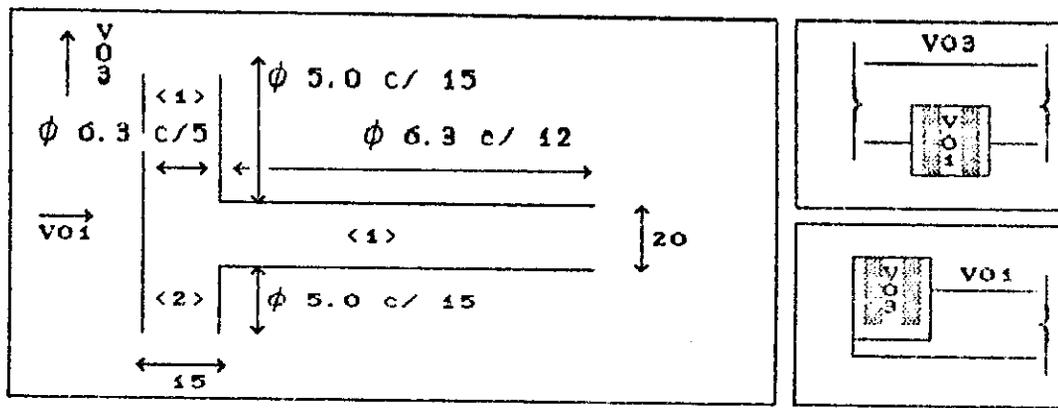


Fig. 4.27 - Ambiente para Apresentação das Ligações entre vigas e da Armadura resultante

CAPÍTULO V

EXEMPLO DE DESENVOLVIMENTO DE UM PROJETO DE PISO DE EDIFÍCIO

5.1 - INTRODUÇÃO

Para ilustrar o cálculo efetuado pelo projeto automático de pisos de edifícios, apresenta-se o desenvolvimento do cálculo de um projeto de piso de edifício de concreto armado, que foi proposto em [28].

Para este projeto foram adotadas duas concepções de pré-dimensionamento das dimensões de seções das vigas. Na primeira, as dimensões de seções são as propostas em [28]. Na segunda, as seções das peças são alteradas pelo programa de Pré-Dimensionamento em função da intensidade com que são solicitadas. Objetiva-se, com isto, demonstrar a automação do projeto e a importância do redimensionamento das seções das vigas na distribuição da armadura resultante e nos custos da obra.

Nas concepções desenvolvidas apresentam-se as tabelas, contendo a listagem da ferragem utilizada no vigamento do pavimento e os custos dos materiais empregados, além dos resultados obtidos para duas vigas do pavimento.

O projeto é desenvolvido, utilizando-se os programas citados no apêndice A, na seqüência indicada.

5.2 - PRIMEIRA CONCEPÇÃO

Nesta primeira concepção, o projeto será desenvolvido a partir da planta de forma do pavimento apresentada na figura 5.1, com as dimensões das seções das vigas, como comentado, pré-dimensionadas de acordo com [28].

Para tanto, adota-se o modelo de grelha apresentado na figura 5.2, onde definem-se as coordenadas dos nós, além da numeração das barras e dos nós. O vigamento do pavimento é formado a partir das barras do modelo.

As ações solicitantes são provenientes do peso próprio da estrutura e de cargas uniformemente distribuídas ao longo dos tramos das vigas e descritas em [28].

Efetuada a análise do modelo adotado para a estrutura, obtêm-se os esforços em seus elementos. Na figura 5.3 apresentam-se os diagramas de esforços solicitantes (já majorados por γ_f) das Vigas $\overline{V17}$ e $\overline{V18}$, onde: nos diagramas de momentos fletores solicitante são superpostas as linhas (+M31 e -M31) correspondentes ao momentos fletores solicitantes calculados para a linha neutra posicionada no limite entre os domínios 3 e 4; nos diagramas de esforços cortantes são superpostas outras duas linhas (VdM e -VdM) correspondentes aos esforços cortantes resistidos pela armadura mínima exigida pela NBR-6118. Com isto, pode-se perceber o desenvolvimento dos esforços no interior da peça com relação à esses limites.

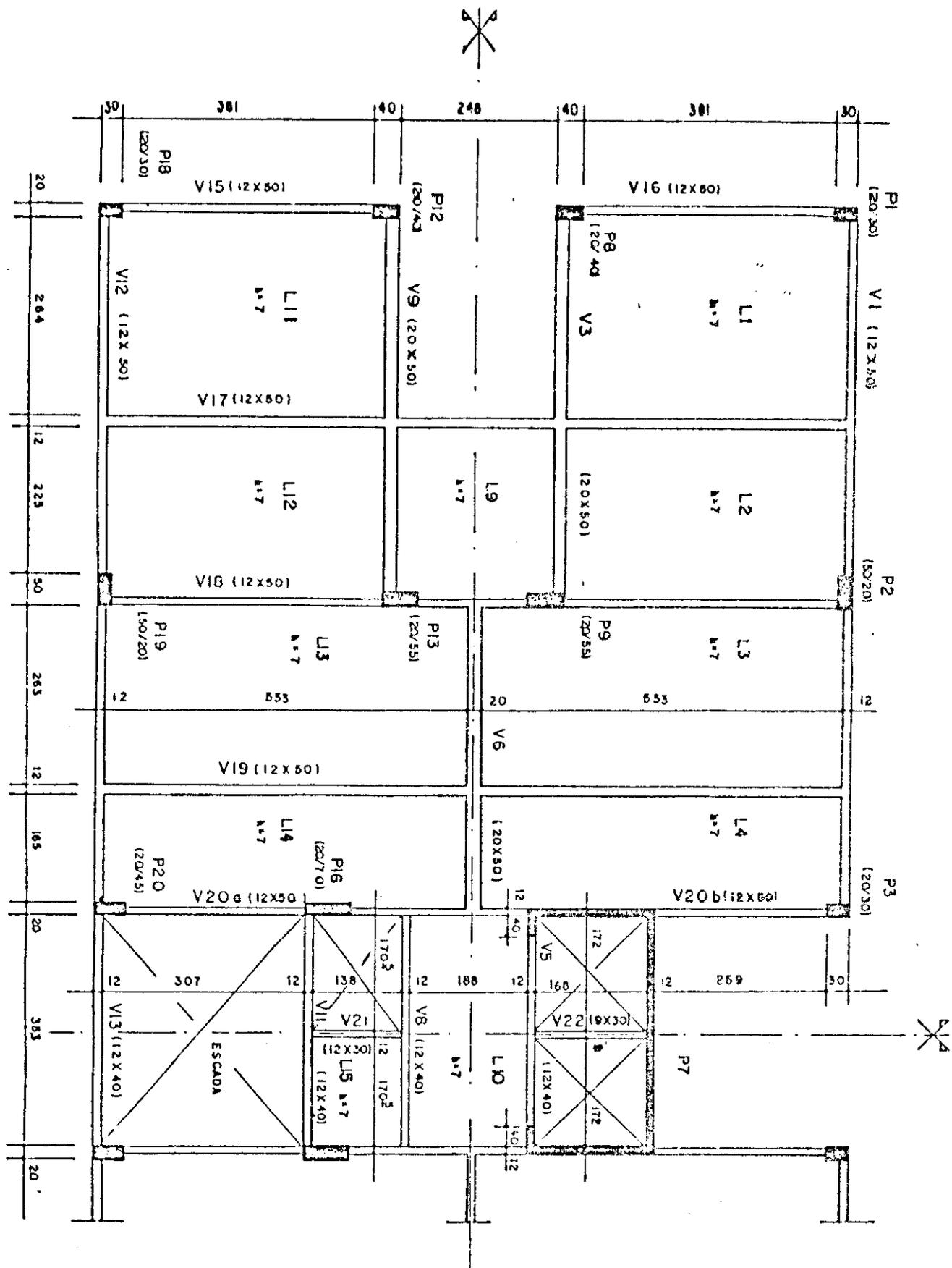


Figura 5.1 - Planta de Forma do Pavimento

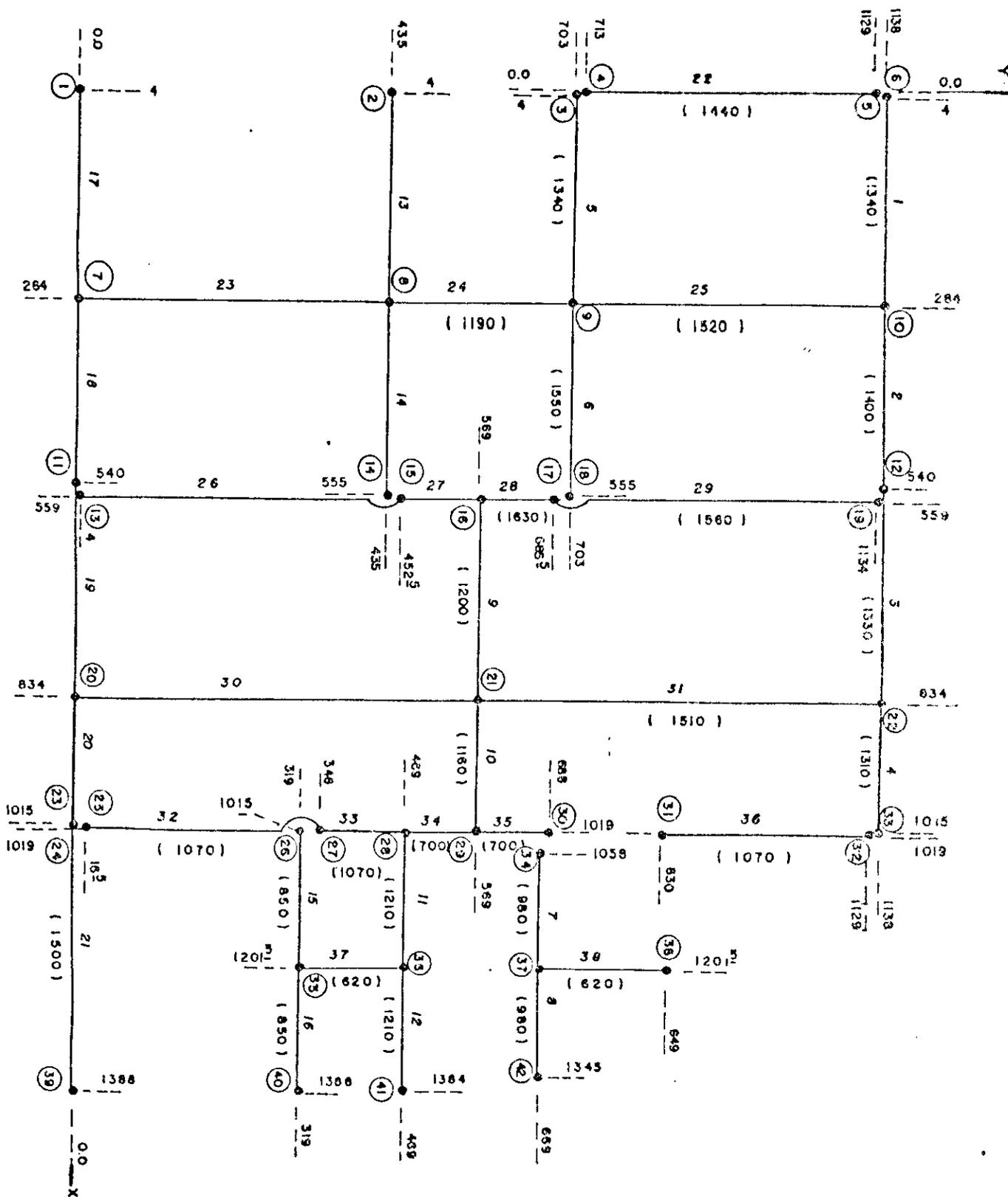


Figura 5.2 - Modelo de Greiha lançado a partir da Planta de Forma da Estrutura

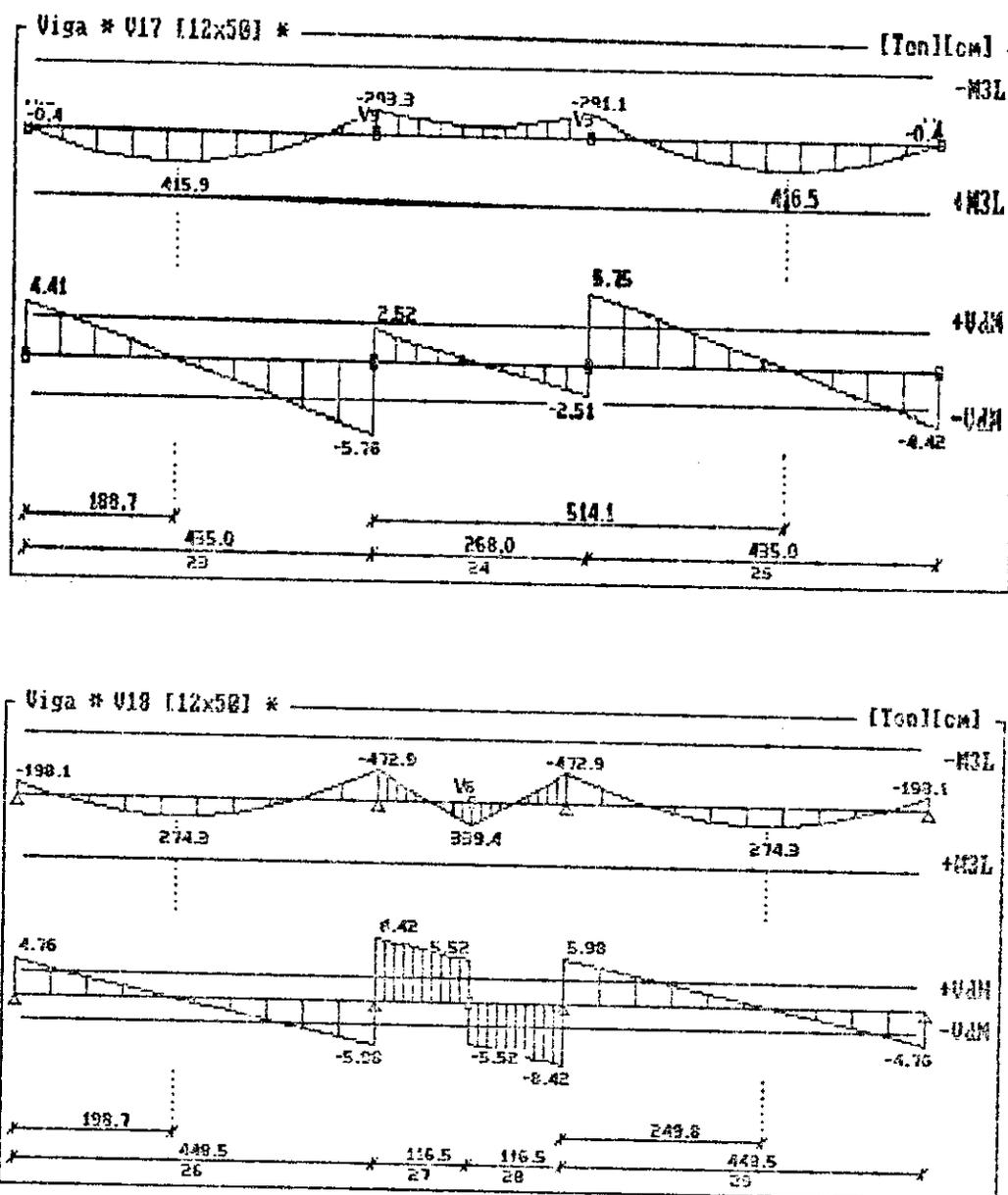


Figura 5.3 - Esforços Solicitantes nas Vigas V17 e V18

A linha elástica destas duas vigas são ilustradas na figura 5.4, onde as setas voltadas para cima representam o apoio indireto fornecido por outras vigas.

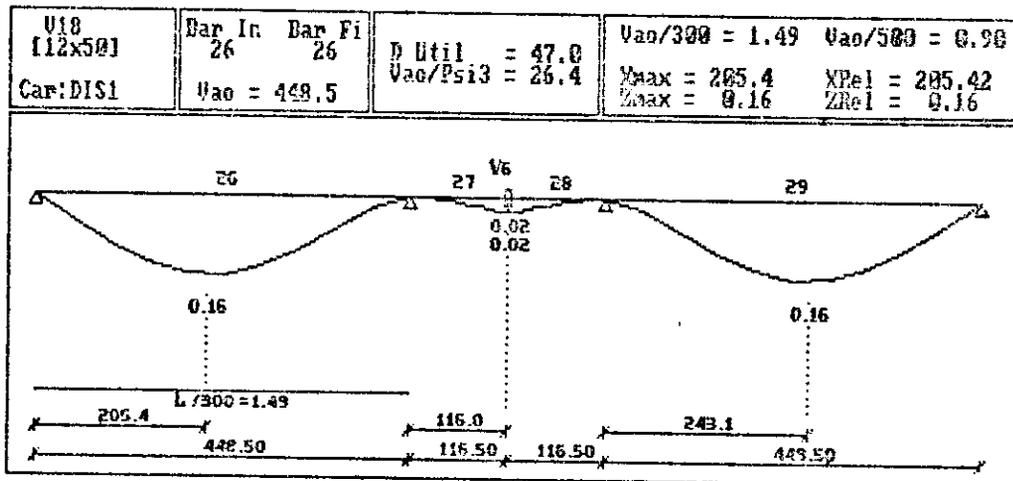
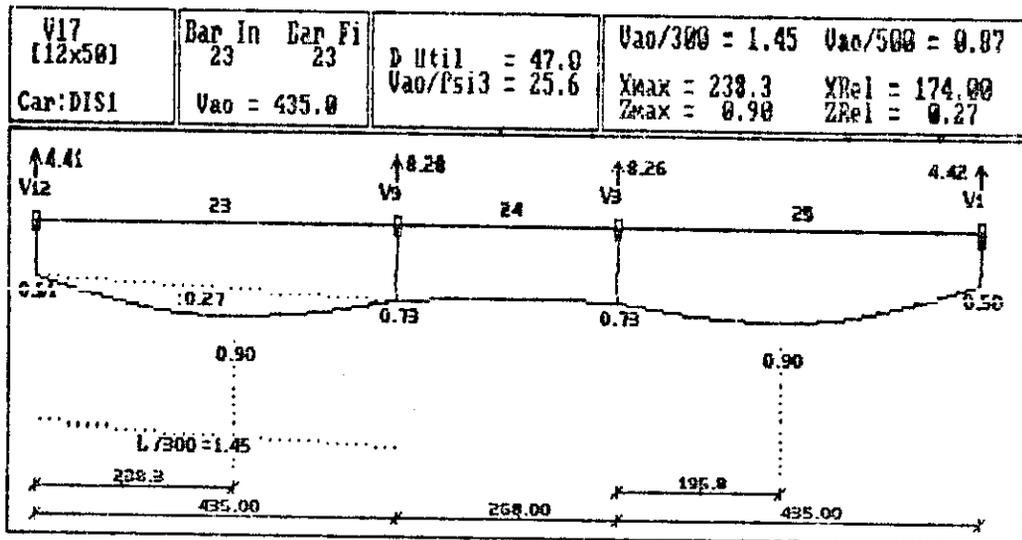


Figura 5.4 - Linha Elástica das Vigas $\overline{V17}$ e $\overline{V18}$

Efetuada o dimensionamento e o detalhamento da estrutura, as armaduras obitadas para as vigas $\overline{V17}$ e $\overline{V18}$ são as apresentadas na figura 5.5 e 5.6.

Considerando-se toda a estrutura do pavimento são descritos, na tabela 5.1, as ferragens necessárias; na tabela 5.2 são mostrados os consumos dos materiais, além dos custos do pavimento.

V17 (12 x 50)

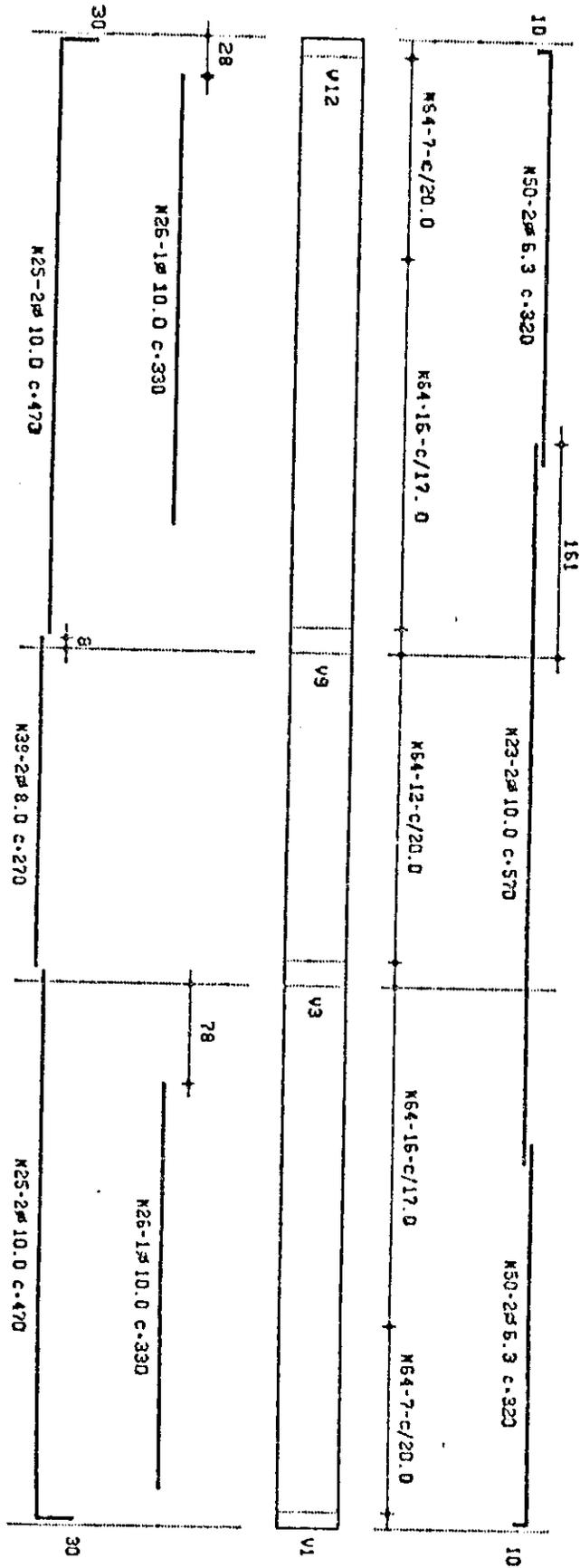
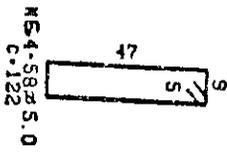
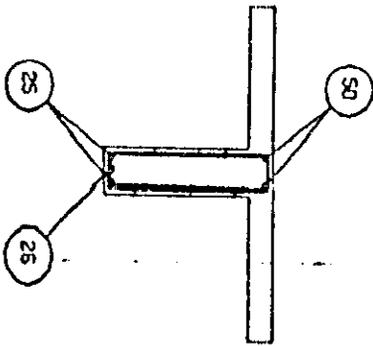


Figura 5.5 - Detalhamento da Armadura da Viga V17.

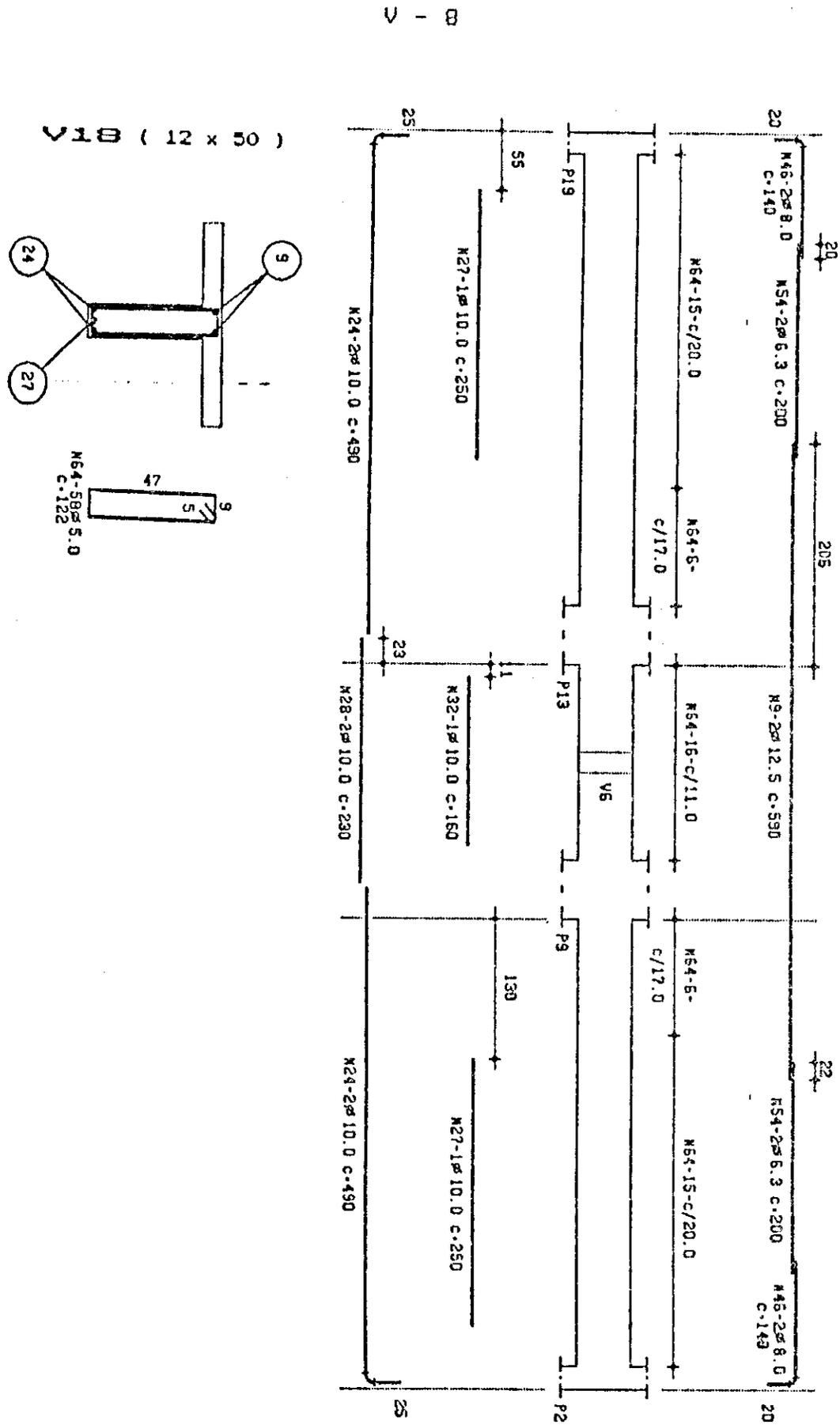


Figura 5.6 - Detalhamento da Armadura da Viga V18.

Tabela 5.1 - Lista da Ferragem do Pavimento.

NQ	Ø	Quant	Compr. (m)	
			Unit.	Total
B=43	16.0	4	5.59	22.36
B=40	16.0	4	5.30	21.20
	16.0	4	4.30	17.20
	16.0	2	3.70	7.40
	16.0	4	3.30	13.20
B=20	12.5	2	7.90	15.80
B=33	12.5	4	6.37	25.48
B=33	12.5	4	6.20	24.80
	12.5	2	5.90	11.80
B=33	12.5	4	5.80	23.20
	12.5	2	4.80	9.60
	12.5	4	4.70	18.80
B=33	12.5	2	4.44	8.88
	12.5	1	4.00	4.00
	12.5	3	3.80	11.40
	12.5	4	3.40	13.60
	12.5	4	3.30	13.20
	12.5	1	3.10	3.10
	12.5	4	2.80	11.20
	12.5	1	2.60	2.60
	12.5	4	1.90	7.60
	12.5	2	1.70	3.40
	10.0	2	5.70	11.40
B=23	10.0	4	4.90	19.60
B=30	10.0	4	4.70	18.80
	10.0	2	3.30	6.60
	10.0	2	2.50	5.00
	10.0	2	2.30	4.60
B=23	10.0	2	1.90	3.80
B=23	10.0	8	1.80	14.40
B=23	10.0	4	1.70	6.80
	10.0	1	1.60	1.60
B=23	8.0	2	4.96	9.92
B=20	8.0	4	4.35	17.44
	8.0	2	3.80	7.60
	8.0	2	3.60	7.20
	8.0	2	3.50	7.00
	8.0	2	3.50	7.00
	8.0	3	2.70	8.10
	8.0	1	2.60	2.60
	8.0	1	2.20	2.20
	8.0	1	1.90	1.90
	8.0	2	1.80	3.60
B=20	8.0	8	1.60	12.80
	8.0	2	1.50	3.00
B=20	8.0	4	1.40	5.60
B=10	6.3	2	4.89	9.78
B=10	6.3	4	4.40	17.60
B=10	6.3	2	3.94	7.88
B=10	6.3	4	3.20	12.80

Tabela 5.1 - Lista da Ferragem do Pavimento (Continuação)

	No	Ø	Quant	Compr: (m)	
				Unit.	Total
_____ / / _____	51	6.3	4	3.00	12.00
_____ / / _____	52	6.3	4	2.40	9.60
Ø=20 [_____ / / _____] Ø=20	53	6.3	2	2.29	4.58
_____ / / _____	54	6.3	4	2.00	8.00
Ø=20 [_____ / / _____] Ø=20	55	6.3	2	1.99	3.98
_____ / / _____	56	6.3	2	1.90	3.80
_____ / / _____	57	6.3	4	1.70	6.80
_____ / / _____	58	6.3	4	1.50	6.00
_____ / / _____	59	5.0	2	3.50	7.00
Ø=5 [_____ / / _____] Ø=5	60	5.0	2	1.99	3.98
Ø=5 [_____ / / _____] Ø=5	61	5.0	2	1.69	3.38
Ø=5 [_____ / / _____]	62	5.0	2	0.40	0.80
9 [_____ / / _____] 3	63	6.3	88	1.22	107.36
9 [_____ / / _____] 3	64	5.0	306	1.22	373.32
17 [_____ / / _____] 3	65	6.3	68	1.39	93.84
9 [_____ / / _____] 3	66	5.0	71	1.02	72.42
17 [_____ / / _____] 3	67	8.0	27	1.39	37.26
9 [_____ / / _____] 3	68	5.0	10	0.82	8.20
6 [_____ / / _____] 3	69	5.0	12	0.76	9.12

Tabela 5.2 - Consumos dos Materiais

Resumo dos Ferros CA50A				
Ø	Comp. (m)	Peso/m	Peso(kg)	Peso + 10%
5.0	478.22	0.15	72	79
6.3	304.02	0.24	73	80
8.0	133.22	0.39	52	57
10.0	92.60	0.62	57	63
12.5	208.46	0.96	200	220
16.0	81.36	1.58	129	141
20.0	_____	2.47	_____	_____
			583	641

Volume Total de Concreto : ~ 6.64 m³
 Consumo de Ferro : ~ 87.78 kg / m³ de concreto
 Area Total de Formas : ~ 106.18 m²
 Consumo de Formas : ~ 15.99 m² / m³ de concreto

5.3 - Segunda Concepção

Nesta segunda concepção, apresentam-se os resultados obtidos para as vigas, quando as dimensões de suas seções foram alteradas automaticamente pelo programa de Pré-Dimensionamento.

Como ponto de partida, consideram-se as dimensões de seções propostas na primeira concepção. Efetuam-se, então, três iterações na estrutura, onde, para cada iteração são calculados os esforços e redimensionadas as seções das peças de acordo com as máximas solicitações verificadas. Ao final dessas iterações, obtêm-se os resultados mostrados a seguir, sendo que os esforços são referentes a primeira e última iteração, enquanto que para as vigas se apresentam os resultados de todas as iterações.

PRE-DIMENSIONAMENTO DA GRELHA.....DISSERT.GPL

Numero de carregamentos = 1

GamaF [1] = 1.40

MAXIMOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS VIGAS PARA A ITERACAO...1

VIGA	Bar	L	VdIn	VdFi	MdIn	MdFi	Xmax	Mdmax
		[m]	[tf]	[tf]	[tf.m]	[tf.m]	[m]	[tf.m]

=====

V1	1	2.80	6.57	0.72	-3.28	6.92	2.80	6.92
V1	2	2.56	-3.69	-9.25	6.92	-9.64	2.56	-9.64
V1	3	2.94	8.43	2.34	-9.64	6.18	0.00	-9.64
V1	4	1.81	-2.94	-6.64	6.18	-2.48	0.00	6.18
V3	5	2.80	10.10	3.87	-5.67	13.90	2.80	13.90
V3	6	2.71	-4.39	-11.22	13.90	-7.25	0.00	13.90
V5	7	1.42	2.64	0.45	-0.00	2.20	1.42	2.20
V5	8	1.43	-0.42	-2.63	2.20	-0.00	0.00	2.20
V6	9	2.75	11.04	5.46	-0.02	22.67	2.75	22.67
V6	10	1.85	-10.44	-14.10	22.67	-0.03	0.00	22.67
V8	11	1.82	4.15	0.75	-0.03	4.44	1.82	4.44
V8	12	1.82	-0.72	-4.12	4.44	-0.00	0.00	4.44
V9	13	2.80	10.11	3.88	-5.67	13.92	2.80	13.92
V9	14	2.71	-4.40	-11.23	13.92	-7.26	0.00	13.92
V11	15	1.86	3.28	0.75	-1.82	1.93	1.86	1.93
V11	16	1.86	-0.74	-3.27	1.93	-1.82	0.00	1.93

V12	17	2.80	6.60	0.76	-3.32	6.98	2.80	6.98
V12	18	2.56	-3.65	-9.21	6.98	-9.48	2.56	-9.48
V12	19	2.94	8.26	2.17	-9.48	5.86	0.00	-9.48
V12	20	1.81	-3.10	-6.80	5.86	-3.10	0.00	5.86
V13	21	3.73	4.23	-4.23	-1.90	-1.90	1.87	2.05
V16	22	4.16	4.87	-4.39	-2.97	-1.99	2.19	2.35
V17	23	4.35	4.41	-5.76	-0.00	-2.93	1.89	4.16
V17	24	2.68	2.52	-2.51	-2.93	-2.91	1.34	-1.23
V17	25	4.35	5.75	-4.42	-2.92	-0.00	2.46	4.17
V18	26	4.48	4.76	-5.98	-1.98	-4.73	1.99	2.74
V18	27	1.16	8.42	5.52	-4.73	3.39	0.00	-4.73
V18	28	1.16	-5.52	-8.42	3.39	-4.73	1.16	-4.73
V18	29	4.48	5.98	-4.76	-4.73	-1.98	2.50	2.74
V19	30	5.69	5.27	-7.95	-0.01	-7.63	2.27	5.97
V19	31	5.69	7.95	-5.27	-7.64	-0.01	3.42	5.97
V20a	32	3.31	2.65	-3.01	-1.17	-1.76	1.55	0.89
V20a	33	1.21	9.02	6.95	-6.87	2.79	0.00	-6.87
V20a	34	1.00	2.80	2.59	2.79	5.49	1.00	5.49
V20a	35	1.19	-11.51	-12.92	5.49	-9.04	1.19	-9.04
V20b	36	2.99	2.73	-2.38	-1.44	-0.93	1.60	0.73
V21	37	1.50	1.49	-1.48	-0.00	0.00	0.75	0.55
V22	38	1.80	0.87	-0.87	0.00	-0.00	0.90	0.39

 MAXIMOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS VIGAS PARA A ITERAÇÃO...3

VIGA	Bar	L	VdIn	VdFi	MdIn	MdFi	Xmax	Mdmax
		[m]	[tf]	[tf]	[tf.m]	[tf.m]	[m]	[tf.m]
V1	1	2.80	6.49	0.65	-3.23	6.77	2.80	6.77
V1	2	2.56	-3.57	-9.13	6.77	-9.49	2.56	-9.49
V1	3	2.94	8.33	2.24	-9.49	6.04	0.00	-9.49
V1	4	1.81	-2.83	-6.53	6.04	-2.43	0.00	6.04
V3	5	2.80	10.03	3.79	-5.61	13.73	2.80	13.73
V3	6	2.71	-4.30	-11.13	13.73	-7.19	0.00	13.73
V5	7	1.42	2.56	0.43	-0.00	2.13	1.42	2.13
V5	8	1.43	-0.40	-2.55	2.13	0.00	0.00	2.13
V6	9	2.75	11.45	5.58	-0.01	23.40	2.75	23.40
V6	10	1.85	-10.73	-14.58	23.40	-0.02	0.00	23.40
V8	11	1.82	4.13	0.73	-0.02	4.41	1.82	4.41
V8	12	1.82	-0.71	-4.10	4.41	-0.00	0.00	4.41
V9	13	2.80	10.03	3.80	-5.62	13.74	2.80	13.74
V9	14	2.71	-4.31	-11.14	13.74	-7.19	0.00	13.74
V11	15	1.86	3.14	0.72	-2.05	1.55	0.00	-2.05
V11	16	1.86	-0.71	-3.13	1.54	-2.05	1.86	-2.05
V12	17	2.80	6.53	0.69	-3.27	6.83	2.80	6.83
V12	18	2.56	-3.54	-9.09	6.83	-9.33	2.56	-9.33
V12	19	2.94	8.17	2.08	-9.33	5.72	0.00	-9.33

V12	20	1.81	-2.99	-6.69	5.72	-3.04	0.00	5.72
V13	21	3.73	4.15	-4.15	-2.22	-2.22	1.87	1.65
V16	22	4.16	4.55	-4.36	-3.10	-2.69	2.13	1.74
V17	23	4.35	4.22	-5.67	-0.01	-3.16	1.86	3.91
V17	24	2.68	2.43	-2.43	-3.14	-3.13	1.34	-1.51
V17	25	4.35	5.67	-4.23	-3.15	-0.01	2.49	3.92
V18	26	4.48	4.82	-5.72	-2.54	-4.56	2.05	2.41
V18	27	1.16	8.58	5.72	-4.56	3.77	0.00	-4.56
V18	28	1.16	-5.72	-8.58	3.77	-4.56	1.16	-4.56
V18	29	4.48	5.72	-4.82	-4.56	-2.54	2.43	2.41
V19	30	5.69	5.07	-8.15	-0.01	-8.79	2.18	5.52
V19	31	5.69	8.16	-5.07	-8.79	-0.01	3.51	5.52
V20a	32	3.31	2.65	-3.01	-1.17	-1.76	1.55	0.89
V20a	33	1.21	9.14	7.07	-6.99	2.82	0.00	-6.99
V20a	34	1.00	2.94	2.73	2.82	5.66	1.00	5.66
V20a	35	1.19	-11.85	-13.26	5.66	-9.28	1.19	-9.28
V20b	36	2.99	2.42	-2.37	-1.22	-1.14	1.51	0.61
V21	37	1.50	1.43	-1.43	-0.00	-0.01	0.75	0.53
V22	38	1.80	0.83	-0.82	-0.00	-0.00	0.90	0.37

CARACTERISTICAS DO CONCRETO

FCK.....= 150.0 [kgf/cm²]

ACO CA....= 50 - A

GamaC.....= 1.40

GamaS.....= 1.15

KX3LIM....= 0.6283

DADOS DAS ITERACOES PARA AS VIGAS:

Esforços.....[ton][m], Dimensoes.....[cm]

Num de Vigas.....17, Num de Iteracoes..3

VIGA.....V1 bw = 12.0 M 3LIM....= 9.08 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	9.2	0.0	0.62	-9.6	1.06	4	5	0.69	29.0	47.0	50	50
2	9.2	0.0	0.62	-9.5	1.05	4	5	0.68	28.9	47.0	50	50
3	9.1	0.0	0.62	-9.5	1.04	4	5	0.67	29.0	47.0	50	50

- Armadura Dupla prevista pelo Programa

VIGA.....V3 bw = 20.0 M 3LIM....= 15.14 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	11.2	0.0	0.45	13.9	0.92	3	3	0.56	21.1	45.0	50	50
2	11.2	0.0	0.45	13.8	0.91	3	3	0.55	21.1	44.9	50	50

3	11.1	0.0	0.45	13.7	0.91	3	3	0.55	21.1	44.8	50	50
=====												
VIGA.....V5				bw = 12.0		M 3LIM....= 3.00 ton*m						
IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	2.6	0.0	0.22	2.2	0.39	2	2	0.20	8.2	24.0	40	30
2	2.6	0.0	0.30	2.1	0.71	3	3	0.40	8.0	22.8	30	30
3	2.6	0.0	0.30	2.1	0.71	3	3	0.40	8.2	22.7	30	30
=====												
VIGA.....V6				bw = 20.0		M 3LIM....= 26.35 ton*m						
IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	14.1	0.0	0.56	22.7	1.50	4	6	1.00	26.4	53.2	50	60
2	14.4	0.0	0.48	23.2	1.04	4	5	0.67	27.1	58.2	60	65
3	14.6	0.0	0.44	23.4	0.89	3	3	0.53	27.4	58.4	65	65
=====												
VIGA.....V8				bw = 12.0		M 3LIM....= 5.63 ton*m						
IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	4.2	0.0	0.35	4.4	0.79	3	3	0.45	13.0	32.9	40	40
2	4.1	0.0	0.35	4.4	0.79	3	3	0.45	13.0	32.8	40	40
3	4.1	0.0	0.36	4.4	0.78	3	3	0.45	13.2	32.7	40	40
=====												
VIGA.....V9				bw = 20.0		M 3LIM....= 15.14 ton*m						
IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	11.2	0.0	0.45	13.9	0.92	3	3	0.56	21.1	45.1	50	50
2	11.2	0.0	0.45	13.8	0.91	3	3	0.55	21.1	44.9	50	50
3	11.1	0.0	0.45	13.7	0.91	3	3	0.55	21.2	44.8	50	50
=====												
VIGA.....V11				bw = 12.0		M 3LIM....= 1.99 ton*m						
IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	3.3	0.0	0.28	1.9	0.34	2	2	0.17	10.4	22.5	40	25
2	3.1	0.0	0.45	-2.1	1.03	4	5	0.66	9.9	22.4	25	25
3	3.1	0.0	0.45	-2.0	1.03	4	5	0.66	10.0	22.3	25	25
=====												
VIGA.....V12				bw = 12.0		M 3LIM....= 9.00 ton*m						
IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	9.2	0.0	0.61	-9.5	1.04	4	5	0.67	28.9	47.0	50	50
2	9.1	0.0	0.61	-9.4	1.03	4	5	0.66	28.8	47.0	50	50
3	9.1	0.0	0.61	-9.3	1.03	4	5	0.65	28.8	47.0	50	50
=====												
- Armadura Dupla prevista pelo Programa												
=====												
VIGA.....V13				bw = 12.0		M 3LIM....= 3.00 ton*m						
IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	4.2	0.0	0.36	2.0	0.36	2	2	0.18	13.2	23.1	40	30

2	4.2	0.0	0.48	-2.2	0.74	3	3	0.42	12.9	23.2	30	30
3	4.2	0.0	0.48	-2.2	0.74	3	3	0.42	12.9	23.2	30	30

=====

VIGA.....V16 bw = 12.0 M 3LIM....= 3.00 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	4.9	0.0	0.32	-3.0	0.33	2	1	0.16	15.1	31.9	50	35
2	4.6	0.0	0.45	-3.1	0.74	3	3	0.42	14.4	27.5	35	30
3	4.6	0.0	0.52	-3.1	1.03	4	5	0.66	14.2	27.4	30	30

=====

VIGA.....V17 bw = 12.0 M 3LIM....= 4.21 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	5.8	0.0	0.38	4.2	0.46	2	2	0.24	17.9	33.0	50	40
2	5.7	0.0	0.48	4.0	0.71	3	3	0.40	17.8	31.1	40	35
3	5.7	0.0	0.55	3.9	0.93	3	3	0.56	17.7	30.8	35	35

=====

VIGA.....V18 bw = 12.0 M 3LIM....= 5.63 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	8.4	0.0	0.58	-4.7	0.52	3	3	0.28	27.4	33.9	50	40
2	8.5	0.0	0.73	-4.5	0.81	3	3	0.47	27.0	33.2	40	40
3	8.6	0.0	0.73	-4.6	0.81	3	3	0.47	27.1	33.3	40	40

=====

VIGA.....V19 bw = 12.0 M 3LIM....= 9.08 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	8.0	0.0	0.53	-7.6	0.84	3	3	0.49	24.8	43.1	50	50
2	8.1	0.0	0.54	-8.5	0.94	3	4	0.57	25.2	47.0	50	50
3	8.2	0.0	0.54	-8.8	0.97	3	4	0.60	25.4	47.0	50	50

=====

VIGA.....V20a bw = 12.0 M 3LIM....= 9.08 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	12.9	0.0	0.88	-9.0	1.00	3	4	0.62	41.4	47.0	50	50
2	13.2	0.0	0.89	-9.2	1.01	4	5	0.64	41.7	47.0	50	50
3	13.3	0.0	0.89	-9.3	1.02	4	5	0.65	41.8	47.0	50	50

- Armadura Dupla prevista pelo Programa

=====

VIGA.....V20b bw = 12.0 M 3LIM....= 1.99 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	2.7	0.0	0.18	-1.4	0.16	2	1	0.08	8.5	23.3	50	30
2	2.5	0.0	0.28	-1.3	0.42	2	2	0.22	7.7	18.1	30	25
3	2.4	0.0	0.34	-1.2	0.61	3	3	0.33	7.5	17.2	25	20

=====

VIGA.....V21 bw = 12.0 M 3LIM....= 0.59 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
----	----	----	-------	----	--------	----	----	----	-------	-------	-----	-----

1	1.5	0.0	0.17	0.6	0.18	2	1	0.09	4.6	14.3	30	20
2	1.4	0.0	0.27	0.5	0.46	2	2	0.24	4.5	11.9	20	15
3	1.4	0.0	0.37	0.5	0.90	3	3	0.54	4.5	11.4	15	15

=====

VIGA....V22 bw = 9.0 M 3LIM....= 0.44 ton*m

IT	Vd	Td	td/tu	Md	Md/M3L	dm	fx	Kx	Dcisa	Dflex	Hin	Hfi
1	0.9	0.0	0.13	0.4	0.17	2	1	0.08	3.6	13.9	30	20
2	0.8	0.0	0.20	0.4	0.42	2	2	0.22	3.5	11.5	20	15
3	0.8	0.0	0.29	0.4	0.83	3	3	0.48	3.4	10.9	15	15

SECOES E VOLUMES INICIAIS E FINAIS

Viga	L	Sec In	Sec Fi	hf-hi	Vol In	Vol Fi	Vf-Vi
	[m]	bw hi	bw hf		Vi[m3]	Vf[m3]	[m3]
V1	10.11	12x 50	12x 50	0	0.607	0.607	0.00
V3	5.51	20x 50	20x 50	0	0.551	0.551	0.00
V5	2.86	12x 40	12x 30	-10	0.137	0.103	-0.03
V6	4.60	20x 50	20x 65	15	0.460	0.598	0.14
V8	3.65	12x 40	12x 40	0	0.175	0.175	0.00
V9	5.51	20x 50	20x 50	0	0.551	0.551	0.00
V11	3.73	12x 40	12x 25	-15	0.179	0.112	-0.07
V12	10.11	12x 50	12x 50	0	0.607	0.607	0.00
V13	3.73	12x 40	12x 30	-10	0.179	0.134	-0.04
V16	4.16	12x 50	12x 30	-20	0.250	0.150	-0.10
V17	11.38	12x 50	12x 35	-15	0.683	0.478	-0.20
V18	11.30	12x 50	12x 40	-10	0.678	0.542	-0.14
V19	11.38	12x 50	12x 50	0	0.683	0.683	0.00
V20a	6.71	12x 50	12x 50	0	0.403	0.403	0.00
V20b	2.99	12x 50	12x 25	-25	0.179	0.090	-0.09
V21	1.50	12x 30	12x 15	-15	0.054	0.027	-0.03
V22	1.80	9x 30	9x 15	-15	0.049	0.024	-0.02

VOLUME DE CONCRETO DO PISO NAS INTERACOES:

IT	VOLUME INICIAL [m3]
1	6.420
2	5.920
3	5.830

VOLUME 3 - VOLUME 1 = -0.59 [m3]

Com isto, as novas dimensões das seções passam a ser aquelas apresentadas acima (SEÇÕES E VOLUMES INICIAIS E FINAIS).

Para tais seções das peças, obtem-se uma nova distribuição de esforços nas vigas, como ilustra a figura 5.7, onde são apresentadas a $\overline{V17}$ e a $\overline{V18}$. A partir dos limites $\pm M3L$ e $\pm VdM$, observam-se um melhor aproveitamento do material, comparativamente aos resultados obtidos na primeira concepção (figura 5.1). Isto, com relação ao momento fletor correspondente ao limite entre os domínios 3 e 4.

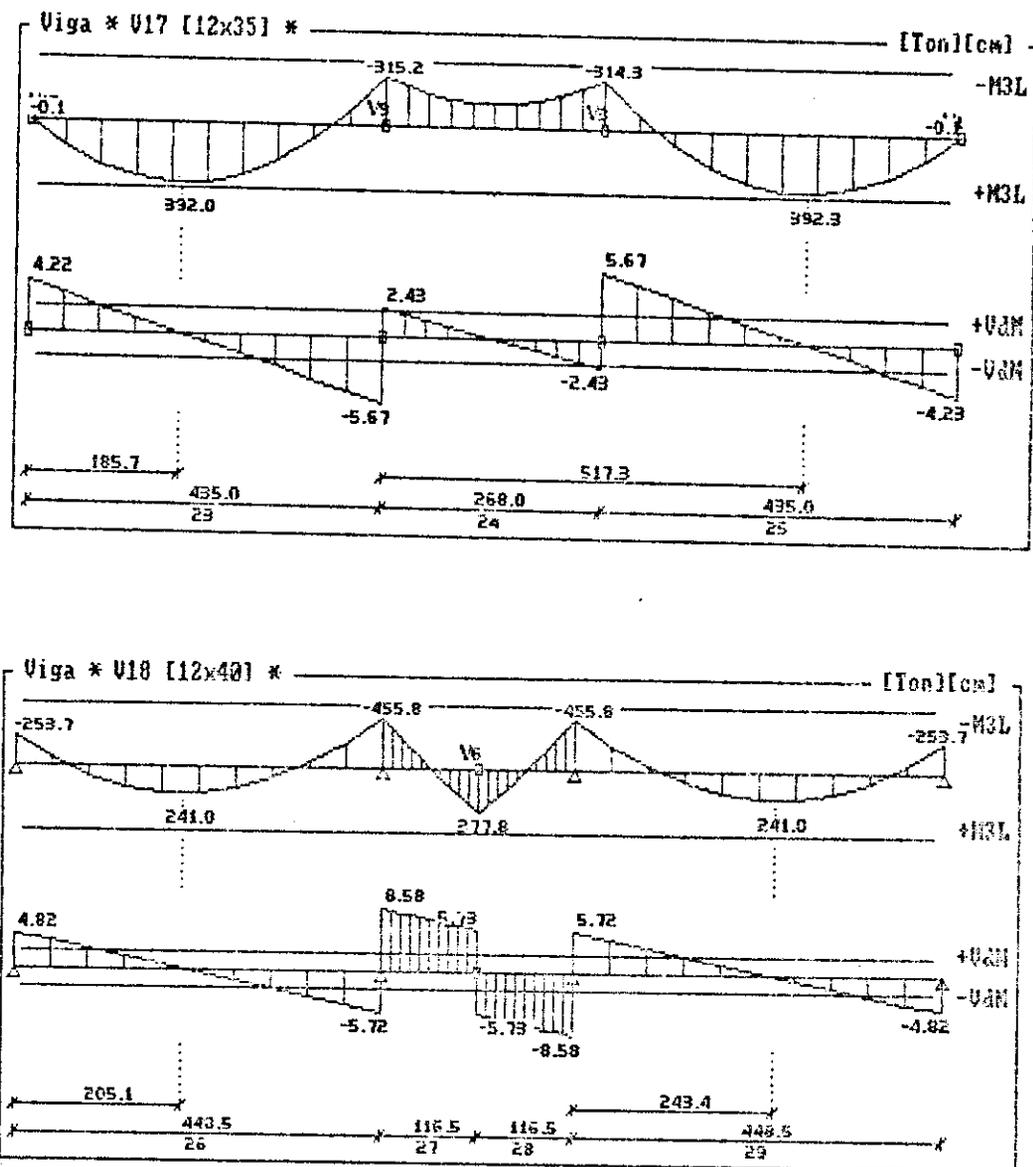


Figura 5.7 - Esforços Solicitantes nas Vigas V17 e V18

O encaminhamento em termos de posicionamento da linha neutra e de tensões de cisalhamento no concreto durante as iterações pode ser observado a partir da figura 5.8.

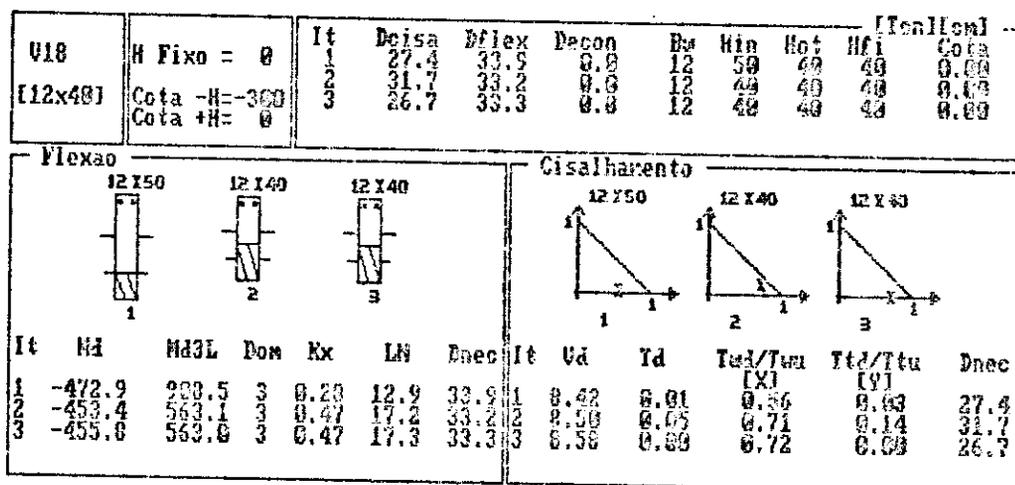
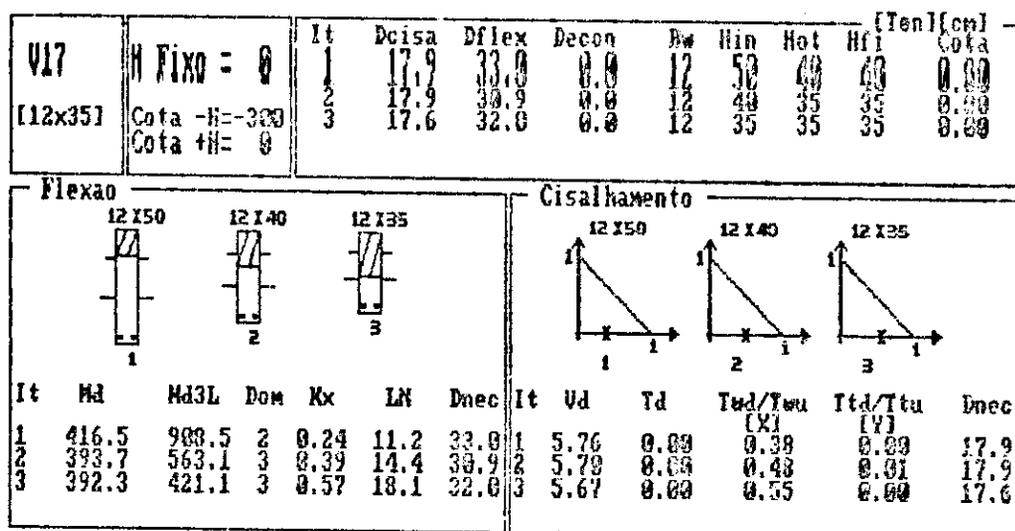


Figura 5.8 - Linha Neutra e Tensões de Cisalhamento no Concreto das Vigas V17 e V18.

Observam-se, também, acréscimos de deformações na V17 e V18, com relação aos resultados obtidos na primeira concepção, conforme demonstra a figura 5.9. Isto, devido a diminuição de rigidez das mesmas.

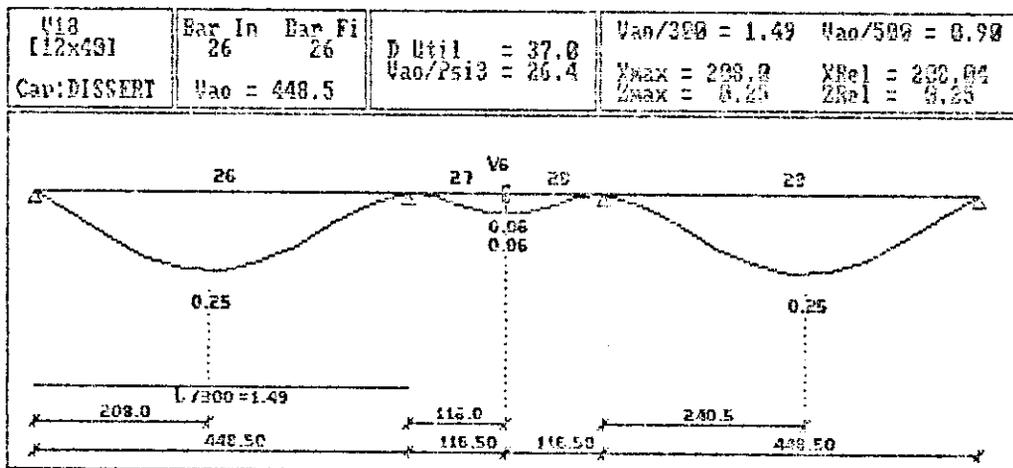
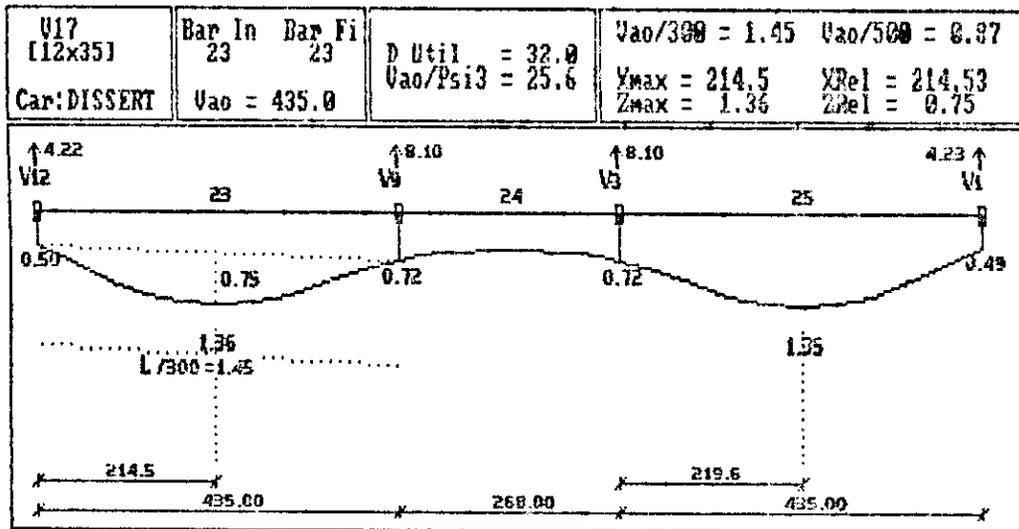


Figura 5.9 - Linha Elástica das Vigas V17 e V18

Efetuada o dimensionamento e o detalhamento da estrutura, as armaduras obitadas para as vigas V17 e V18 são as apresentadas nas figuras 5.10 e 5.11.

Considerando-se toda a estrutura do pavimento são apresentados na tabela 5.3 as ferragens necessárias; na tabela 5.4 são descritos os consumos de aço e de concreto, além dos custos do pavimento.

V17 (12 x 35)

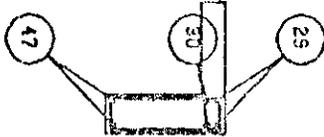
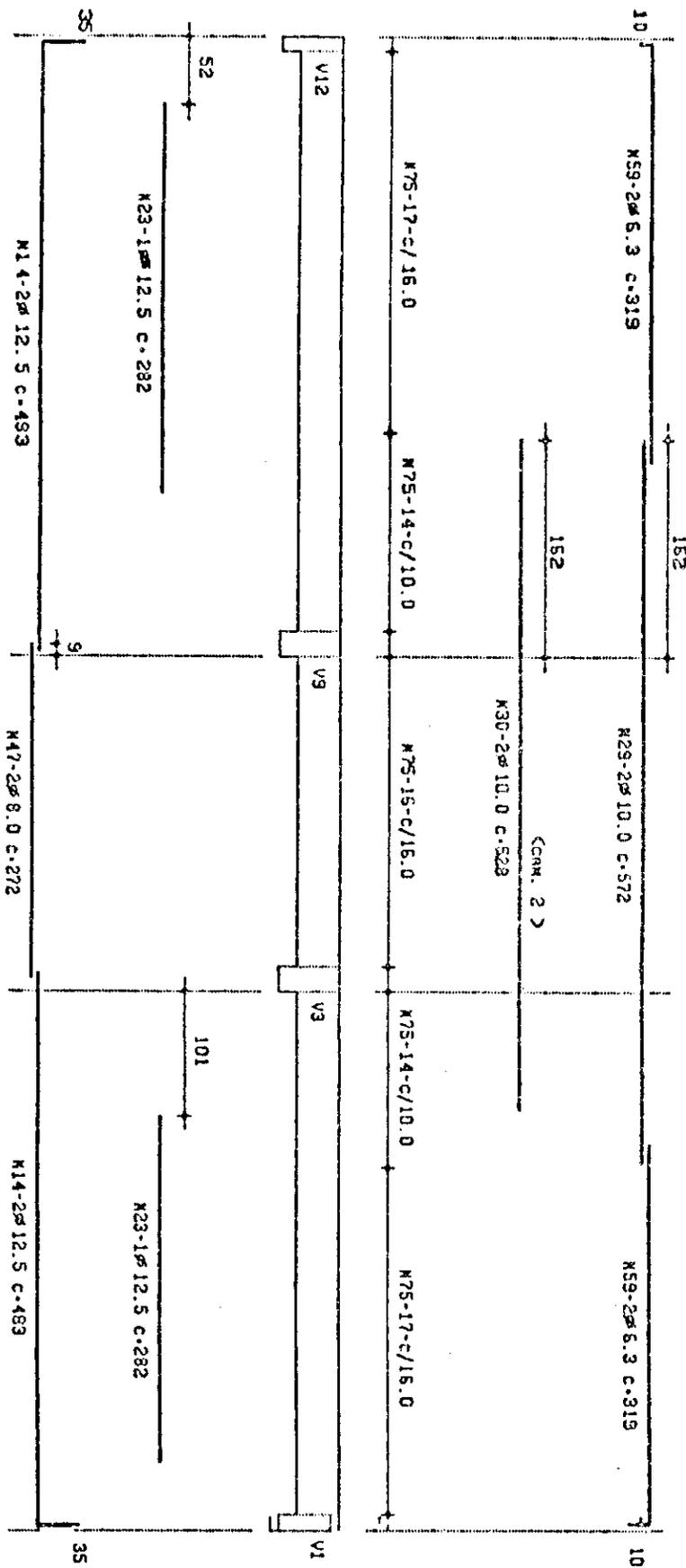


Figura 5.10 - Detalhamento da Armadura da Viga V17.

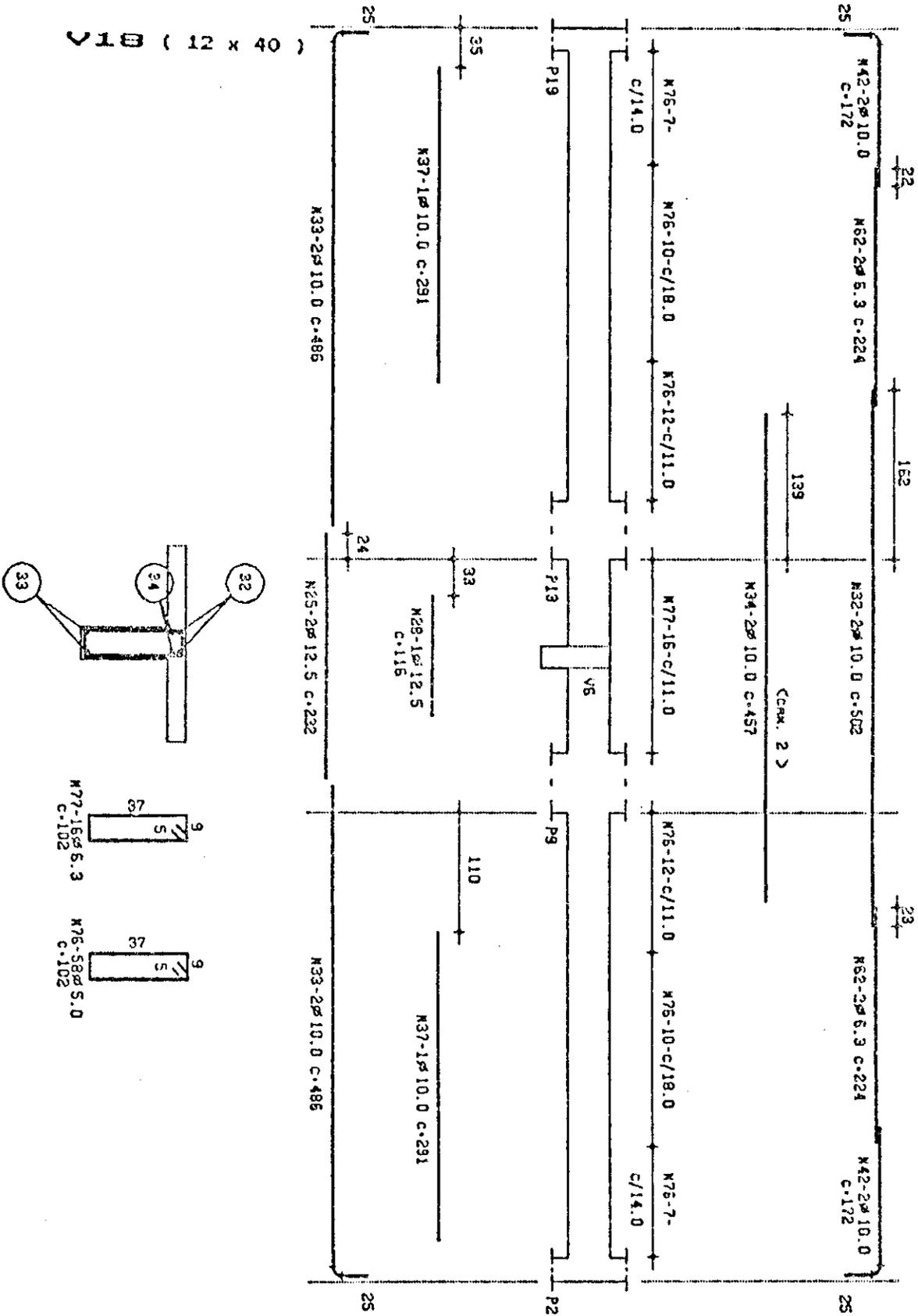


Figura 5.11 - Detalhamento da Armadura da Viga V18.

Tabela 5.3 - Lista da Ferragem do Pavimento.

	Nº	Ø	Quant	Compr. (m)	
				Unit.	Total
	1	16.0	2	7.08	14.16
Ø=45	2	16.0	4	5.59	22.36
	3	16.0	4	5.28	21.12
	4	16.0	2	4.55	9.10
	5	16.0	4	4.28	17.12
	6	16.0	2	3.98	7.96
	7	16.0	2	3.27	6.54
	8	16.0	2	3.03	6.06
	9	16.0	2	2.99	5.98
	10	16.0	254	0.00	0.00
Ø=35	11	12.5	4	6.37	25.48
Ø=35	12	12.5	4	6.17	24.68
Ø=35	13	12.5	4	5.79	23.16
Ø=30	14	12.5	4	4.83	19.32
	15	12.5	4	4.68	18.72
Ø=35	16	12.5	2	4.44	8.88
	17	12.5	2	3.81	7.62
	18	12.5	2	3.75	7.50
	19	12.5	4	3.30	13.20
	20	12.5	1	3.28	3.28
	21	12.5	1	3.13	3.13
	22	12.5	2	2.84	5.68
	23	12.5	2	2.82	5.64
	24	12.5	2	2.45	4.90
	25	12.5	2	2.32	4.64
	26	12.5	4	1.93	7.72
	27	12.5	2	1.66	3.32
	28	12.5	1	1.16	1.16
	29	10.0	2	5.72	11.44
	30	10.0	2	5.28	10.56
Ø=30	31	10.0	2	5.02	10.04
	32	10.0	2	5.02	10.04
Ø=25	33	10.0	4	4.86	19.44
	34	10.0	2	4.57	9.14
Ø=20	35	10.0	2	4.39	8.78
Ø=30	36	10.0	2	4.32	8.64
	37	10.0	2	2.91	5.82
	38	10.0	1	2.00	2.00
	39	10.0	2	1.80	3.60
Ø=25	40	10.0	6	1.75	10.50
Ø=30	41	10.0	2	1.73	3.46
Ø=25	42	10.0	8	1.72	13.76
	43	10.0	1	1.11	1.11
Ø=30	44	10.0	2	0.90	1.80
	45	8.0	2	3.51	7.02
	46	8.0	4	3.48	13.92
	47	8.0	2	2.72	5.44
Ø=20	48	8.0	2	2.39	4.78
Ø=25	49	8.0	3	2.09	6.27
Ø=20	50	8.0	2	1.95	3.90

Tabela 5.4 - Lista da Ferragem do Pavimento (Continuação)

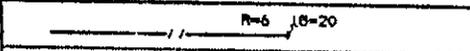
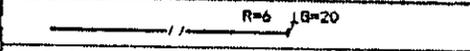
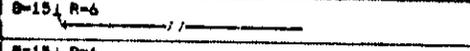
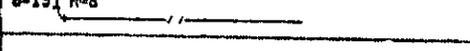
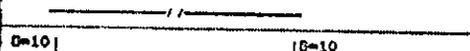
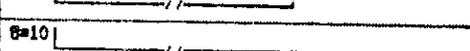
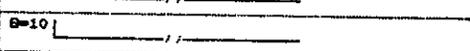
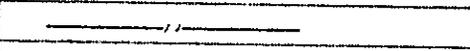
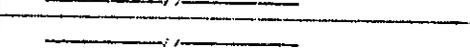
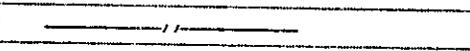
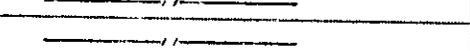
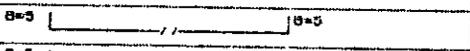
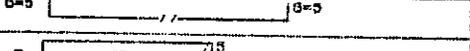
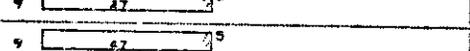
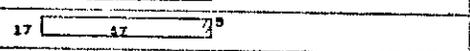
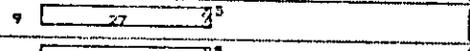
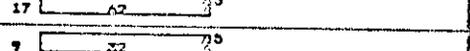
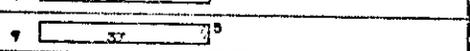
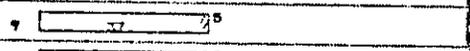
	No	Ø	Quant	Compr. (m)	
				Unit.	Total
	51	8.0	4	1.61	6.44
	52	8.0	2	1.50	3.00
	53	8.0	6	1.38	8.28
	54	8.0	2	0.82	1.64
	55	8.0	2	0.77	1.54
	56	6.3	2	4.89	9.78
	57	6.3	2	3.94	7.88
	58	6.3	4	3.84	15.36
	59	6.3	4	3.19	12.76
	60	6.3	4	3.03	12.12
	61	6.3	4	2.41	9.64
	62	6.3	4	2.24	8.96
	63	6.3	2	2.07	4.14
	64	6.3	2	1.90	3.80
	65	6.3	2	1.85	3.72
	66	6.3	2	1.66	3.32
	67	5.0	2	3.52	7.04
	68	5.0	2	1.99	3.98
	69	5.0	2	1.69	3.38
	70	6.3	60	1.22	73.20
	71	5.0	144	1.22	175.68
	72	6.3	66	1.38	91.08
	73	5.0	71	0.82	58.22
	74	6.3	31	1.68	52.08
	75	5.0	100	0.92	92.00
	76	5.0	58	1.02	59.16
	77	6.3	16	1.02	16.32
	78	5.0	14	1.32	18.48
	79	6.3	25	1.32	33.00
	80	5.0	24	0.72	17.28
	81	5.0	23	0.52	11.96
	82	5.0	28	0.46	12.88
	83	5.0	—	corr.	37.76

Tabela 5.4 - Consumos dos Materiais

Resumo dos Ferros CA50A				
Ø	Comp.(m)	Peso/m	Peso(kg)	Peso + 10%
5.0	497.82	0.15	75	82
6.3	357.16	0.24	86	94
8.0	62.23	0.39	24	27
10.0	130.13	0.62	81	89
12.5	188.03	0.96	181	199
16.0	110.40	1.58	174	192
20.0	_____	2.47	_____	_____
			620	682

Volume Total de Concreto : ~ 5.98 m³
 Consumo de Ferro : ~ 103.77 kg / m³ de concreto
 Area Total de Formas : ~ 93.59 m²
 Consumo de Formas : ~ 15.66 m² / m³ de concreto

Nota-se que houve uma diminuição no custo final do pavimento, de interesse especial no caso. Entretanto, o processo iterativo resultou na geração de um grande número de seções, havendo a necessidade de se reduzir esse número a um valor compatível com o processo prático construtivo. Para tanto, necessitar-se-á de alterar as dimensões de algumas peças e refazer o cálculo.

No caso, pretende-se demonstrar que o processo iterativo proposto leva a resultados interessantes, podendo-se, até mesmo, lançar a estrutura com a definição de mesma altura para todas as seções (10 cm, por exemplo) e permitir que o programa de Pré-Dimensionamento determine novas dimensões para as peças. Ao final do processo iterativo, o projetista fixará as seções, ou alterará a geometria da estrutura, baseando-se nas informações colhidas do cálculo. Atualmente, este tem sido o procedimento adotado nos exemplos resolvidos, obtendo-se resultados satisfatórios.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES

Não se pretende que, com a conclusão deste trabalho, fique totalmente elucidado o problema da automação de projetos de pisos de edifícios; isto não se conseguiria mesmo após a análise de diversas outras situações de projetos de estruturas calculados por essa automação. O trabalho, entretanto, levou a uma série de conclusões, várias delas já vislumbradas no seu desdobramento.

A parcela do sistema aqui apresentada demonstra que os objetivos iniciais foram amplamente atingidos, sendo perfeitamente possível o desenvolvimento de projetos de pisos de edifícios através da utilização de modelos matemáticos aprimorados (algoritmos). A estrutura analisada com o auxílio do computador permite uma melhoria em sua modelagem e uma otimização das dimensões e armaduras das peças, além da redução do tempo dispendido na elaboração do projeto.

A grande dificuldade encontrada no desenvolvimento dos algoritmos foi, principalmente, a falta de bibliografia sobre o assunto, o que resultou na adoção de procedimentos que levassem primeiramente em consideração as hipóteses de dimensionamento e de detalhamento, que fossem compatíveis, contudo, com os anseios do processo prático construtivo, ou ainda, com opções pessoais do projetista.

Este aspecto abordado para desenvolvimento dos algoritmos pode ser entendido no caso das dimensões de seções das vigas propostas pelo programa de Pré-Dimensionamento, dimensões estas estabelecidas a partir da solicitação de cada peça. O processo adotado para este cálculo propõe, geralmente, um grande número de seções, o que não corresponde, via de regra, aos anseios do prático construtivo, onde é preferido um pequeno número. Em outro caso: do dimensionamento e detalhamento da armadura de cisalhamento se faz o escalonamento dos diagramas de esforços cortantes e de momentos torçores, distribuindo-se a armadura em trechos, o que possibilita uma economia da armadura. Entretanto, estes trechos estão vinculados não só ao desenvolvimento dos esforços no interior das peças, como também ao processo construtivo e a opções pessoais do projetista.

Além disto, tem-se a questão da confiabilidade no cálculo automático, confiabilidade esta só adquirida através da transparência desse cálculo.

Assim, os instrumentos encontrados para resolução dessas dificuldades, foram:

-A introdução de parâmetros de caráter construtivos nos procedimentos para dimensionamento e detalhamento de estruturas. Os parâmetros são pré-estabelecidos de acordo com o projeto a ser desenvolvido (a confiabilidade em sua execução) e de conformidade com opções pessoais do projetista. Esta medida proporciona a flexibilidade de resultados bastante necessária quando se trata de um cálculo automático.

-A introdução da computação gráfica que, devido ao apelo visual proporcionado, permite um rápido entendimento da estrutura concebida e a transparência das soluções adotadas no dimensionamento e detalhamento de seus elementos. Este instrumento foi largamente utilizado como meio de comunicação com o usuário, tornando-se, até mesmo, solução para alguns itens do processo de cálculo proposto, como é o caso da verificação do estado limite

de deformação excessiva prevista no programa de Pré-Dimensionamento - que fica a critério do projetista - onde é criado um ambiente (tela gráfica) exclusivamente voltado para este fim.

Com isto, os programas que compõem a automação de projetos prevêem o pré-estabelecimento dos parâmetros supra citados e o acompanhamento (gráfico) do projetista no desenrolar do cálculo efetuado, tornando as soluções adotadas pelos programas em propostas de dimensionamento e detalhamento da estrutura, o que possibilita ao projetista o estudo e a intervenção segura onde lhe convier. Neste aspecto a automação de projetos transforma-se em um poderoso instrumento de auxílio ao desenvolvimento de projetos de pisos de edifícios.

O trabalho, conforme mencionado, é parte de amplo projeto de pesquisa, no qual outros estudos foram previamente programados, alguns dos quais ainda por serem executados, como: o dimensionamento, detalhamento e desenho da armadura de pilares ; detalhamento e desenho da armadura de lajes ; etc.

No decorrer deste estudo, sentiu-se a necessidade de analisar entre outras situações não previstas, as seguintes:

a)- consideração de vigas T no redimensionamento das seções de vigas processadas pelo programa de Pré-Dimensionamento ;

b)- fixação de número de seções e respectivas dimensões para efeito do redimensionamento das peças efetuado pelo programa de Pré-Dimensionamento. As seções adotadas para as vigas seriam aquelas fixadas e que mais se aproximassem das seções necessárias. Isto atendendo ao processo prático contrutivo ou ao projeto em desenvolvimento (a confiabilidade em sua execução) ;

c)- um estudo mais detalhado visando à utilização de armadura dupla no redimensionamento das seções das vigas (programa de Pré-Dimensionamento). Este estudo poderia ser feito em função de porcentagens de

áreas do diagrama de momentos fletores que trabalhariam com armadura dupla. Isto até em termos de otimização de seções de vigas ;

d)- simetria de armaduras de cisalhamento, no caso de se considerar a distribuição em trechos. Esta simetria poderá ser fixada previamente a todas os tramos de vigas, em função de porcentagens de acréscimos de armaduras, ou ainda, na apresentação gráfica da armadura calculada, onde o projetista analisará caso a caso para a imposição da simetria ;

e)- cálculo da armadura de cisalhamento escalonando-se, ao mesmo tempo, os diagramas de esforços cortantes e de momentos torçores ;

CAPÍTULO VII

BIBLIOGRAFIA

- [1] ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas. Norma Brasileira NBR-6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.

- [2] ANDRADE, José Roberto Leme de. Estruturas correntes de concreto armado, 1ª parte. Publicação da EESC da USP. São Carlos, 1982.

- [3] BRIDGER, Mark & GORESKY, Mark. High-resolution printer graphics. Revista Byte. Novembro, 1985.

- [4] CARROL, David W. Programação em Turbo Pascal. Ed. MacGraw-Hill. São Paulo, 1988.

- [5] CEB - Comité Euro-Internacional du Béton. International System of Unified Standard: Codes of practice for structures. 2 vol. Bulletin nº 124/125, 1978.

- [6] CEB - Comité Euro-Internacional du Béton. Manuel de calcul "Flexion-Compression" (Final draft). Bulletin nº 125, 1980.

- [7] CEB - Comitê Euro-Internacional do Beton. "Shear, Torsion and Punching". Bulletin nº 146, 1981.
- [8] COLLINS, Willian J. Programação estruturada com estudos de casos em Pascal. Ed. MacGraw-Hill. São Paulo, 1988.
- [9] CORREA, Márcio R. & RAMALHO, Márcio. Manuais dos programas do projeto Anser, s. ed.. São Carlos, 1984.
- [10] ENNS, Steve. Free-form curves on your micro. Revista Byte. Dezembro, 1986.
- [11] FUSCO, Péricles Brasiliense. Fundamentos do projeto estrutural. Editora da USP e McGraw-Hill do Brasil. São Paulo, 1976.
- [12] FUSCO, Péricles Brasiliense. Solicitações normais: estados limites últimos. Guanabara Dois. Rio de Janeiro, 1986.
- [13] FUSCO, Péricles Brasiliense. Estruturas de concreto: introdução ao projeto estrutural. Publicação da Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1985.
- [14] GRILLO, M. Célia A. Turbo Pascal. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.. Rio de Janeiro, 1988.
- [15] GERE, James M. & WEAVER Jr., William. Análise de estruturas reticuladas. Ed. Guanabara Dois. Rio de Janeiro, 1981.
- [16] HARRINGTON, Steven. Computer graphics: A programming approach. Ed. MacGraw-Hill. 1988.

- [17] HARONEY, George. Graphing quadric surfaces. Revista Byte. Dezembro, 1986.
- [18] HUGHES, Gordon. Henon Mapping With Pascal. Revista Byte. Dezembro, 1986.
- [19] LEONHARDT, F. & MONNIG, E. Construções de concreto. Editora Interciência Ltda. Rio de Janeiro, 1977. 6 vol.
- [20] MOREIRA, Domicio Falcão. Análise matricial das estruturas. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.. Rio de Janeiro, 1977.
- [21] OLIVEIRA, Marcos Eduardo Alleoni de. Algoritmos Computacionais para Projetos de Vigas de Edifícios de Concreto Armado. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas, 1990.
- [22] PFEIL, Walter. Concreto armado. Livros Técnicos e Científicos Ltda. Rio de Janeiro, 1983. 3 vol.
- [23] POLILLO, Adolpho. Dimensionamento de concreto armado, vol 2. Editora Científica. Rio de Janeiro, 1977.
- [24] PINHEIRO, Libânio Miranda & GIONGO, José Samuel. Concreto armado - propriedades dos materiais. Publicação da EESC da USP. São Carlos, 1986.
- [25] RENZETTI, Roberto Bertini. Turbo Pascal - guia do operador: comandos básicos. Ed. McGraw-Hill. São Paulo, 1987.
- [26] ROCHA, Aderson Moreira da. Concreto armado. Livraria Novel S. A. São Paulo, 1985. 2 vol.
- [27] SANTOS, Lauro Modesto. Cálculo de concreto armado,

vol. 1, Editora LMS Ltda. São Paulo, 1983.

- [28] SANTOS, Lauro Modesto et alli. Edifícios de concreto armado : notas de aula. São Paulo, s. ed, 1985. (Curso de atualização FDTE/EDUSP/IPT).
- [29] SANTOS NETTO, Paulo dos. Ancoragem por aderência em barras para concreto armado. Publicação da EESC da USP. São Carlos, 1978.
- [30] SANTOS NETTO, Paulo dos. Resistência do concreto armado à força cortante em peças fletidas. Publicação da EESC da USP. São Carlos, 1977.
- [31] SANTOS NETTO, Paulo dos. Solicitações normais: cálculo no estado limite último. Publicação da EESC da USP. São Carlos.
- [32] SCHILDT, Herbert. Turbo Pascal avançado: guia do usuário. Editora McGraw-Hill. São Paulo, 1988.
- [33] SCHMITZ, Eber Assis & TELES, Antônio A. de Souza. Pascal e técnicas de programação. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.. Rio de Janeiro, 1986.
- [34] SORIANO, Humberto Lima & CARVALHO, Sérgio R. Ferreira de. Técnicas de estruturação de dados com a linguagem pascal na análise estrutural. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA, 7., São Carlos, SP, nov. 1986. Anais.
- [35] SORIANO, Humberto Lima. Sistemas de equações algébricas lineares em problemas estruturais. Publicação da Universidade Federal do Rio de

Janeiro. Rio de Janeiro, 1981.

[36] SPIEGEL, M. R. Manual de fórmulas e tabelas matemáticas. Ed. MacGraw-Hill. São Paulo, 1988.

[37] SUSSEKIND, José Carlos. Curso de concreto. Editora Globo. Rio de Janeiro, 1985. 2 vol.

[38] WOOD, Steve. Turbo Pascal : guia do usuário. Editora McGraw-Hill. São Paulo, 1987.

APÊNDICE A

ORGANIZAÇÃO DO PROJETO AUTOMÁTICO DE PISOS DE EDIFÍCIOS

Foi definido como projeto automático de pisos de edifícios de concreto armado aquele em que as fases de análise, dimensionamento, detalhamento e desenho dos elementos estruturais tivessem os trabalhos rotineiros, monótonos e passíveis de enganos (numéricos e gráficos) de um projetista de estruturas de concreto armado, executados por micro-computadores. Nessa execução as concepções e decisões ficam a cargo do projetista, ou em outras palavras, projeto automático seria aquele em que o projetista fosse o responsável pelo trabalho intelectual do projeto, restando ao computador o trabalho do cálculo propriamente dito. Com isso, seria possível uma melhor modelagem da estrutura (utilização de modelos matemáticos mais representativos) e grande otimização das dimensões e armaduras das peças, além de considerável economia do tempo dispendido em um projeto, possibilitando, entre outras vantagens, a diminuição de custo e conseguinte aumento de remuneração pelo mesmo.

Para viabilizar o projeto automático de pisos de edifícios utiliza-se da técnica de segmentação de programas, onde as unidades desenvolvem cálculos distintos, comunicando-se via arquivos temporários, até a obtenção dos resultados desejados.

Assim, concebida a estrutura, passa-se à análise

e ao dimensionamento da mesma. Para tanto, montam-se arquivos de dados contendo as características dessa estrutura, ou seja: posições, dimensões, carregamentos e apoios das vigas; posições e dimensões dos pilares; posições, dimensões, carregamentos e apoios das lajes.

Como o volume de dados é relativamente grande, a conferência desses dados se dará através de uma consulta aos relatórios apresentados pelos programas que analisam a estrutura. Isto, geralmente, torna-se um processo dispendioso e passível de enganos.

Visando a diminuição do tempo dispendido para tal fim, além de proporcionar uma maior transparência da estrutura concebida, foram criados programas gráficos que auxiliam o projetista na montagem e correção da massa de dados a ser fornecida para a análise e dimensionamento da estrutura.

Divide-se, então, o processo em duas fases. Na primeira, faz-se o lançamento e a correção da massa de dados correspondentes à estrutura. Já a segunda fase é voltada à análise, dimensionamento, detalhamento e desenho dos elementos.

A fase de lançamento e correção da massa de dados correspondentes à estrutura pode ser entendida a partir do organograma apresentado na figura A.1, onde se numera a ordem de montagem dos arquivos de dados necessários e a execução dos programas gráficos e de cálculo.

Os programas que compõem esta fase são:

- Programa "PLOGP" : Programa gráfico voltado à correção da massa de dados correspondentes à geometria do modelo adotado para a grelha. A sua estrutura de funcionamento é mostrada no Apêndice B ;

- Programa "LAJE3" : Dimensionamento das lajes e geração automática das reações para posterior carregamento das vigas. A sua estrutura de funcionamento encontra-se descrita em [9] ;

- Programa "PLDLAJE" : Programa gráfico para correção dos dados das lajes que se apóiam em vigas do

modelo adotado para a grelha, sendo que o seu funcionamento encontra-se descrito no Apêndice B ;

- Programa "PLOCARGA" : Programa gráfico para correção dos carregamentos aplicados em vigas do modelo adotado para a grelha. Sua estrutura de funcionamento é apresentada no Apêndice B.

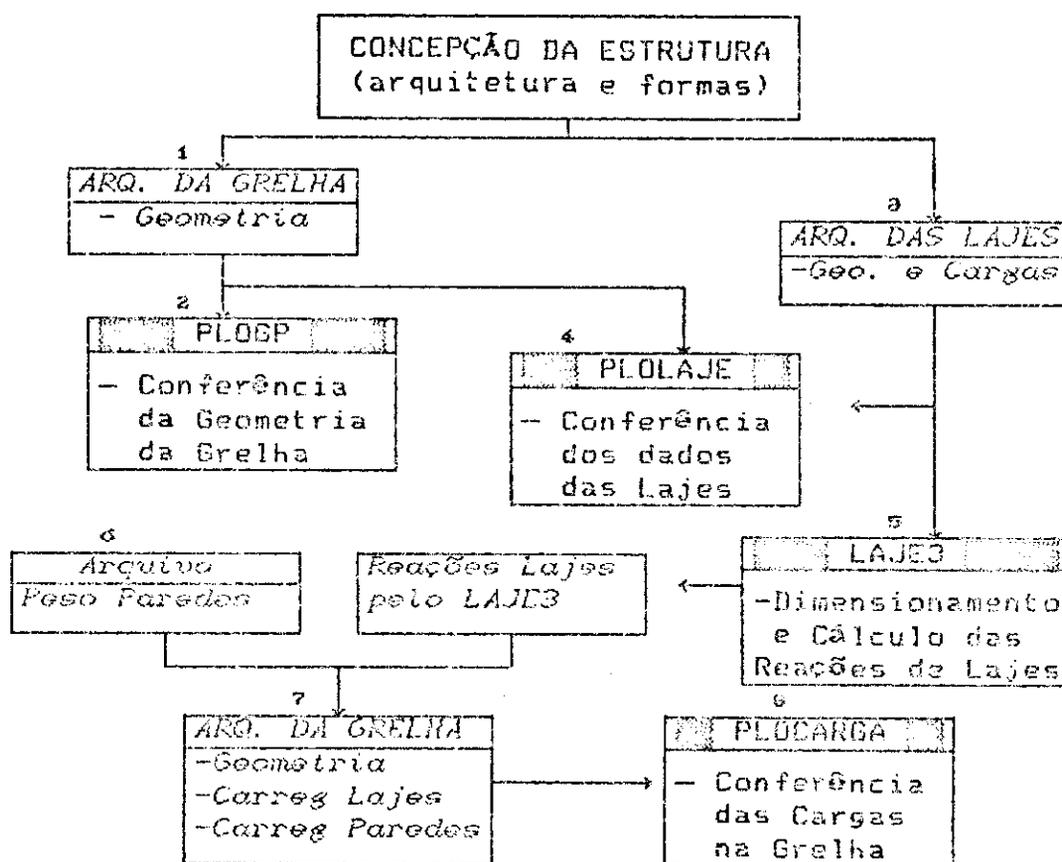


Figura A.1 - Montagem e Correção dos Arquivos de Dados da Estrutura.

Montados os arquivos de dados e efetuadas as correções necessárias, passa-se à fase seguinte, que corresponde à análise, dimensionamento, detalhamento e desenho da estrutura e que é apresentada na figura A.2, onde se numera a ordem de execução dos programas desenvolvidos para este fim.

As finalidades e alguns recursos de cada programa dessa segunda fase são:

- Programa "GPLAN3" : Análise estática elástica linear do conjunto de vigas, através de modelos de grelhas, utilizando-se da análise matricial de

estruturas, em particular do processo dos deslocamentos. Maiores detalhes em [9] ;

- Programa "PREDIM" : É voltado para o estudo do Pré-Dimensionamento das dimensões das seções de vigas. Funciona iterativamente com o Programa "GPLAN3", calculando esforços e redimensionando as dimensões das seções de vigas, de acordo com suas solicitações. Além disto, possui rotinas gráficas que permitem ao projetista uma análise mais detalhada da estrutura, antes do seu dimensionamento final. A sua estrutura de funcionamento encontra-se descrita no Capítulo 3 desse trabalho ;

- Programa "LGP" : Processa o interfaceamento entre os programas para análise e os programas para dimensionamento e detalhamento. A sua estrutura de funcionamento encontra-se em [21] ;

- Programas "EDV" e "EDF" : Editores gráficos para checagem e alteração da geometria e esforços de vigas, estando descritos em [21] ;

- Programa "DGM" : Traçado dos diagramas de momentos fletoras e esforços cortantes em escala 1:50, em impressora, estando descrito em [21] ;

- Programa "ARM" : Dimensionamento e detalhamento da armadura à flexão de vigas, de acordo com parâmetros prefixados pelo projetista. Sua estrutura de funcionamento encontra-se em [21] ;

- Programa "DIMCIS" : Dimensionamento e detalhamento da armadura ao cisalhamento de vigas, de acordo com parâmetros prefixados pelo projetista. Sua estrutura de funcionamento encontra-se descrita no Capítulo 4 deste trabalho ;

- Programa "DES" : Processa o desenho das vigas, armaduras, tabelas e resumos em impressora e (ou) traçador gráfico ("plotter"). O seu funcionamento encontra-se em [21].

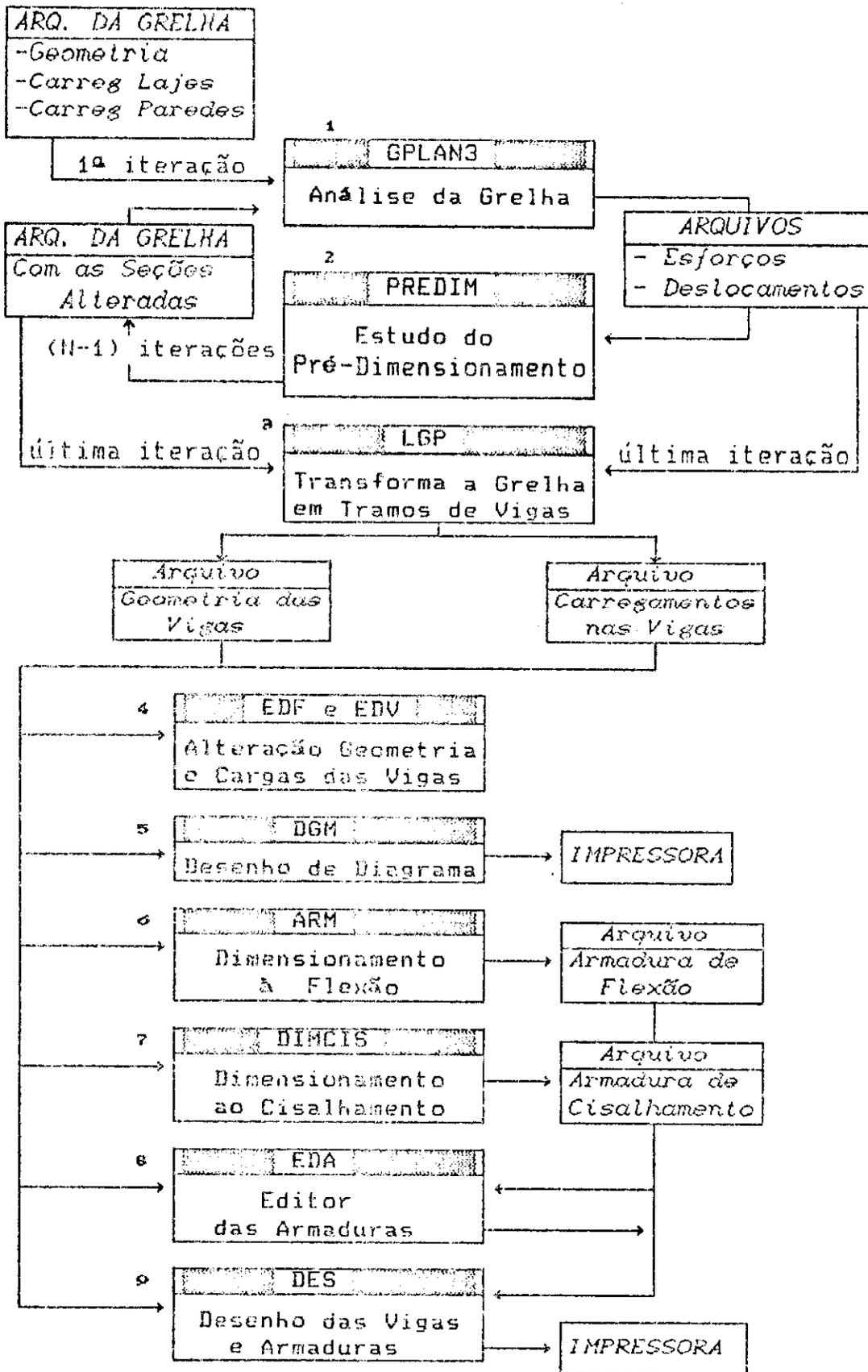


Figura A.2 - Ordem de Execução dos Programas

APÊNDICE B

PROGRAMAS GRÁFICOS

Como comentado no Apêndice A, o projeto automático de pisos de edifícios de concreto armado foi dividido em duas fases. A primeira, voltada para o lançamento e correção da massa de dados correspondente à estrutura e a segunda, para a análise, dimensionamento, detalhamento e desenho da estrutura.

Os programas que compõem a segunda fase foram descritos nos capítulos 2 e 3, ou ainda, apresentados em [21].

Para a primeira fase foram desenvolvidos programas que, através de recursos gráficos, permitem a rápida visualização da estrutura na tela. Estes programas estão adaptados à leitura dos arquivos de entrada de dados que correspondem à estrutura, sem a necessidade que se introduza qualquer alteração. Contém uma série de menus que permitem ao usuário a sua utilização sem exigir uma exaustiva consulta a manuais e se desenvolve com bastante simplicidade. Outro aspecto importante é que, devido ao apelo visual proporcionado, a conferência da massa de dados se torna muito mais rápida do que em uma consulta aos relatórios apresentados pelos programas que compõem a segunda fase do processo.

O programa "PLOGP" foi desenvolvido com o objetivo básico de permitir aos usuários dos programas

que analisam, dimensionam, detalham e desenham a estrutura a conferência dos dados correspondentes à geometria dos modelos adotados para as grelhas.

O programa "PLOGP" é composto de cinco diferentes ambientes (telas gráficas) e sua estrutura de funcionamento pode ser entendida a partir do organograma apresentado na figura B.1.

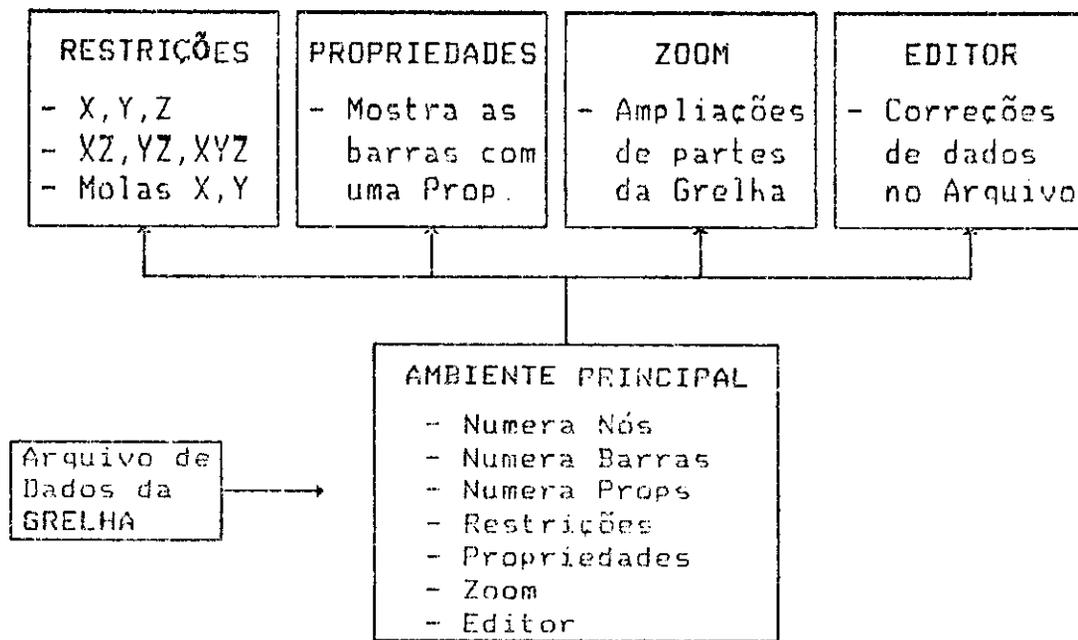


Figura B.1 - Organização do programa "PLOGP"

Na entrada dos dados é apresentada a linha em que se encontra a leitura do Arquivo. Em caso de ocorrência de erro na formulação dos dados, o programa tem o seu procedimento interrompido.

Após a leitura dos dados, gera-se o primeiro ambiente do programa que é considerado o principal, o qual possui funções próprias, além de acessar os demais ambientes. Nele, apresenta-se o desenho da grelha, ressaltando-se que é adotada uma notação adequada para desenho de nós restritos da grelha, conforme ilustra a figura B.2.

Neste ambiente apresenta-se a possibilidade de numeração de barras ou nós do modelo adotado para a grelha. Tem-se, também, a possibilidade de acessar o ambiente para conferência dos dados correspondentes à

restrições de deslocamentos impostas aos nós da grelha, através da numeração dos nós no desenho com determinada restrição ao deslocamento. Pode-se, ainda, num novo ambiente, conferir os dados correspondentes às propriedades das barras (área, inércia, etc.), através da numeração das barras no desenho com determinada propriedade.

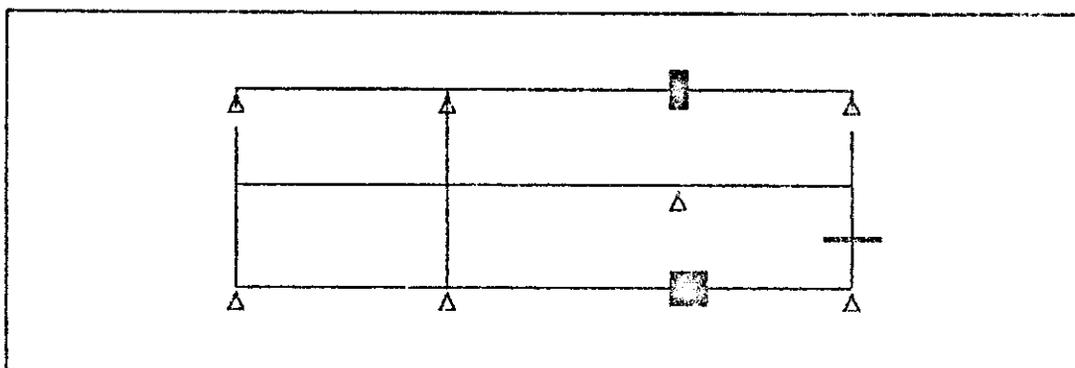


Figura B.2 - Ambiente Principal

Quando se desejar ampliar determinadas partes do desenho da grelha, existe a opção ZOOM. Neste caso, cria-se um novo ambiente que facilita e agiliza a escolha da parte a ser ampliada. É aí que se escolhe uma janela que contenha a parte da grelha cuja a ampliação é desejada, sendo que, ao abandonar o ambiente, o programa passa a trabalhar com a parcela escolhida (janela) e ampliada.

Finalmente, detectada a necessidade da correção de algum dado ou de alguma consulta ao arquivo de dados da estrutura, tem-se a opção de um editor de textos. Tal editor é superposto a uma parcela do desenho da grelha, conforme ilustra a figura B.3. As funções deste editor são basicamente as mesmas da maioria dos editores de textos, sendo de fácil manuseio.

O programa PLOLAJE foi desenvolvido com o objetivo básico de permitir aos usuários dos programas LAJE3 e GPLAN3 a conferência dos dados para o LAJE3 através de recursos gráficos que possibilitam a rápida visualização da estrutura na tela.

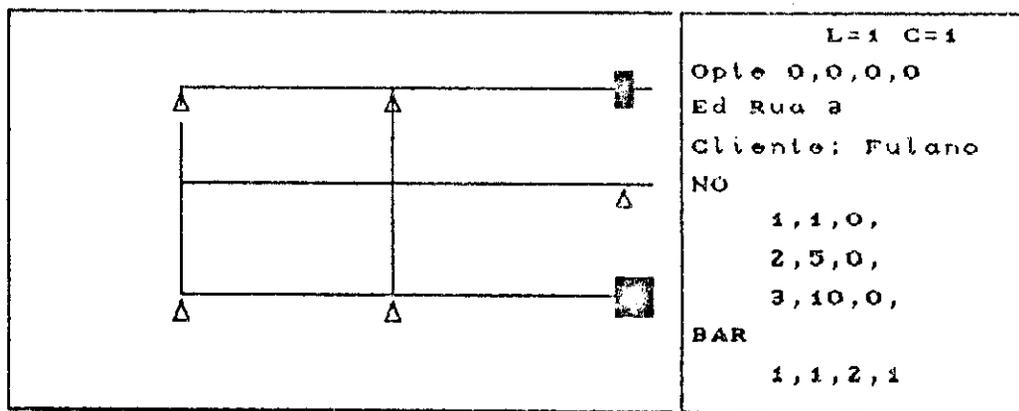


Figura B.3 : Editor de Texto

O programa PLOLAJE gera três ambientes distintos e a sua estrutura de funcionamento pode ser entendida a partir do organograma apresentado na figura B.4.

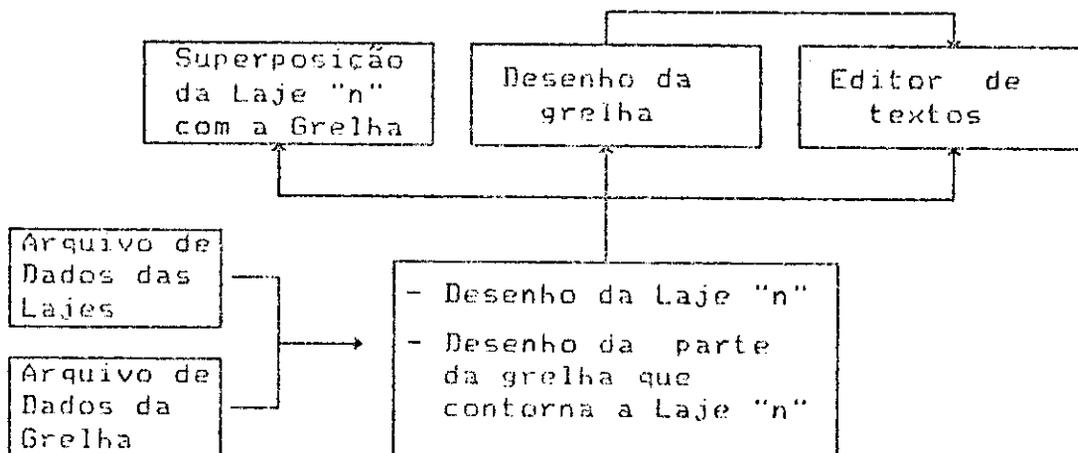


Figura B.4 - Organização do programa

Na entrada dos dados é apresentado o ponto em que se encontra a leitura, tanto da grelha como da laje.

Em caso de ocorrência de erro em um dos arquivos de dados, o programa tem o seu procedimento interrompido, sendo que, se este ocorrer no arquivo referente às lajes, acusa-se a laje com dado incorreto.

Após a entrada dos dados, gera-se o primeiro ambiente do programa que é considerado o principal e que dá acesso aos outros três. Neste ambiente principal são apresentados dois desenhos para a laje escolhida, conforme ilustrado na figura B.5.

a)-O desenho do lado esquerdo é concebido a

partir dos dados obtidos do arquivo de dados para o LAJE3. Desenha-se a laje, considerando-se a sua geometria, fixada pelos lados 'Lx' e 'Ly' e suas vinculações.

Quando a vinculação for engaste, aparecem hachuras no lado correspondente. Apresentam-se, também, os números das barras referentes aos lados da laje em questão e as intersecções desses lados com outras lajes adjacentes.

No canto superior esquerdo do vídeo mostram-se os dados da laje em questão, que são: os comprimentos dos lados ; a carga ; a área ; a altura da laje; a diferença entre a altura total e a altura útil.

b)-O desenho do lado direito é montado a partir do arquivo de dados para o GPLAN3. Considerando-se as coordenadas dos nós da grelha, plotam-se as barras da laje com a correspondente numeração. Tem-se, assim, a parte da grelha que contorna a laje. Apresentam-se também, na parte superior direita do vídeo, os máximos comprimentos obtidos das coordenadas dos nós das barras da laje e a área do retângulo a ela circunscrito.

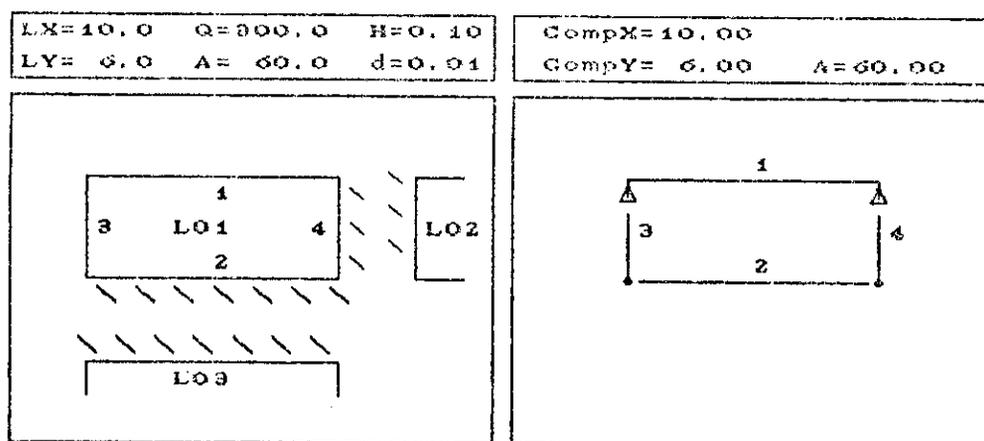


Figura B.5 - Desenho das Lajes e das Vigas de Apoios

Há a possibilidade da opção de outro ambiente em que se superpõem os desenhos supra-citados com a mesma escala, conforme figura B.6. Este procedimento facilita a conferência de áreas adotadas para as lajes.

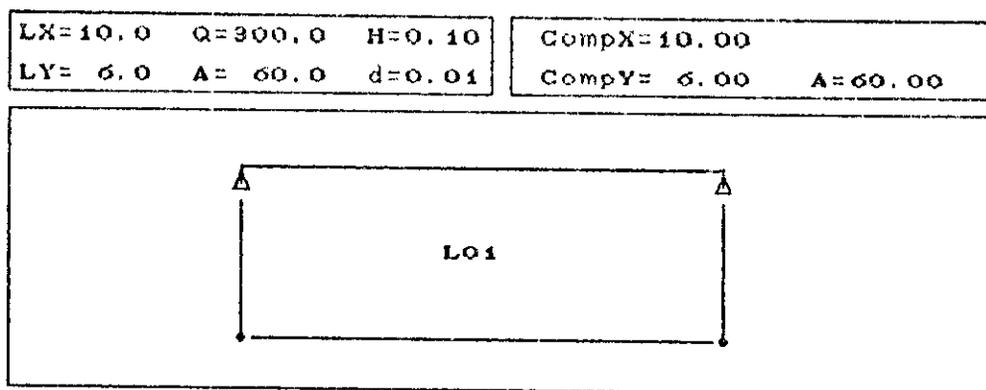


Figura B.6 - Superposição da Laje e de seu Contorno

Plota-se, também, em um outro ambiente, o desenho da grelha com a correspondente numeração das barras que contornam as lajes, conforme ilustra a figura B.7.

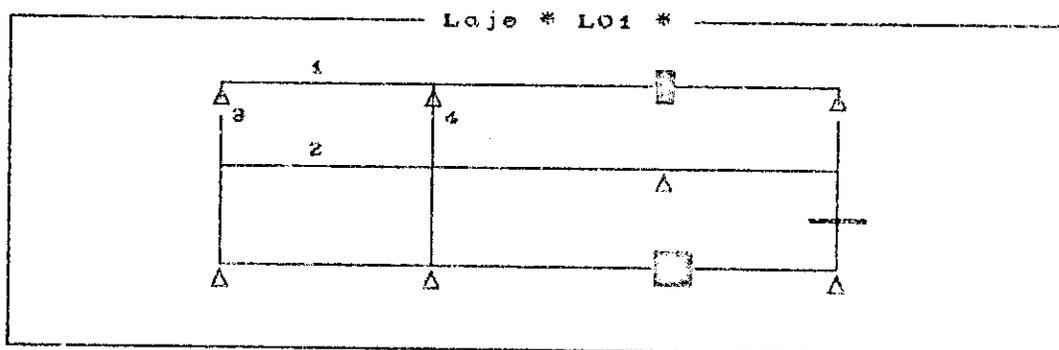


Figura B.7 - Desenho da Grelha

Detectada a necessidade de alterações nos dados do arquivo das lajes, recorre-se ao editor de texto que apresenta o correspondente arquivo de dados das lajes, conforme figura B.8.

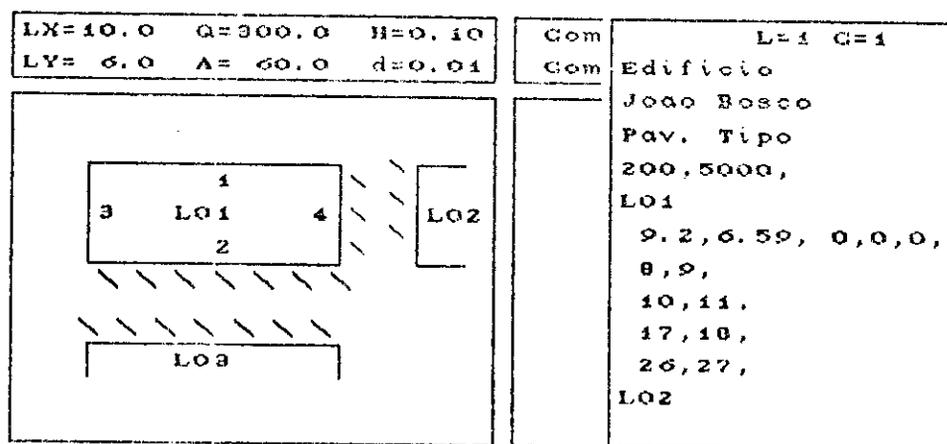


Figura B.8 : Editor de Texto

O programa PLOCARGA foi desenvolvido com a finalidade de permitir a conferência dos dados correspondentes aos carregamentos aplicados nas vigas do pavimento.

O programa PLOCARGA gera quatro ambientes distintos e a sua estrutura de funcionamento pode ser entendida, por meio do organograma apresentado na figura B.8.

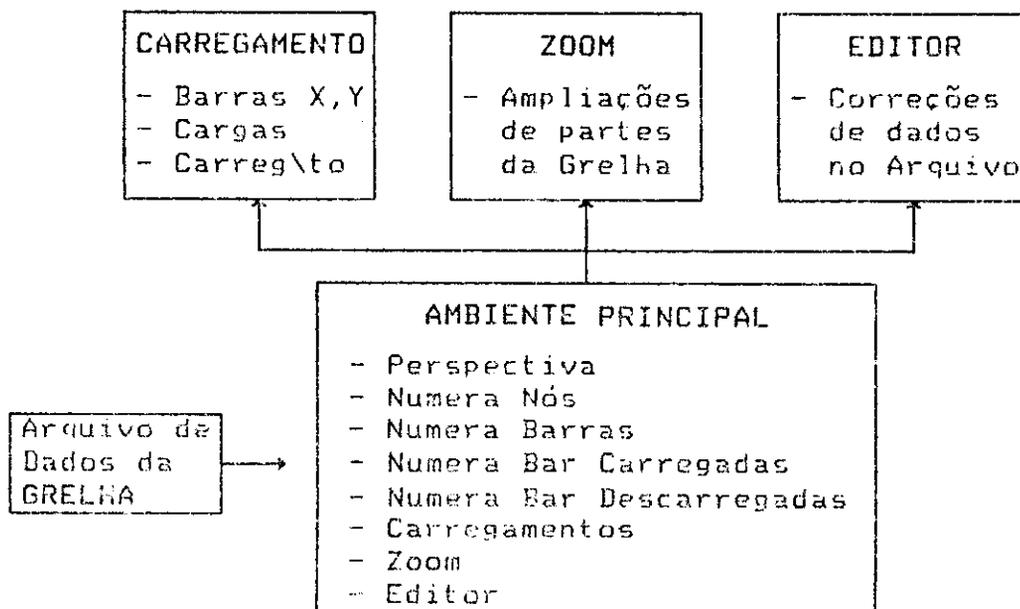


Figura B.8 - Organização do programa

Na entrada dos dados é apresentada a linha em que se encontra a leitura do Arquivo. Em caso de ocorrência de erro na formulação dos dados, o programa tem o seu procedimento interrompido.

O programa PLOCARGA trabalha com perspectivas no espaço tridimensional, sendo que a grelha é desenhada segundo o plano XY e os carregamentos segundo os planos XZ e YZ. O desenho da grelha é montado a partir da perspectiva escolhida pelo usuário, variando o eixo global \overline{OY} com relação ao eixo \overline{OX} . A figura B.9 apresenta uma grelha carregada com perspectiva de 135° .

Quando se desejar ampliar determinadas partes do desenho da grelha tem-se a opção ZOOM. Neste caso, como já dito, cria-se um novo ambiente que facilita e agiliza a escolha da parte a ser ampliada.

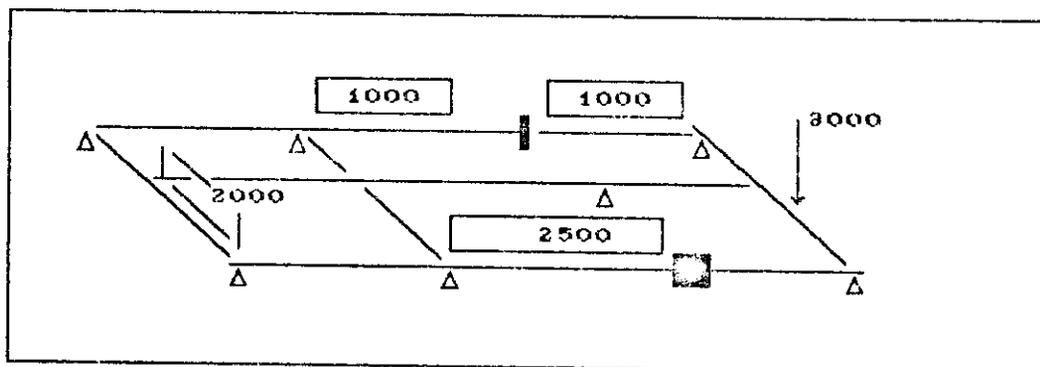


Figura B.9 - Grelha Carregada

Existe, também, a opção da plotagem das cargas de determinado carregamento, conforme figura B.10. Para tanto, criou-se um outro ambiente que apresenta, além de outros recursos, a possibilidade de fixação de apresentação das cargas somente nas barras paralelas ao eixo global X ou Y.

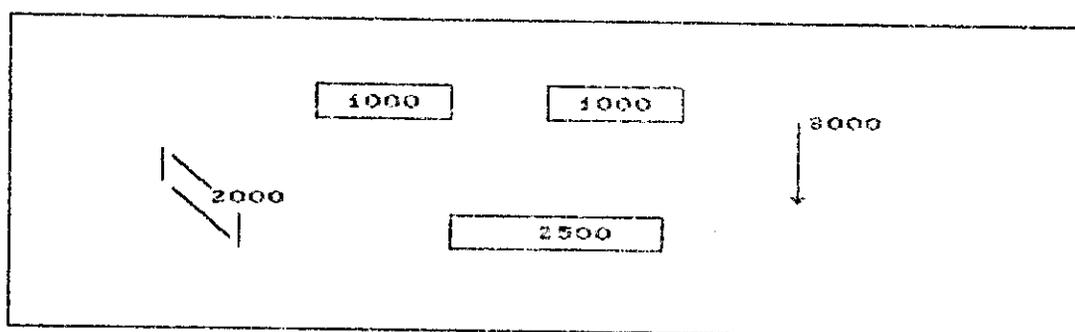


Figura B.10 - Opções de Carregamento

Finalmente, verificada a necessidade de correções dos dados da grelha, tem-se o controle do programa transferido ao editor de texto que apresenta o correspondente arquivo de dados da grelha, conforme figura B.11.

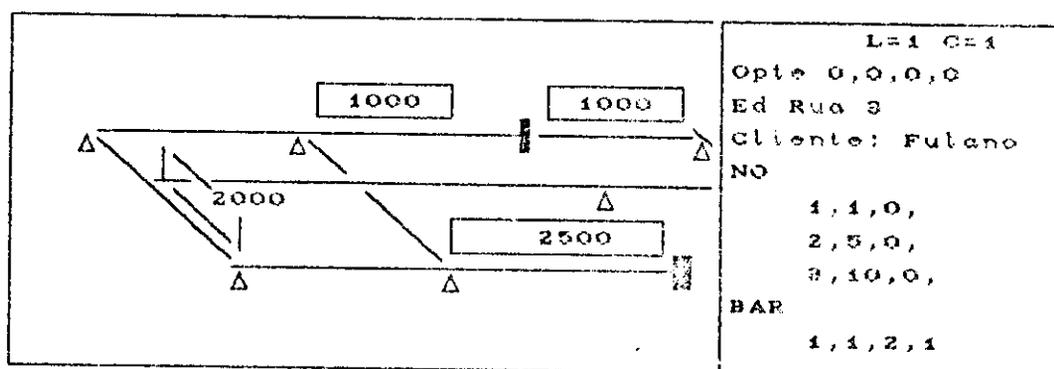


Figura B.11 : Editor de Texto