

**AUTOMATIZAÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL DE
PILARES DE CONCRETO ARMADO**

**AUTOR: ENG. ROGÉRIO DE OLIVEIRA RODRIGUES
ORIENTADOR: PROF. DR. WILSON SÉRGIO VENTURINI**



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

**AUTOMATIZAÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL DE
PILARES DE CONCRETO ARMADO**

ENG. ROGÉRIO DE OLIVEIRA RODRIGUES

ORIENTADOR: PROF. DR. WILSON SÉRGIO VENTURINI

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

Banca Examinadora:

Prof. Tit. Wilson Sérgio Venturini - EESC/USP

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro - EESC/USP

Prof. Dr. Ricardo L. e Silva França - EPUSP

SÃO CARLOS, OUTUBRO DE 1992
SÃO PAULO - BRASIL



À minha esposa Luzia
e à minha filha
Maria Gabriela,
dedico este trabalho.



AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Wilson Sérgio Venturini, pelos ensinamentos e orientação recebidos durante a elaboração deste trabalho e pela contribuição que deu à minha formação profissional.

Aos Professores do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, pelo incentivo no transcorrer do trabalho.

Aos Professores do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP, pela amizade demonstrada.

Ao amigo Arquiteto Sérgio Augusto Mello da Silva, pelo auxílio na confecção do projeto arquitetônico do edifício utilizado no capítulo 6 deste trabalho.

Aos colegas e amigos Engenheiros Joel Alves de Paula e Admilson Aparecido Bortolin, pela cessão de programas computacionais.

Aos amigos Waldir Zanatta Jr., Rogério Izaías da Silva e Rogério Giglio Ferreira, pelo auxílio prestado no trabalho de programação.



RESUMO

Este trabalho trata da automatização do projeto estrutural de pilares das estruturas correntes de concreto armado. Neste contexto, faz-se um estudo preliminar sobre o comportamento dos sistemas estruturais verticais e posterior levantamento das solicitações atuantes nos pilares desses sistemas. Para o dimensionamento, apresentam-se os processos de cálculo disponíveis, levando-se em conta a rapidez de execução e facilidade de manuseio, para solucionar as diversas situações de cálculo a serem analisadas. Além disso, possibilita-se um estudo quanto ao arranjo das armaduras mais adequado para cada combinação de esforços, tendo-se em vista a otimização do consumo de aço. Finalmente, apresenta-se um resumo que fornecerá diretrizes para o detalhamento final das armaduras.

Cabe registrar que este trabalho restringe-se ao estudo de pilares de seção retangular, com armaduras dispostas simetricamente em relação aos eixos principais da seção e índice de esbeltez (λ) variando entre 0 e 140.

A B S T R A C T

This work presents the automation of structural design of columns in current reinforced concrete structures. In such context, a preliminary study is developed on the behavior of vertical structural systems followed by an investigation on the actuating forces occurring in the columns of such systems. In order to do the dimensioning, the procedures available in the literature are shown, considering mainly the execution speed and handling facility to solve the multiple analysis situations which can happen. Furthermore, elements are made available for the determination of the steel consumption optimized reinforcement arrangement adequate for each effort combination. For completeness sake, an abstract is included to supply orientation rules for the final reinforcement detailing.

It should be registered that this work deals only with rectangular cross section columns with symmetrically (as referred to the section main axes) disposed reinforcement and for slenderness ratio (λ) varying from 0 to 140.

NOTAÇÕES

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

- A_c - área da seção transversal geométrica da peça
 A'_c - área da parte comprimida de A_c
 A_s - área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
 A'_s - área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida
 A_{sw} - área da seção transversal das barras da armadura de cisalhamento
 E_c - módulo de deformação longitudinal do concreto
 E_s - módulo de deformação longitudinal do aço
 F - ações
 G - carga permanente
 I - momento de inércia
 M - momento fletor
 M_d - momento fletor de cálculo
 M_{eng} - momento fletor em um engastamento de viga suposto perfeito
 N - força normal
 Q - carga de uso
 R - reação de apoio; esforço resistente
 R_{sc} - resultante das tensões de compressão na armadura longitudinal
 R_{st} - resultante das tensões de tração na armadura longitudinal
 S - solicitação; esforço atuante
 V - força cortante
 W - carga do vento

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

- a - distância; flecha
 b - largura
 c - cobrimento da armadura Centre as superfícies do

concreto e das barras)

- d - distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração na armadura longitudinal ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de peça fletida, medida normalmente à linha neutra (altura útil)
- d' - distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de compressão na armadura longitudinal ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de peça fletida, medida normalmente à linha neutra
- e - excentricidade de uma força normal
- f - resistência
- f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão
- f_{cj} - resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias
- f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão
- f_y - resistência de escoamento do aço à tração
- f_{ycd} - resistência de cálculo do aço à compressão
- f_{yck} - resistência característica do aço à compressão
- f_{yd} - resistência de cálculo do aço à tração
- f_{yk} - resistência característica do aço à tração
- h - altura total da seção transversal
- i - raio de giração da seção geométrica da peça
- l - comprimento
- l_b - comprimento de ancoragem reta efetivo
- l_{b1} - comprimento de ancoragem reta calculado
- l_{bt} - comprimento de traspasse
- l_e - comprimento de flambagem
- l_o - altura livre
- n - número de objetos
- p - carga uniformemente distribuída
- r - índice de rigidez
- s - espaçamento
- u - perímetro
- x - distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento, na seção transversal de uma peça fletida

LETRA GREGA MAIÚSCULA

ϕ - diâmetro da barra da armadura

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α - coeficiente; ângulo
 γ_m - coeficiente de minoração da resistência dos materiais
 γ_c - coeficiente de minoração da resistência do concreto
 γ_s - coeficiente de minoração da resistência do aço
 γ_f - coeficiente de segurança
 ϵ - deformação específica
 ϵ_c - deformação específica do concreto à compressão
 ϵ_s - deformação específica do aço
 η_b - coeficiente de conformação superficial das barras da armadura
 λ - índice de esbeltez
 μ - momento fletor relativo adimensional
 ν - força normal relativa adimensional
 ρ - taxa geométrica da armadura
 σ - tensão normal
 σ_c - tensão normal de compressão no concreto
 σ_s - tensão normal de tração na armadura
 τ - tensão tangencial
 τ_b - tensão de aderência
 τ_{bu} - valor último da tensão de aderência
 τ_w - tensão convencional de cisalhamento (de referência) na alma da peça
 w - taxa mecânica da armadura

ÍNDICES GERAIS

c - concreto
d - de cálculo
k - característico
l - longitudinal
s - aço

- t - transversal
- u - último

ÍNDICE DAS AÇÕES E SOLICITAÇÕES

- a - atuantes
- r - resistentes
- g - carga permanente
- q - carga de uso
- w - vento

ÍNDICES FORMADOS DE ABREVIACÕES

- cal - calculado
- cri - crítico
- efe - efetivo
- eng - engastamento
- inf - inferior
- max - máximo
- min - mínimo
- sup - superior
- tot - total
- var - variável
- vig - viga

NOTA: DEMAIS NOTAÇÕES ENCONTRAM-SE NO PRÓPRIO TEXTO, SEMPRE QUE SE FIZER NECESSÁRIO.

OBS: Pode-se usar plica (') nos símbolos geométricos referentes à região comprimida.

S U M Á R I O

1- INTRODUÇÃO.....	001
1.1- Generalidades.....	001
1.2- Objetivos do trabalho.....	004
1.3- Apresentação do trabalho.....	004
2- ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS.....	007
2.1- Generalidades.....	007
2.2- Sistemas estruturais verticais.....	008
2.2.1- Funcionamento dos sistemas estruturais verticais.....	009
2.2.2- Elementos verticais resistentes.....	010
2.3- Estabilidade global dos sistemas estruturais verticais.....	011
2.3.1- Sistemas de contraventamento das estruturas.....	011
2.3.2- Parâmetro de instabilidade.....	013
2.3.3- Cálculo da rigidez equivalente.....	014
2.3.4- Ação do vento em edifícios.....	016
2.3.5- Obtenção dos esforços devidos à ação do vento.....	017
3- CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES DOS PILARES DE EDIFÍCIOS.....	019
3.1- Generalidades.....	019
3.2- Pré-dimensionamento da seção transversal dos pilares.....	020
3.3- Índice de esbeltez.....	022
3.4- Cargas verticais de projeto.....	024
3.5- Situações básicas de projeto.....	026
3.6- Solicitações iniciais de cálculo.....	027
3.6.1- Pilares contraventados.....	027

3.6.2-	Pilares de contraventamento.....	031
3.6.3-	Solicitações iniciais de projeto.....	032
3.6.4-	Solicitações de cálculo.....	034
3.6.5-	Resumo das solicitações iniciais de cálculo.....	036
3.7-	Solicitações finais de cálculo.....	038
3.7.1-	Situações de projeto.....	038
3.7.2-	Excentricidade accidental.....	040
3.7.3-	Excentricidade de 2ª ordem.....	040
3.7.4-	Excentricidade suplementar.....	041
3.7.5-	Situações de cálculo.....	042
3.7.6-	Resumo das solicitações finais de cálculo.....	049
4-	DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO.....	051
4.1-	Generalidades.....	051
4.2-	Estado limite último.....	052
4.3-	Hipóteses de cálculo.....	053
4.3.1-	Manutenção da seção plana.....	053
4.3.2-	Solidariedade dos materiais.....	054
4.3.3-	Distribuição das tensões no concreto.....	054
4.3.4-	Diagramas de cálculo dos aços.....	056
4.3.5-	Domínios de deformação da seção.....	059
4.4-	Resistências de cálculo.....	061
4.5-	Dimensionamento da armadura longitudinal de pilares.....	063
4.5.1-	Flexão composta oblíqua.....	063
4.5.2-	Processo do pilar padrão com o método geral.....	075
4.5.3-	Escolha da disposição mais adequada da armadura.....	080
4.6-	Dimensionamento da armadura transversal de pilares.....	081
4.6.1-	Valor da cortante última de cálculo.....	082
4.6.2-	Valor da cortante mínima de cálculo.....	083
4.6.3-	Cálculo da armadura transversal.....	084

5- DETALHAMENTO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO.....	086
5.1- Generalidades.....	086
5.2- Ancoragem das barras.....	087
5.2.1- Ancoragem por aderência.....	088
5.2.2- Comprimento de ancoragem.....	090
5.2.3- Armadura transversal nas ancoragens das barras.....	094
5.3- Emenda das barras.....	095
5.3.1- Emenda por traspasse.....	096
5.3.2- Comprimento de traspasse.....	097
5.3.3- Proporção de barras emendadas por traspasse.....	099
5.3.4- Armadura transversal nas emendas por traspasse.....	100
5.3.5- Utilização de emendas por traspasse em projetos.....	100
5.4- Disposições construtivas.....	104
5.4.1- Dimensões externas mínimas.....	105
5.4.2- Cobrimento da armadura.....	106
5.4.3- Armadura longitudinal.....	107
5.4.4- Armadura transversal.....	110
5.4.5- Resumo das disposições construtivas.....	114
5.5- Detalhamento das armaduras.....	117
5.5.1- Armadura longitudinal.....	117
5.5.2- Armadura transversal.....	126
5.5.3- Apresentação do detalhamento.....	133
6- APLICAÇÕES.....	134
6.1- Projeto arquitetônico.....	134
6.2- Lançamento da estrutura.....	140
6.3- Pré-dimensionamento dos pilares e das paredes...144	
6.4- Avaliação da estabilidade global.....	146
6.5- Consideração da ação do vento.....	151
6.6- Solicitações iniciais de projeto.....	160
6.6.1- Levantamento das cargas atuantes.....	160
6.6.2- Cálculo estático das lajes.....	161

6.6.3-	Cálculo estático das vigas.....	164
6.6.4-	Cálculo estático dos pórticos de contraventamento.....	177
6.6.5-	Resumo das solicitações iniciais de projeto.....	190
6.7-	Solicitações finais de cálculo e dimensionamento das armaduras.....	194
6.8-	Detalhamento dos pilares e paredes.....	214
7-	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	222
7.1-	Procedimento de cálculo utilizado.....	222
7.2-	Utilização do programa CADIDEP.....	223
7.3-	Conclusões.....	224
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	225

1 - INTRODUÇÃO

1.1- GENERALIDADES

Um dos maiores desafios impostos ao homem pela natureza é, sem dúvida, a arte da construção de edificações.

Este desafio remonta da antiguidade, pois nessa época, o homem já tinha a necessidade de construir abrigos resistentes, cuja finalidade básica era a de fornecer proteção contra animais, intempéries e seus próprios semelhantes.

Os materiais empregados nessa época eram blocos de pedra simplesmente superpostos, peças de madeira ou barro adensado em camadas, sendo que este último material foi provavelmente o primeiro aglomerante utilizado em uma construção.

Com a evolução do homem foram surgindo outros materiais até que em meados do século XIX, com o grande avanço da tecnologia dos aglomerantes, surge a possibilidade de reforço de elementos de concreto com a utilização de armaduras de aço. Estava, então, criado o concreto armado.

Nas últimas décadas do século XIX e na primeira do atual, várias experiências esclareceram as primeiras dúvidas sobre o comportamento estrutural do concreto armado, podendo-se citar, segundo AMARAL⁽¹⁰¹⁾:

- 1877- Hyatt, publicou os resultados de suas experiências;
- 1880- Hennebique, construiu a primeira laje armada com barras de aço de seção circular;
- 1892- Hennebique, obteve patente do primeiro tipo de viga, como as atuais, utilizando estribos;
- 1902 e 1908- antes da publicação dos trabalhos experimentais realizados por Wayss e Freytag, associados como firma especializada, Wayss publica, em 1887, seus trabalhos experimentais;
- 1902- Mörsch, engenheiro pertencente à firma supra mencionada e que se tornou um dos maiores contribuintes para o progresso do concreto armado, publicou a primeira edição de seu livro, onde apareciam resultados de numerosas experiências;
- 1900 e 1910- são publicados os resultados de diversas comissões na França, Alemanha e Suíça.

Nesse período, surgem os primeiros autores que estabeleceram a forma de se calcular as obras de concreto armado, tais como:

- 1886- Koenen, desenvolveu um método de dimensionamento empírico para alguns tipos de construção, com base nos resultados dos ensaios realizados por Monier;
- 1897- Rabut, iniciou o primeiro curso sobre concreto armado;
- 1902- Mörsch, desenvolveu os conceitos da teoria do concreto armado, iniciada por Koenen, cujos fundamentos e seus elementos essenciais são ainda válidos.

Sendo o concreto armado um novo material de construção, decorrente da associação do concreto simples com barras de aço passivas, surge a necessidade técnica de quantificação da segurança contra a ruptura das estruturas a

serem construídas com este material. Em função disso, surgem as primeiras instruções ou normas, inicialmente baseadas no método das tensões admissíveis, que irão fornecer aos calculistas algumas diretrizes básicas na elaboração de projetos estruturais.

A partir da terceira década deste século, à medida que novas pesquisas vão sendo feitas, tem-se uma constante evolução dessas normas, através de novas técnicas e métodos de cálculo, podendo-se citar o método do coeficiente de segurança externo.

Cabe registrar que os cálculos efetuados nessa época eram feitos manualmente, com auxílio de uma régua de cálculo, capaz de efetuar operações elementares.

É por intermédio dessa evolução que, na década de 70, resolve-se empregar, definitivamente, o método semi-probabilístico ao cálculo das estruturas em concreto armado. Esse método introduziu um novo conceito de segurança às estruturas, aliás uma imposição da realidade, e passa a exigir um cálculo mais rigoroso no dimensionamento dos elementos.

Entre os elementos estruturais de concreto armado que tiveram seus processos de cálculo bastante refinados, destaca-se o elemento pilar. Como tais processos continuaram a ser executados de forma manual, o trabalho realizado na confecção do projeto estrutural de pilares começa a tomar demasiado tempo do calculista, mesmo tendo-se calculadoras eletrônicas à disposição, capazes de efetuar operações complexas, fazendo com que o custo total do projeto estrutural se eleve.

Entretanto, deve-se ressaltar o desenvolvimento ocorrido nas duas últimas décadas, de muitos trabalhos voltados à elaboração de soluções práticas, precisas e de fácil utilização, tais como ábacos e tabelas, podendo-se citar: CABRE^[11], MONTOYA^[22], SANTOS^[21], RODRIGUES^[29] e VENTURINI^[35,36].

Neste contexto, com a disseminação da informática ocorrida nos últimos anos, começam a surgir programas computacionais específicos, visando a substituição dos ábacos

e tabelas por um sistema mais ágil e versátil. Como o custo da informática é relativamente baixo, tem-se a oportunidade de sistematizar procedimentos já desenvolvidos, permitindo a automatização do cálculo, do dimensionamento e do detalhamento de pilares das estruturas correntes de concreto armado, reduzindo, assim, o custo total do projeto estrutural, além de garantir um serviço confiável e rapidez na sua execução.

1.2- OBJETIVOS DO TRABALHO

Este trabalho tem por objetivos:

- contribuir para a automatização do cálculo, do dimensionamento e do detalhamento das peças em concreto armado;
- abordar, de forma simples, os aspectos sobre o projeto estrutural de pilares das estruturas correntes em concreto armado;
- elaborar um software capaz de atender às necessidades práticas de projeto de um escritório de Engenharia, com relação ao dimensionamento de pilares retangulares;
- elaborar um algoritmo capaz de viabilizar a procura da solução mais adequada, para cada seção analisada, com relação ao consumo de aço;
- fornecer um detalhamento criterioso capaz de ser a solução final do problema ou servindo de balizamento para o detalhamento definitivo.

1.3- APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A confecção do projeto estrutural de pilares apresenta uma série de etapas que devem ser executadas

seguindo a sequência natural de cálculo.

Esta sequência é composta de uma análise prévia do projeto global, seguida pelo levantamento de esforços atuantes nos diversos elementos estruturais. De posse dessas solicitações, pode-se dimensionar as seções transversais dos componentes envolvidos e fazer o seu detalhamento, concluindo o projeto.

Assim sendo, o presente trabalho foi dividido basicamente em cinco capítulos principais, distribuídos da forma que se segue.

Neste capítulo, tenta-se situar o trabalho no contexto do projeto estrutural desenvolvido atualmente.

Já no capítulo 2, faz-se uma análise do comportamento estrutural de edifícios, enfocando-se a influência da distribuição dos pilares sobre o conjunto estrutural e o comportamento das estruturas contraventadas e de contraventamento sob ação de cargas verticais e horizontais, possibilitando o estudo detalhado das ações que atuam nos pilares.

No capítulo 3, apresentam-se as cargas atuantes e as solicitações iniciais que atuam nos pilares, para que se possa identificar as situações críticas de projeto e de cálculo, viabilizando o dimensionamento dos elementos.

No capítulo 4, encontram-se as noções elementares referentes ao dimensionamento, onde se destacam as hipóteses básicas e os processos de cálculo disponíveis, para que se possa dimensionar as armaduras, permitindo um detalhamento futuro.

No capítulo 5, faz-se uma descrição pormenorizada do detalhamento de pilares, onde se destacam as disposições construtivas fornecidas pela NBR-6118⁽⁰²⁾ e a apresentação sistemática dos resultados.

Para finalizar, deve-se destacar os capítulos subsequentes deste trabalho.

Sendo assim, no capítulo 6, encontra-se um exemplo de um edifício resolvido com o uso do programa CADIDEP, onde se procura ilustrar de forma clara e objetiva a utilização do software desenvolvido neste trabalho.

Ao final deste, no capítulo 7, faz-se uma análise e discussão dos resultados, onde se ressalta a importância da automatização de todo o processo envolvido na confecção de um projeto estrutural de pilares de edifícios.

2 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS

2.1- GENERALIDADES

A arquitetura moderna pode ser definida, por exemplo, pela arte e técnica de organizar espaços internos cobertos. Para que esses espaços tomem forma, é inevitável a criação de um projeto arquitetônico, devendo ser baseado em uma análise criteriosa e detalhada de todos os fatores e necessidades a serem atendidas, cuja função principal é a de distribuir, proporcionalmente, massas e espaços de modo a formarem um todo harmônico.

Como todo espaço coberto requer uma cobertura, tem-se a necessidade da criação de uma estrutura suporte, capaz de atender a forma espacial delineada pelo arquiteto. Essa estrutura suporte necessita, por sua vez, de um projeto estrutural e este pode ser definido pela concepção de um sistema estrutural, destinado a suportar com segurança todas as ações que incidam sobre a construção ao longo de sua vida útil, sem ferir a estética, a harmonia e a funcionabilidade

do projeto arquitetônico.

Para se chegar no atual estágio da arquitetura moderna, deve-se lembrar que as obras arquitetônicas modificam-se com o decurso do tempo, de acordo com mudanças de gosto, exigências dos costumes, descobertas de novos materiais e de novas técnicas.

Dessa forma, com o advento do concreto armado, tem-se o início de uma nova fase do projeto arquitetônico, pois à medida que as dúvidas sobre o comportamento estrutural do concreto armado vão sendo esclarecidas, começa-se a desenvolver novos sistemas estruturais com o objetivo de atender à diversidade de formas arquitetônicas que esse novo material proporciona, podendo-se citar os sistemas estruturais verticais.

2.2- SISTEMAS ESTRUTURAIS VERTICAIS

Os sistemas estruturais são compostos por uma série de elementos estruturais adequadamente associados. Entende-se como esses elementos, os corpos sólidos elástico-deformáveis com capacidade de receber e transmitir solicitações de uma forma geral.

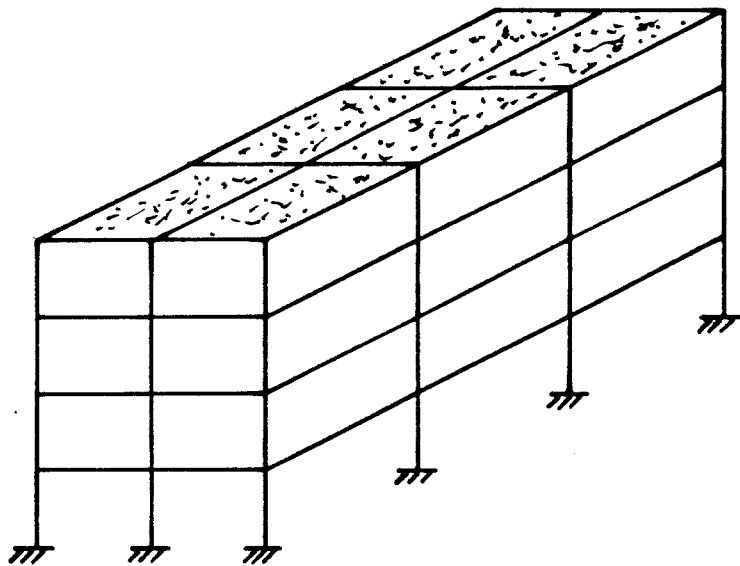


Fig. 2.1 - Sistema estrutural vertical.

Um dos sistemas estruturais mais utilizados atualmente, devido ao problema de espaço e habitação ocorrido nos grandes centros, são os sistemas estruturais verticais, onde a transmissão dos esforços é predominantemente nesse sentido. Esse sistema é caracterizado pela disposição de planos horizontais, dispostos uns sobre os outros, interligados por elementos lineares verticais, formando um sistema tridimensional, conforme ilustra a figura 2.1.

2.2.1- FUNCIONAMENTO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS VERTICAIS

Este sistema é formado geralmente por elementos lineares, no caso vigas e pilares, por elementos laminares, no caso paredes, e por elementos de superfície, no caso placas. A associação de vigas e placas formam os planos horizontais e estes são interligados pelos pilares, ou paredes, formando o conjunto.

O funcionamento estrutural desse sistema consiste, basicamente, na transmissão de carregamentos de um elemento para o outro da seguinte maneira: as solicitações provenientes das placas são transmitidas para as vigas, que por sua vez transmitem para os pilares, ou paredes, chegando aos elementos de fundação, e estes transmitem os carregamentos globais para o solo.

Embora o sistema seja tridimensional e a ligação entre esses elementos seja monolítica, a separação em elementos isolados, trabalhando independentemente uns dos outros, é aceitável pois os esforços reais que atuam no sistema integrado, ou único, não diferem muito dos esforços obtidos considerando-se a sua separação. Além disso, se os vínculos do sistema forem bem projetados, eles se formarão muito antes de ocorrer o esgotamento da resistência dos elementos dimensionados, devido à ausência de resistência prevista.

Entre os elementos estruturais resistentes do sistema em análise, destaca-se a importância dos pilares

e paredes, pois estes têm a função principal de suportar todo o conjunto, além de contribuir no travamento lateral da estrutura.

2.2.2- ELEMENTOS VERTICAIS RESISTENTES

Esses elementos são estruturas laminares planas verticais, apoiadas de modo contínuo em toda a sua base, em geral com seção transversal retangular, com comprimento maior que as duas dimensões transversais ao seu eixo, solicitadas predominantemente por cargas contidas no seu plano médio e recebem o nome de pilar ou parede.

A diferença básica entre pilar e parede está na relação entre as dimensões da seção transversal, conforme ilustra a figura 2.2.

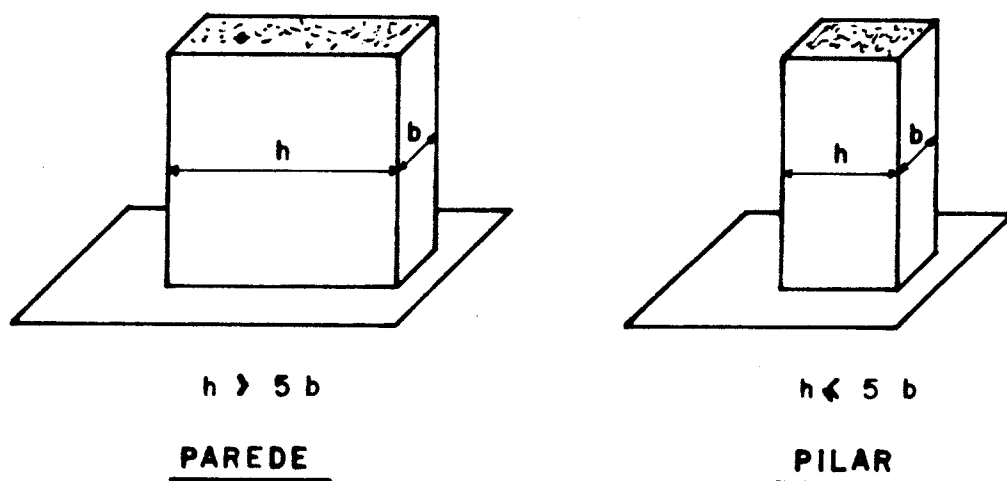


Fig. 2.2 - Distinção entre paredes e pilares⁽¹⁵⁾.

Para efeito de dimensionamento, os pilares e paredes serão tratados de forma análoga, pois o topo e a base das paredes são considerados fixos, com bordas verticais livres.

Em relação ao detalhamento, os pilares e paredes serão tratados de forma distinta, conforme será visto no capítulo 5.

A locação desses elementos depende do projeto arquitetônico pois, em geral, as paredes são localizadas nas caixas de escada e de elevador, enquanto que as treliças são localizadas nas fachadas e paredes laterais. Já os pórticos podem ser utilizados de forma correta em qualquer região do edifício, conforme a conveniência do calculista, tomando-se o cuidado de limitar a altura das vigas em função de aberturas existentes.

Os elementos de contraventamento podem trabalhar em conjunto ou isoladamente, conforme disposição dos mesmos no projeto estrutural, e devem ser dispostos paralelamente à direção do edifício que se deseja contraventar. O trabalho conjunto de dois ou mais elementos é possível devido à existência das diversas lajes que interligam os mesmos, sendo estas consideradas com rigidez infinita no plano horizontal, desde que a planta do edifício não seja demasiadamente longa e estreita.

Segundo FUSCO⁽¹⁵⁾, os elementos de contraventamento podem, em princípio, ser classificados em flexíveis e rígidos, de acordo com:

- consideram-se como elementos flexíveis de contraventamento os que devem ser calculados com consideração de efeitos de 2^o ordem;
- consideram-se como elementos rígidos de contraventamento os que podem ser calculados sem a consideração de efeitos de 2^o ordem.

Os efeitos de 2^o ordem podem ser globais ou locais. Os globais aparecem quando a estrutura estiver sendo solicitada por cargas verticais e horizontais, pois como os nós da estrutura deslocam-se lateralmente, criam-se excentricidades adicionais globais. Já os efeitos locais aparecem no dimensionamento de cada pilar considerado isoladamente, pois devido à nova posição da linha elástica, criam-se excentricidades adicionais locais.

Em relação aos efeitos globais de 2^o ordem, as estruturas que fazem parte do contraventamento devem ter uma

2.3- ESTABILIDADE GLOBAL DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS VERTICAIS

"As estruturas devem, evidentemente, ser concebidas de tal modo a poder resistir a todas as ações horizontais e verticais a que possam estar submetidas ao longo de sua existência. O conceito relativo à estabilidade vertical é um dos mais intuitivos, sendo ela obtida graças aos apoios verticais (pilares) colocados dentro de tal finalidade.

A necessidade de criação de elementos estruturais destinados a fornecer rigidez horizontal à obra se prende não somente ao fato de sempre existirem solicitações externas horizontais (vento ou terremoto, no caso de regiões sísmicas) como à própria necessidade, com vistas à contenção (apoio) horizontal dos vários pilares nos diversos tetos, de haver elementos que possam ser considerados horizontalmente indeformáveis com relação àqueles pilares. Estes elementos estruturais dotados de rigidez horizontal são, usualmente, conhecidos como sistemas de contraventamento da estrutura (SUSSEKIND^[34])."

2.3.1- SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO DAS ESTRUTURAS

Os sistemas de contraventamento dos edifícios são formados, basicamente, por paredes, treliças e pórticos de grande rigidez, conforme ilustra a figura 2.3.

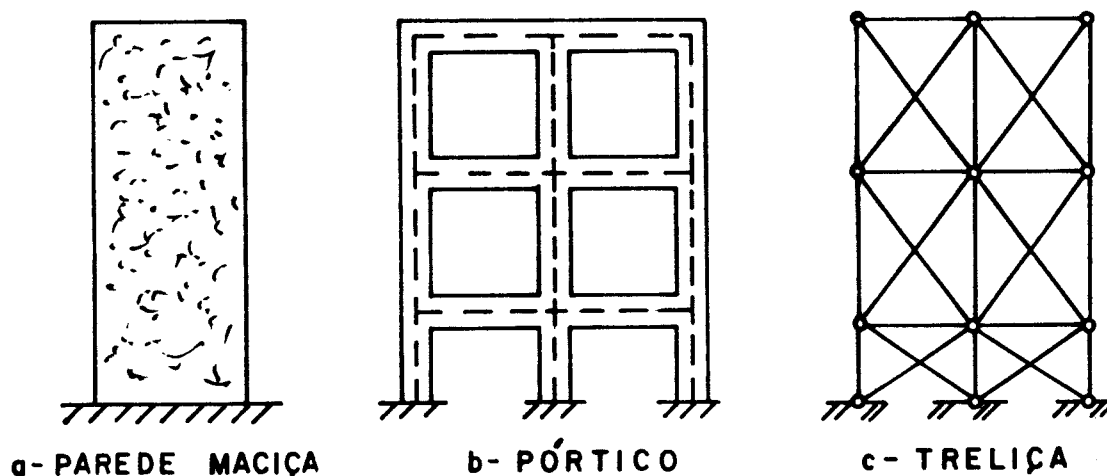


Fig. 2.3 - Sistemas usuais de contraventamento^[34].

rigidez adequada para que os demais pilares do edifício possam ser considerados como participantes de uma estrutura com nós fixos. Para quantificar essa rigidez é feito uma classificação da estrutura quanto à sua mobilidade lateral, através do parâmetro de instabilidade.

2.3.2- PARÂMETRO DE INSTABILIDADE

Como foi visto anteriormente, os pilares não pertencentes ao sistema de contraventamento devem ser tratados como se pertencessem a uma estrutura com nós fixos e são chamados de pilares contraventados. Já os pilares pertencentes a esse sistema são chamados de pilares de contraventamento.

Pelo fato das estruturas de contraventamento serem formadas por paredes, treliças e pórticos, cujos nós são deslocáveis, estes devem ter uma rigidez adequada para que se possa assegurar a validade da hipótese acima descrita. Dessa forma, pode-se garantir a estabilidade global do edifício e considerar os nós dessas estruturas como sendo fixos. Caso contrário, os nós das estruturas serão considerados móveis e os pilares devem levar em conta os efeitos de 2^o ordem devido aos deslocamentos laterais.

Para avaliar a mobilidade dos nós do edifício, emprega-se a equação

$$\alpha = H \sqrt{\frac{R_v}{E_{cs} I}} \quad (2.1)$$

onde

H = altura total da construção;

R_v = soma de todas as cargas verticais da construção, em condições de serviço, dada por

$$R_v = G_k + Q_k \quad (2.2)$$

sendo G_k e Q_k fornecidos no item 3.4 deste trabalho;

E_{cs} I = soma da rigidez à flexão de todos os elementos verticais que compõem a estrutura de contraventamento, no estado não fissurado, na direção considerada. Quando houver variação da rigidez ao longo do comprimento de um elemento, deverá ser empregada uma rigidez equivalente adequadamente estimada;

E_{cs} = módulo secante de deformação longitudinal do concreto que, de acordo com a NBR-6118⁽⁰²⁾, é dado pela equação

$$E_{cs} = 0,9 \cdot 6600,0 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3)$$

com f_{ck} dado em MPa.

Para edifícios com quatro ou mais andares, tem-se

para $\alpha \leq 0,6 \rightarrow$ nós fixos

ou

para $\alpha > 0,6 \rightarrow$ nós móveis.

Quando o número de andares (n) do edifício for menor ou igual a três, o valor 0,6 deverá ser substituído por $0,2 + n \cdot 0,1$.

Cabe salientar que tal verificação deve ser feita para as direções críticas quanto à mobilidade lateral da estrutura, devendo-se evitar a condição $\alpha > 0,6$, pois esta exige a consideração da interação entre carregamentos verticais e horizontais.

2.3.3- CÁLCULO DA RIGIDEZ EQUIVALENTE

Para o cálculo da rigidez equivalente pode-se utilizar o seguinte procedimento: em primeiro lugar, deve-se unir todos os elementos de contraventamento com barras rotuladas, cuja área da seção transversal deve ter valor elevado, formando um sistema único, conforme ilustra a figura 2.4.

A seguir, aplica-se uma carga unitária uniformemente distribuída na lateral do primeiro elemento de contraventamento, conforme figura 2.5, sendo que as dimensões

dos pilares e paredes podem ser definidas de acordo com o item 3.2 deste trabalho, e calcula-se a flecha "a" do topo da nova estrutura com auxílio de um programa específico.

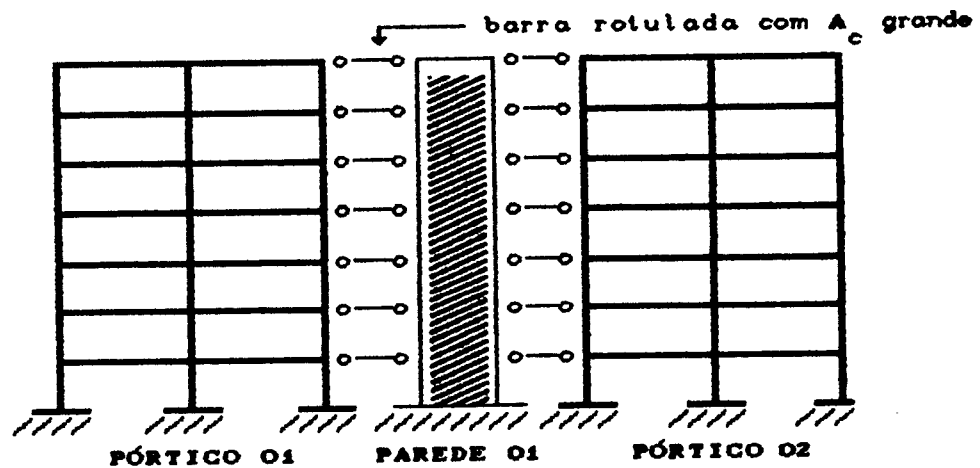


Fig. 2.4 - Sistema único de contraventamento, formado pela união de todos os sistemas individuais.

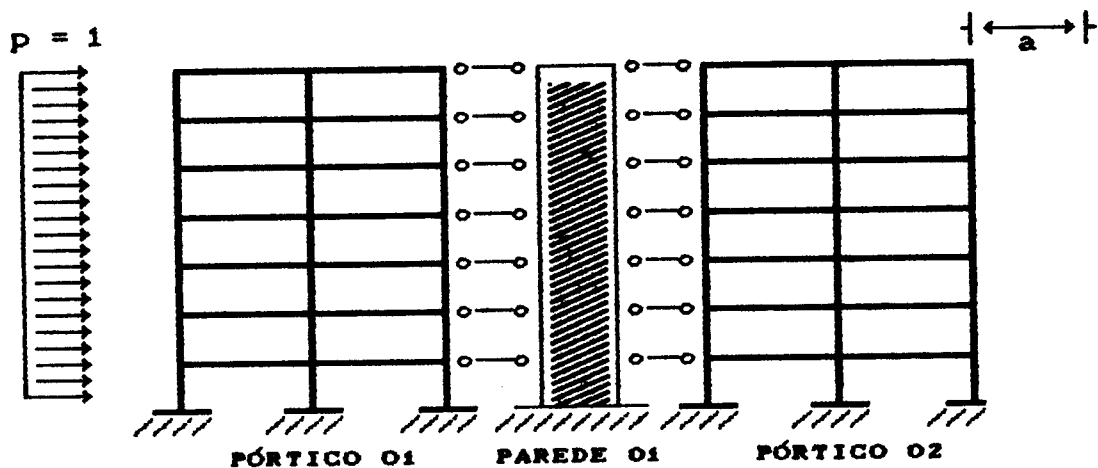


Fig. 2.5 - Carregamento para o cálculo da rigidez equivalente do sistema único.

Igualando-se a flecha calculada com a flecha máxima de uma viga em balanço submetida ao mesmo carregamento, tem-se

$$a = \frac{p \cdot l^4}{8 (E_c I)_{eq.}} \quad (2.4).$$

mas como "p" é unitário, conclui-se que a rigidez equivalente é dada por

$$(E_c I)_{eq.} = \frac{t^4}{8a} \quad (2.5)$$

Esta forma simplificada de cálculo não introduz erros substanciais na avaliação do parâmetro de instabilidade.

2.3.4- AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS

A NBR-6118⁽⁰²⁾, item 3.1.1.3, fornece a condição necessária para a consideração do vento através do seguinte texto:

"Será exigida a consideração da ação do vento nas estruturas em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes e obrigatoriamente no caso de estruturas com nós deslocáveis, nas quais a altura seja maior que quatro vezes a largura menor, ou em que, numa dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a quatro.

Deverá ser levada em conta a possível influência desfavorável de construções próximas à estrutura em exame, que por suas dimensões e forma possam tornar essa influência considerável."

Em resumo, a consideração do vento em edifícios altos é obrigatória na ausência de uma das três condições descritas a seguir:

- os nós da estrutura do edifício devem ser considerados fixos em qualquer direção;
- existência de quatro ou mais linhas de pilares nas direções críticas, devidamente ligados por vigas, formando pórticos, e de alvenarias maciças preenchendo parte desses vãos;
- a relação entre a altura total do edifício e a menor dimensão em planta é menor que quatro.

Entretanto, deve-se ressaltar que a existência simultânea dessas condições não dispensa a consideração da ação do vento, pois é necessário quantificar os esforços resultantes dessa ação, para verificar se os mesmos são dispensáveis ou não.

Para o cálculo dos valores característicos da ação do vento e maneiras de incidência a serem levados em conta, deve-se utilizar a NBR-6123^[05], que trata sobre assunto específico.

2.3.5- OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS DEVIDOS À AÇÃO DO VENTO

Conforme discussão anterior, as ações horizontais devem ser resistidas pelos elementos que fazem parte do contraventamento. A distribuição dessas ações entre todos os elementos se dará em função da sua rigidez, graças à existência das diversas lajes, formando planos horizontais rígidos, que interligam os mesmos.

Para a obtenção dos esforços em cada elemento de contraventamento, ao invés de se calcular o quinhão que cada elemento absorve, em função da sua rigidez, para posterior aplicação das forças proporcionais, pode-se aproveitar o sistema único já montado no item 2.3.3 e o mesmo programa utilizado anteriormente, aplicando-se a totalidade da ação do vento na lateral do primeiro elemento de contraventamento, utilizando-se cargas concentradas nos nós, conforme ilustra a figura 2.6, obtidas por área de influência.

Assim sendo, os esforços M_{wk} , N_{wk} e V_{wk} encontrados, representando respectivamente o momento fletor, a força normal e a força cortante devido à ação do vento, com seus valores característicos, constituem a resposta final procurada, lembrando-se que os valores obtidos devem ser tomados, também, com o seu respectivo sinal trocado, pois o vento pode agir no sentido contrário ao adotado.

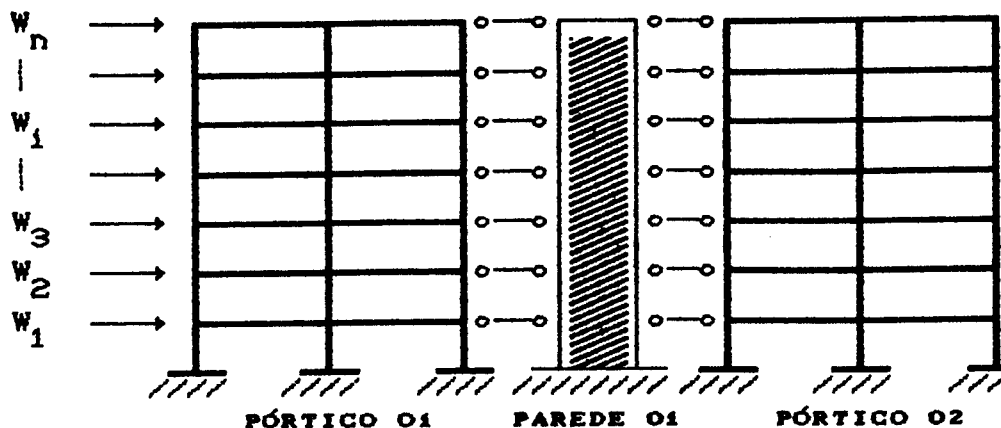


Fig. 2.6 - Modelo para obtenção dos esforços devidos à ação do vento.

Essa forma simplificada de se obter os esforços finais devidos à ação do vento, não leva em conta o efeito da torção do conjunto, sendo esse efeito importante no caso de estruturas que tenham uma disposição de elementos de contraventamento assimétrica. Nesse caso, deve-se recorrer a programas computacionais mais requintados, objetivando uma análise tridimensional do conjunto.

Com relação aos esforços finais devidos à ação de cargas verticais, estes serão vistos no capítulo seguinte.

3 - CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES DOS PILARES DE EDIFÍCIOS

3.1- GENERALIDADES

Uma vez definido o modelo e a localização dos elementos de contraventamento, conforme capítulo anterior, de tal forma que os nós da estrutura possam ser considerados como fixos, passa-se para a definição do restante do conjunto tridimensional através da locação dos pilares contraventados.

Esses pilares podem ser dispostos de forma aleatória, de modo que o vão livre das vigas não ultrapasse, em geral, 6,0 m e suas dimensões podem, também, ser definidas de acordo com o item 3.2 deste trabalho. No caso em que a largura do pilar exceda a espessura da parede de alvenaria do edifício, deve-se procurar um local adequado para locação do mesmo, de preferência dentro de guarda-roupas, banheiros, áreas de serviço e locais que não interfiram com a harmonia arquitetônica.

Com a locação de todos os pilares e paredes da estrutura, cuja disposição e dimensões são definidas em uma

planta de formas, pode-se, então, passar para a determinação das solicitações finais de cálculo devidas à ação do vento e cargas verticais, para posterior dimensionamento e detalhamento desses elementos.

3.2- PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES E PAREDES

Para iniciar o cálculo dos pilares em concreto armado, é preciso definir a área da seção transversal de concreto (A_c) dos elementos. Em princípio, pode-se adotar um valor qualquer para a área A_c e através de cálculos iterativos obter seu valor final.

Como tal critério pode ser muito trabalhoso, deve-se fazer um pré-dimensionamento cujo objetivo é o de estabelecer o valor inicial da área da seção de tal forma que a mesma seja muito próxima da área realmente necessária. Para esse fim, destacam-se: pré-dimensionamento por área de influência e pré-dimensionamento pela tensão ideal.

Deve-se salientar que a utilização de tais procedimentos é satisfatória para a fixação de A_c , embora possa não ser a solução definitiva do problema, podendo ser necessário um ajuste posterior da seção, pois esses procedimentos não levam em conta vários fatores como comprimento de flambagem e excentricidades existentes, conforme visto a seguir.

A- Pré-dimensionamento por área de influência

Para a utilização desse procedimento é preciso definir, em primeiro lugar, as áreas de influência de cada pilar ou parede. Para isso, utiliza-se a planta de formas do pavimento-tipo, com as respectivas localizações dos elementos estruturais, representada de forma esquemática pela figura 3.1.

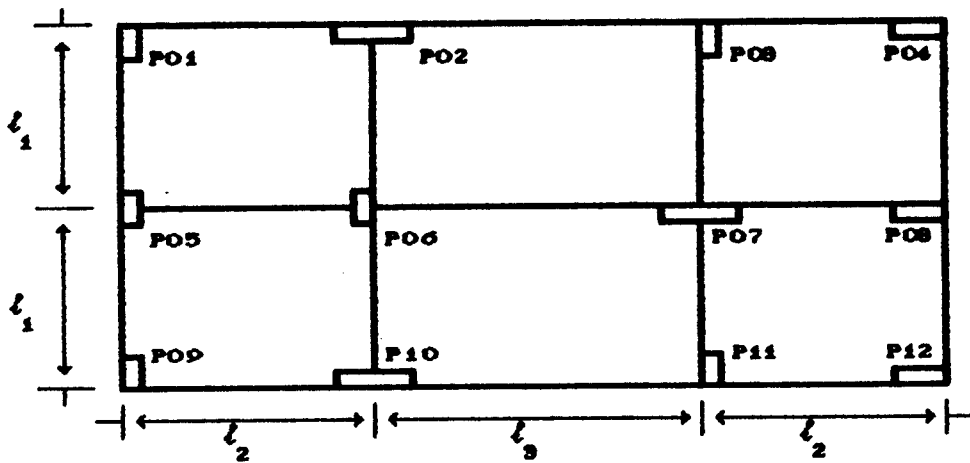


Fig. 3.1 - Planta de formas simplificada do pavimento-tipo.

A seguir, pode-se definir as áreas de influência dos elementos verticais resistentes, levando-se em conta a continuidade das vigas e engastamentos parciais, conforme ilustra a figura 3.2.

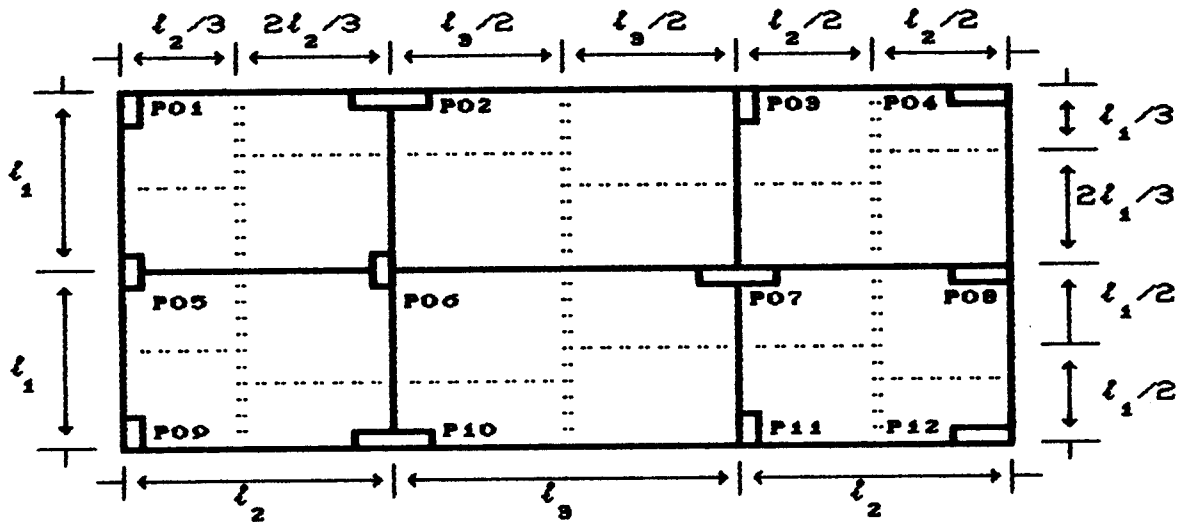


Fig. 3.2 - Áreas de influência levando em conta a continuidade das vigas e engastamentos parciais.

Uma vez quantificada a área de influência do pilar considerado, calcula-se A_c através da seguinte equação

$$A_c = \frac{\alpha A_i P_i}{f_{ck}} \quad n^{\circ} \text{ pavto} \quad \beta \quad (3.1), \quad \text{onde}$$

A_i = área de influência do pilar considerado;

P_i = carga uniformemente distribuída pela área de influência, variando de 8,0 @ 17,0 kN/m²;

n° pavto = número de pavimentos;

β = coeficiente que depende do tipo de pilar, dado por

$$\beta = \begin{cases} 1,4 \text{ p/ pilar de contraventamento} \\ 1,0 \text{ p/ pilar contraventado} \end{cases} \quad e$$

α = coeficiente que depende da posição do pilar, conforme item 3.5 deste capítulo, cujo valor é dado por

$$\alpha = \begin{cases} 1,6 \text{ p/ pilar de canto} \\ 1,5 \text{ p/ pilar de extremidade} \\ 1,3 \text{ p/ pilar interno} \end{cases}$$

B- Pré-dimensionamento pela tensão ideal

Neste caso, deve-se fazer o cálculo estático do pavimento-tipo e em seguida efetuar a somatória das reações das vigas que se apóiam em cada pilar considerado.

Dessa forma, pode-se calcular A_c através da expressão 3.2, onde o valor obtido corresponde a uma tensão ideal de compressão no pilar definida pela expressão 3.3.

$$A_c = \frac{\sum R_d}{\sigma_i} \quad n^{\circ} \text{ pavto} \quad \beta \quad (3.2), \quad \text{onde}$$

$\sum R_d$ = soma das reações de cálculo das vigas apoiadas no pilar considerado;

n° pavto = número de pavimentos;

β = coeficiente que depende do tipo de pilar, dado no item anterior e

σ_i = tensão ideal de compressão, dada por

$$\sigma_i = 0,85 f_{cd} + 1,0\% f_{yd} \quad (3.3)$$

3.3- ÍNDICE DE ESBELTEZ

Em se tratando de edifícios com nós considerados

fixos, ou seja, o parâmetro de instabilidade (α) da estrutura é menor ou igual a 0,6, pode-se calcular o índice de esbeltez dos pilares e paredes através da equação 3.4.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (3.4)$$

com

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad (3.5)$$

Em virtude do presente trabalho ficar limitado somente a peças com seção transversal retangular, a equação 3.5 fica

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (3.6)$$

onde h é tomado na direção considerada.

Desse modo, a equação final para o cálculo do índice de esbeltez para pilares e paredes com seção transversal retangular é dada por

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot l_e}{h} \quad (3.7)$$

Com relação ao valor do comprimento de flambagem (l_e) para o presente caso, a NBR- 6118⁽⁰²⁾ permite considerar esse valor como sendo a distância entre os eixos das vigas entre as quais o pilar se situa, considerando-se a eventual existência de vigas invertidas e de lajes rebaixadas em cada um dos pisos considerados. Essa condição também é válida para paredes desde que as bordas verticais sejam livres.

Em função do valor máximo do índice de esbeltez (λ), pode-se classificar os pilares de acordo com a tabela 3.1, facilitando o desmembramento posterior das solicitações iniciais atuantes nos mesmos.

Tab. 3.1 - Classificação dos pilares em função de λ .

λ	PILAR
≤ 40	pouco esbelto
$40 < \lambda \leq 80$	medianamente esbelto
$80 < \lambda \leq 140$	esbelto
$140 < \lambda \leq 200$	muito esbelto

3.4- CARGAS VERTICAIS DE PROJETO

Para a determinação dos valores das cargas verticais que devem ser consideradas no projeto estrutural de edifícios, dispõe-se da NBR-6120⁽¹⁰⁴⁾ que classifica as cargas nas seguintes categorias: cargas permanentes (G_k) e cargas de uso (Q_k).

A- Cargas permanentes (G_k)

A NBR-6120⁽¹⁰⁴⁾ define carga permanente da seguinte forma:

"Esse tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes."

Nesse contexto, na falta de dados experimentais, a mesma norma apresenta valores, cujo resumo é mostrado pela tabela 3.2, com os pesos específicos aparentes dos materiais de construção mais utilizados a serem adotados.

Tab. 3.2 - Peso específico dos materiais de construção.

MATERIAIS		peso espec. (kN/m^3)
rochas	arenito	26
	basalto	30
	gneiss	30
	granito	28
	mármore e calcáreo	28
blocos artificiais	blocos de argamassa	22
	cimento amianto	20
	lajotas cerâmicas	18
	tijolos furados	13
	tijolos maciços	18
	tijolos sílico-calcáreos	20
revestimentos e concretos	argamassa de cal, cimento e areia	19
	argamassa de cimento e areia	21
	argamassa de gesso	12,5
	concreto simples	24
	concreto armado	25

B- Cargas de uso (Q_k)

De forma análoga, a carga de uso é definida por:

"É toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edifícios em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.)."

A seguir, será mostrado um resumo das cargas de uso geralmente consideradas nos pisos de edifícios, mostrado pela tabela 3.3, extraída da NBR-8120⁽⁰⁴⁾.

Tab. 3.3 - Valores mínimos das cargas de uso.

LOCAL		carga (kN/m ²)
bibliotecas	-sala de leitura	2,5
	-sala para depósito de livros	4
	-sala com estantes, de livros a ser determinada em cada caso, porém o valor mínimo de	6
casas de máquinas	-(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
corredores	-com acesso ao público	3
	-sem acesso ao público	2
depósitos	-a ser determinada em cada caso	-
edifícios residenciais	-dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	-despensa, área de serviço e lavanderia	2
escadas	-com acesso ao público	3
	-sem acesso ao público	2,5
escritórios	-salas de uso geral e banheiro	2
forros	-sem acesso a pessoas	0,5
galerias de lojas	-a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo	3
garagem e estacionamento	-para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo	3
terraços	-com acesso ao público	2
	-sem acesso ao público	3
	-inacessível a pessoas	0,5
vestíbulo	-com acesso ao público	1,5
	-sem acesso ao público	3

No cálculo dos pilares de edifícios para escritórios e residências, as cargas de uso podem ser reduzidas de acordo com os valores indicados na tabela 3.4, devido à pequena probabilidade de ocorrência simultânea em todos os pavimentos.

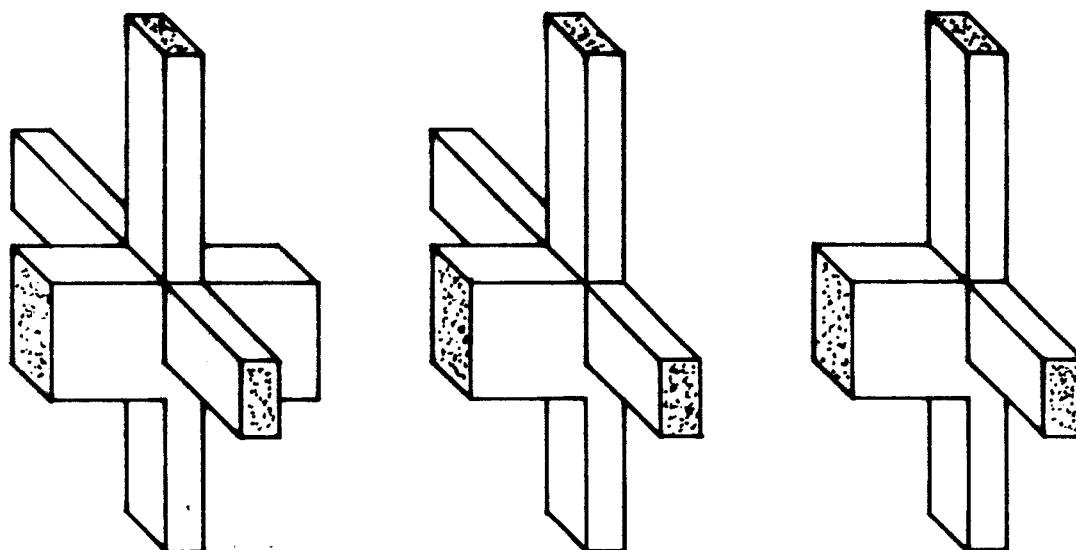
Tab. 3.4 - Redução das cargas de uso⁽¹⁰⁴⁾.

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas de uso (%)
1, 2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Nota: Para efeito de aplicação destes valores, o forro deve ser considerado como piso.

3.5- SITUAÇÕES BÁSICAS DE PROJETO

Para efeito de projeto, os pilares dos edifícios podem ser classificados em pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto, conforme ilustra a figura abaixo.



pilar intermediário

(a)

pilar de extremidade

(b)

pilar de canto

(c)

Fig. 3.3 - Arranjos estruturais dos pilares de edifícios⁽¹¹⁵⁾.

Essa classificação tem por objetivo auxiliar na visualização das solicitações iniciais dos pilares, conforme a função estrutural de cada um.

Cabe ressaltar que na sequência deste capítulo, devido à semelhança existente entre pilar e parede, com relação ao dimensionamento, apenas os pilares serão citados.

3.6- SOLICITAÇÕES INICIAIS DE CÁLCULO

As solicitações iniciais dos pilares, ou esforços de 1^a ordem, são obtidas através do cálculo estático das vigas e pórticos que compõem o sistema estrutural em análise.

Pelo fato de se ter pilar contraventado e pilar de contraventamento, se faz necessário um estudo em separado para que se possa obter os esforços iniciais atuantes em cada elemento, de acordo com a sua função estrutural.

3.6.1- PILARES CONTRAVENTADOS

Em princípio, pode-se determinar as solicitações iniciais dos pilares contraventados, considerando-se o conjunto de vigas do pavimento-tipo funcionando como grelha, levando-se em conta os tramos dos pilares existentes, conforme ilustra a figura 3.4.

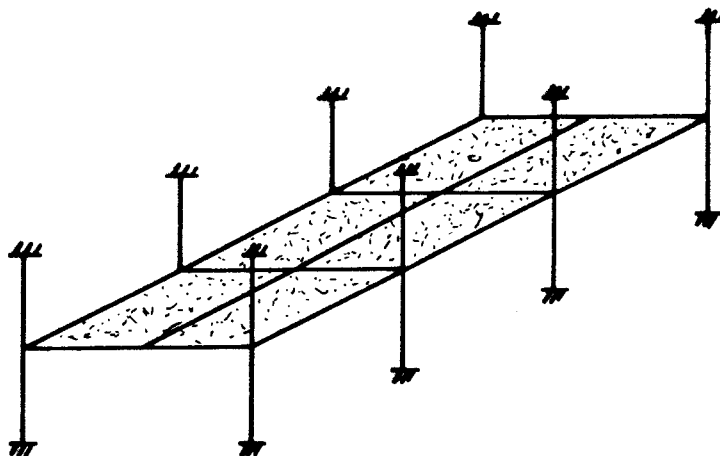


Fig. 3.4 - Modelo para a obtenção das solicitações iniciais.

Nesse caso, se faz necessária a utilização de programas computacionais específicos para a solução do problema, lembrando que dessa forma todos os pilares vão apresentar os esforços N , M_x e M_y .

Essas solicitações podem, também, ser obtidas de forma simplificada, mediante a classificação dos pilares de acordo com as situações básicas de projeto, como segue.

A- Pilares intermediários

De acordo com FUSCO⁽¹⁵⁾, as solicitações iniciais dos pilares intermediários podem ser calculadas sem a consideração de momentos fletores oriundos das ligações entre as vigas e o pilar considerado; portanto o carregamento pode ser resumido por uma força normal única. No cálculo das reações das vigas que compõem o carregamento, não é recomendada nenhuma simplificação quanto ao funcionamento estático das mesmas.

B- Pilares de extremidade

Já para os pilares de extremidade, as solicitações iniciais são constituídas por uma força normal e por um momento fletor proveniente da união monolítica da viga que morre no pilar considerado. Esse momento pode ser calculado de acordo com a NBR-6118⁽¹⁰²⁾, item 3.2.3, através da utilização das equações 3.8 e 3.9, conforme ilustra a figura 3.5.

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{r_{inf}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{vig}} \quad (3.8)$$

$$M_{sup} = M_{eng} \frac{r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{vig}} \quad (3.9)$$

sendo

$$r = \frac{I}{l} \quad (3.10), \quad \text{onde}$$

r = índice de rigidez do elemento considerado;
 I = momento de inércia do elemento considerado;
 l = comprimento do vão do elemento;
 M_{eng} = momento de engastamento da viga.

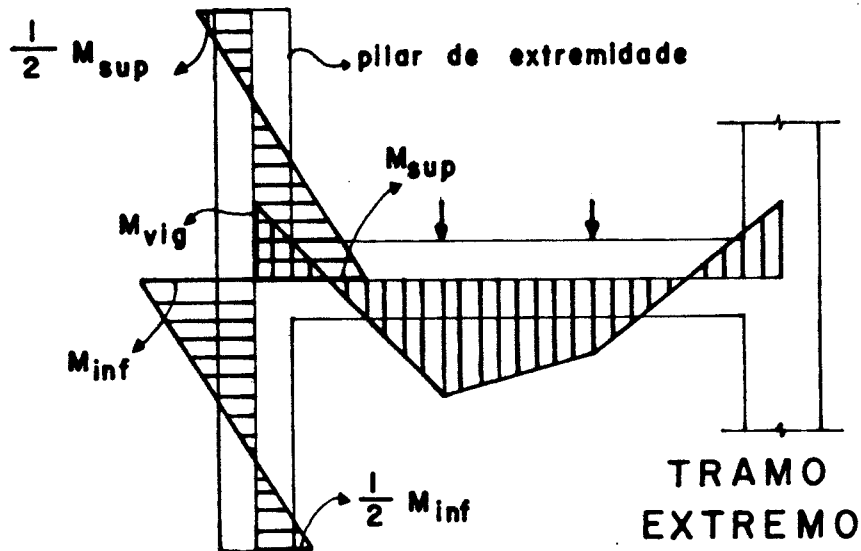


Fig. 3.5 - Pilares de extremidade⁽¹⁵⁾.

No caso de edifícios de andares múltiplos deve-se fazer a superposição dos efeitos das vigas dos diferentes níveis, utilizando-se as expressões 3.11 e 3.12, ilustrada pela figura 3.6.

$$M_{base} = M_{i,sup} + \frac{1}{2} M_{i+1,inf} \quad (3.11)$$

$$M_{topo} = M_{i+1,inf} + \frac{1}{2} M_{i,sup} \quad (3.12)$$

onde

M_{base} e M_{topo} = momentos finais nas extremidades do pilar situado entre os níveis (i) e (i+1);

$M_{i,sup}$ e $M_{i+1,inf}$ = momentos calculados isoladamente, utilizando as expressões 3.8 e 3.9.

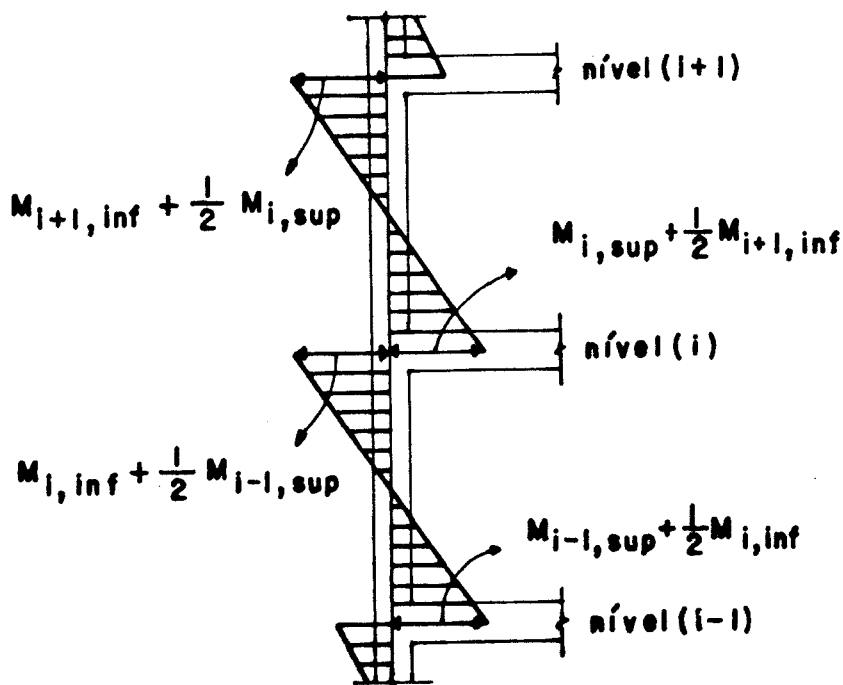


Fig. 3.6 - Efeito da superposição de pilares⁽¹⁵⁾.

C- Pilares de canto

Nos pilares de canto, as solicitações iniciais são constituídas por uma força normal e por dois momentos fletores, cada um deles provenientes da união monolítica de cada viga que morre no pilar considerado.

Esses momentos podem ser obtidos de forma análoga ao item anterior, onde se repete o mesmo cálculo para cada direção, obtendo-se os diagramas de esforços ilustrados pela figura 3.7.

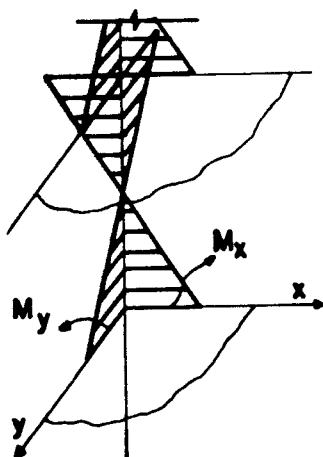


Fig. 3.7 - Pilares de canto⁽¹⁵⁾.

D- Solicitações iniciais complementares

Em qualquer um dos procedimentos já mencionados anteriormente, devem ser somados aos momentos iniciais, os momentos provenientes das excentricidades das reações das vigas que chegam no pilar considerado e das excentricidades entre pilares de uma mesma prumada, que tenham sido reduzidos fora do eixo no pavimento superior.

Os valores desses esforços devem ser obtidos através da redistribuição de momentos de acordo com a rigidez dos tramos dos elementos, podendo-se utilizar as expressões 3.8 e 3.9.

3.6.2- PILARES DE CONTRAVENTAMENTO

A obtenção das solicitações iniciais dos pilares de contraventamento devem ser obtidas através da análise estática da estrutura trabalhando como um todo, com auxílio, ou não, de programas específicos.

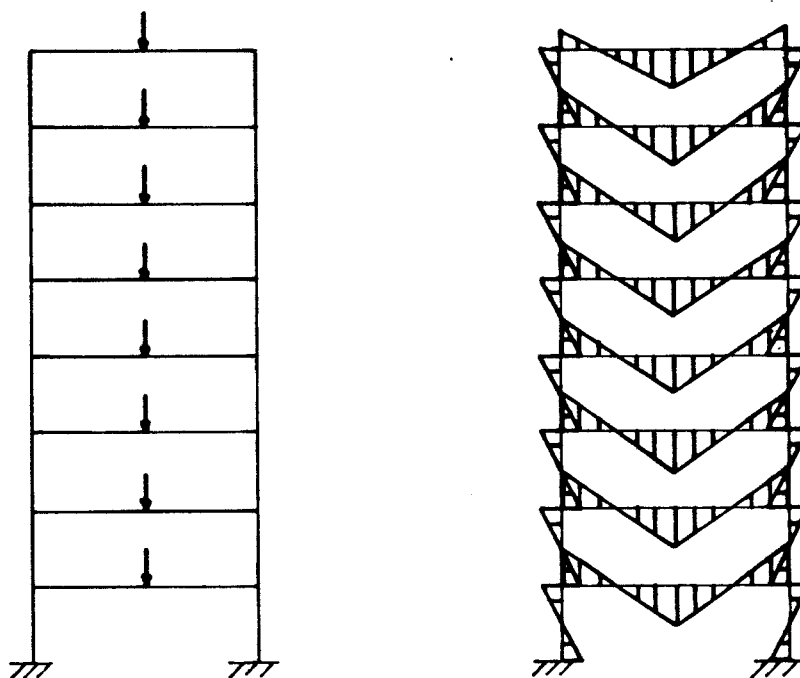


Fig. 3.8 - Carregamento vertical e diagrama de momento fletor respectivo.

As figuras 3.8 e 3.9 mostram, por exemplo, os diagramas de momentos fletores atuantes em um pórtico de contraventamento submetido à ação de carregamentos verticais e horizontais, respectivamente, obtidos através da análise estática dos mesmos.

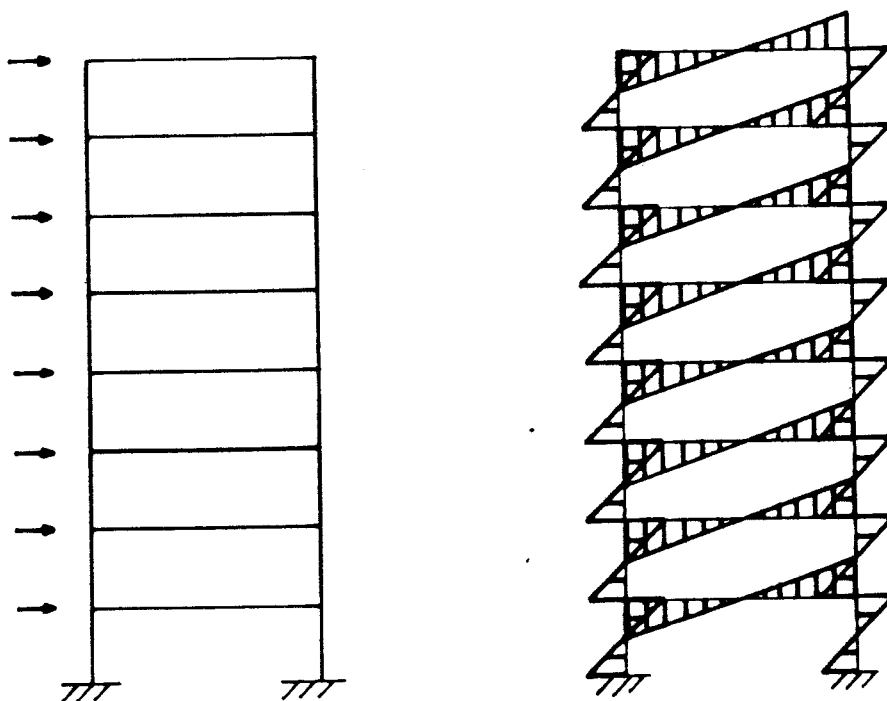


Fig. 3.9 - Carregamento horizontal e diagrama de momento fletor respectivo.

3.6.3- SOLICITAÇÕES INICIAIS DE PROJETO

Os carregamentos básicos de edifícios são divididos em verticais e horizontais. Os verticais são separados em permanentes e de uso, conforme visto no item 3.4, enquanto que os horizontais são provenientes da ação do vento.

Como esses carregamentos têm origens diferentes, os esforços iniciais devem ser calculados isoladamente para que se possa descobrir qual é a combinação mais desfavorável entre eles.

Dessa forma, os pilares podem apresentar os esforços iniciais dados pela tabela 3.5, de acordo com a função estrutural a que ele se destina.

Tab. 3.5 - Solicitações iniciais em pilares.

Pilar	Esforços	Carregamento		
		permanente	uso	vento
contraventado	força normal	N_{gk}	N_{qk}	-
	força cortante	-	-	-
	momento fletor	M_{gk}	M_{qk}	-
de contraventamento	força normal	N_{gk}	N_{qk}	N_{wk}
	força cortante	V_{gk}	V_{qk}	V_{wk}
	momento fletor	M_{gk}	M_{qk}	M_{wk}

Os valores dessas solicitações devem ser fornecidos manualmente pelo calculista e organizados de forma racional, facilitando a alimentação posterior de dados que o programa desenvolvido neste trabalho necessita.

Uma maneira prática para organizar esses dados é fornecida pela planilha 3.1, onde a numeração sequencial permite a consideração de todos os esforços atuantes no topo e na base do pilar, correspondente a cada nível considerado do edifício.

Plan. 3.1 - Resumo das solicitações iniciais de projeto para cada pilar.

n ^o	descrição	compr (l)	N_{gk}	N_{qk}	x	N_{wk}	T	M_{gk}	M_{qk}	M_{wk}	V_{gk}	V_{qk}	V_{wk}
1					x		T						
							B						
					y		T						
							B						
2					x		T						
							B						
					y		T						
							B						

Obs: As letras T e B referem-se ao topo e a base do pilar e a numeração corresponde a cada nível considerado.

Para a utilização desta planilha, adota-se a orientação dos eixos x e y conforme ilustra a figura 3.10, ou seja, a ordenada x será orientada no sentido perpendicular à maior dimensão da seção transversal do pilar.

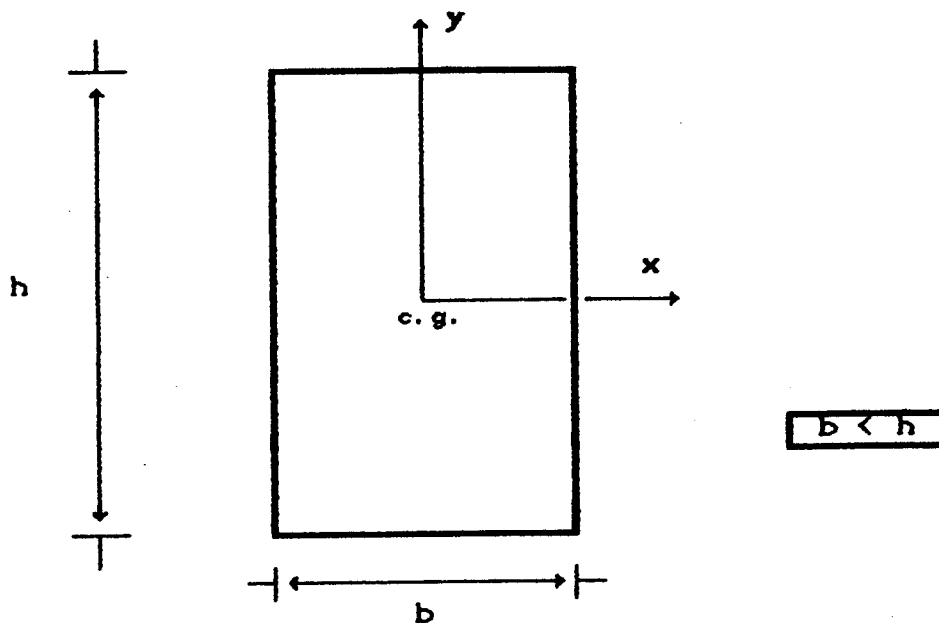


Fig. 3.10 - Orientação dos eixos coordenados.

Essa orientação é necessária para que se possa efetuar a soma algébrica das excentricidades provenientes da redução dos momentos atuantes em cada seção, bem como das forças cortantes, além de possibilitar a quantificação do número de barras dispostas ao longo de cada face do pilar.

Dessa forma, adota-se a convenção de sinais para as solicitações iniciais da seguinte maneira:

- N é positivo quando a força normal for de compressão;
- V é positivo quando o sentido da força cortante coincidir com o sentido dos eixos coordenados;
- M é positivo quando o momento fletor tracionar o sentido negativo dos eixos coordenados.

3.6.4- SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO

As solicitações atuantes de cálculo são o resultado da majoração e da combinação entre as solicitações características atuantes, pelos coeficientes γ_f .

Esta afirmação somente é válida quando o cálculo das solicitações características for feito por processo linear (elástico ou pseudo-elástico), ou seja, existe proporcionalidade entre as ações (F) e as solicitações atuantes (S_a), e com isso pode-se escrever

$$S_{a,d} = \gamma_f S_{a,k} = \gamma_f (\text{efeito de } F_k) \quad (3.13)$$

Nesse caso, a NBR-8681^(10d) fornece as expressões de $S_{a,d}$ com os respectivos valores dos coeficientes γ_f , descritas a seguir, onde deverá ser considerado o mais desfavorável dos seguintes valores da solicitação:

$$S_{a,d} = 1,4 S_{gk} + 1,4 S_{qk} + 1,2 S_{ek} \quad (3.14)$$

$$S_{a,d} = 0,9 S_{gk} + 1,4 S_{qk} + 1,2 S_{ek} \quad (3.15)$$

Quando existirem ações variáveis de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, que causem solicitações $S_{qk1} \geq S_{qk2} \geq S_{qk3} \geq \dots$, deverá ser utilizada a seguinte expressão:

$$S_{a,d} = \gamma_g S_{gk} + \gamma_q \left[S_{qk1} + \psi_0 S_{qk2} \right] \quad (3.16)$$

sendo

$\gamma_g = 1,4$ ou $0,9$ para solicitações permanentes de grande variabilidade;

$\gamma_q = 1,4$ para solicitações variáveis;

$\psi_0 = 0,4$ para solicitações de uso dos edifícios;

$\psi_0 = 0,6$ para solicitações devidas à ação do vento.

Embora esses sejam os valores usuais a serem utilizados para a avaliação das solicitações, há casos que devem ser diferenciados devido às suas características. A seguir, apresenta-se as situações em que o coeficiente 1,4 deverá ser aumentado para 1,8.

- Paredes com espessura inferior a 20,0 cm;
- pilares de seção transversal, com raio de giração não menor do que 6,0 cm, composta de retângulos (cantoneiras, zês, tês, duplos tês), cada um dos quais com largura não inferior a 10,0 cm nem a 1/5 do respectivo comprimento;
- pilares de seção transversal retangular com largura não inferior a 12,0 cm e comprimento não superior a 60,0 cm, apoiados no elemento estrutural subjacente em toda a sua extensão de sua base, consideradas obrigatoriamente no seu cálculo a flexão oriunda das ligações com a laje e vigas e a flambagem conjunta dos pilares superpostos.

Quando o cálculo das solicitações for feito por processo não-linear, o coeficiente γ_f será aplicado à ação característica; logo:

$$S_{a,d} = \text{efeito de } F_d = \text{efeito de } (\gamma_f F_k) \quad (3.17)$$

Para o caso de estruturas de edifícios onde se faz necessária a consideração do efeito de 2^a ordem global, ou seja, o comportamento da estrutura deixa de ser linear em virtude da alteração da geometria do sistema, o coeficiente γ_f pode ser desdobrado em coeficientes parciais, de acordo com a NBR-8681⁽¹⁰⁶⁾, itens 4.2.3.1 e 5.1.2.1.

3.6.5- RESUMO DAS SOLICITAÇÕES INICIAIS DE CÁLCULO

Para a determinação dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, deve-se combinar, de diferentes maneiras, todas as solicitações provenientes dos diversos tipos de carregamentos atuantes, devendo ser estabelecidas tantas combinações quantas forem necessárias para que a segurança do edifício seja verificada.

Assim sendo, no caso em que a ação do vento é descartada, as combinações possíveis para edifícios podem ser resumidas pela tabela 3.6.

Tab. 3.6 - Combinações últimas entre G e Q.

Combinações	1	2	3
Permanentes (G)	1,4	1,4	0,9
Uso (Q)	0	1,4	1,4
Vento (W)	0	0	0

Obs: O valor 1,4 pode ser alterado em função das observações feitas no item 3.6.4.

Tomando-se, agora, a expressão 3.16, com alternância entre ação do vento e carga de uso como solicitação variável principal, pode-se relacionar as combinações possíveis entre solicitações através da tabela 3.7.

Tab. 3.7 - Combinações últimas entre G, Q e W.

Combinações	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Permanentes (G)	1,4	1,4	0,9	1,40	1,40	1,4	0,90	0,90	0,9
Uso (Q)	0	1,4	1,4	1,40	0,56	0	1,40	0,56	0
Vento (W)	0	0	0	0,84	1,40	1,4	0,84	1,40	1,4

Obs: O valor 1,4 pode ser alterado em função das observações feitas no item 3.6.4.

Quando se tem a ação do vento em duas direções, deve-se criar mais seis combinações com os valores dados pelas colunas 4 @ 9, tomando-se a ação do vento na outra direção igual a zero, pois são eventos que não podem ocorrer ao mesmo tempo. Cabe lembrar que tais combinações devem levar em conta a alternância de sinais dos esforços provenientes dessa ação.

A combinação entre as solicitações iniciais características é possível desde que as mesmas sejam obtidas por processo linear, logo pode-se fazer tal combinação com auxílio da planilha 3.2, obtendo-se, assim, as solicitações iniciais de cálculo.

Deve-se salientar que a utilização dessa planilha é muito útil quando o cálculo for feito manualmente, podendo-se descartar algumas das combinações a serem tabeladas através

da simples comparação entre os valores já obtidos. Cabe lembrar que tal utilização é desnecessária quando se utiliza o programa desenvolvido neste trabalho.

Plan. 3.2 - Resumo das solicitações iniciais de cálculo.

n ^o	descrição	compr (l)	γ_g	γ_q	γ_w	N _d	T B	M _{xd}	M _{yd}	V _{xd}	V _{yd}
1.1							T				
							B				
1							T				
							B				
1.27							T				
							B				
2.1							T				
							B				

Obs: O segundo índice do número corresponde a cada caso de combinação.

3.7- SOLICITAÇÕES FINAIS DE CÁLCULO

Quando a estrutura do edifício pode ser considerada como tendo nós fixos, efetua-se o dimensionamento de cada pilar considerado isoladamente. Neste caso, uma vez conhecida as solicitações iniciais de cálculo, pode-se calcular as excentricidades de primeira ordem e_1 , gerando as situações de projeto, e a elas devem ser somadas as excentricidades acidentais e_a , bem como a excentricidade de 2^a ordem e_2 e a excentricidade suplementar e_c quando se fizer necessário, conforme será descrito a seguir, possibilitando a obtenção das solicitações finais de cálculo.

3.7.1- SITUAÇÕES DE PROJETO

As situações de projeto são divididas em três casos: compressão centrada, flexão normal composta e flexão oblíqua composta, conforme ilustra a figura 3.11.

As excentricidades e_1 do topo e da base do pilar são obtidas através das expressões 3.21 e 3.22, onde os valores de N_d , M_{xd} e M_{yd} encontram-se tabelados na planilha 3.2. Já os sinais dos esforços solicitantes seguem a convenção estabelecida ao final do item 3.6.3, ilustrada pela

figura 3.12.

$$e_{ix} = \frac{M_{xd}}{|N_d|} \quad (3.21)$$

$$e_{iy} = \frac{M_{yd}}{|N_d|} \quad (3.22)$$

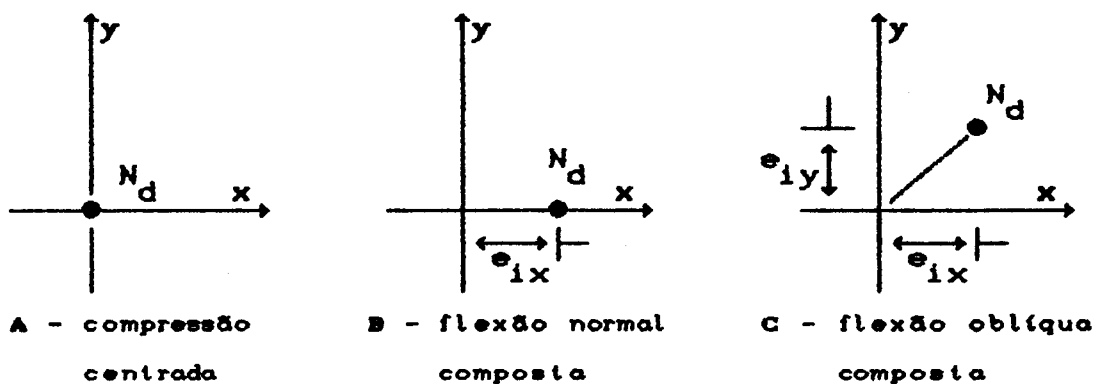


Fig. 3.11 - Situações de projeto.

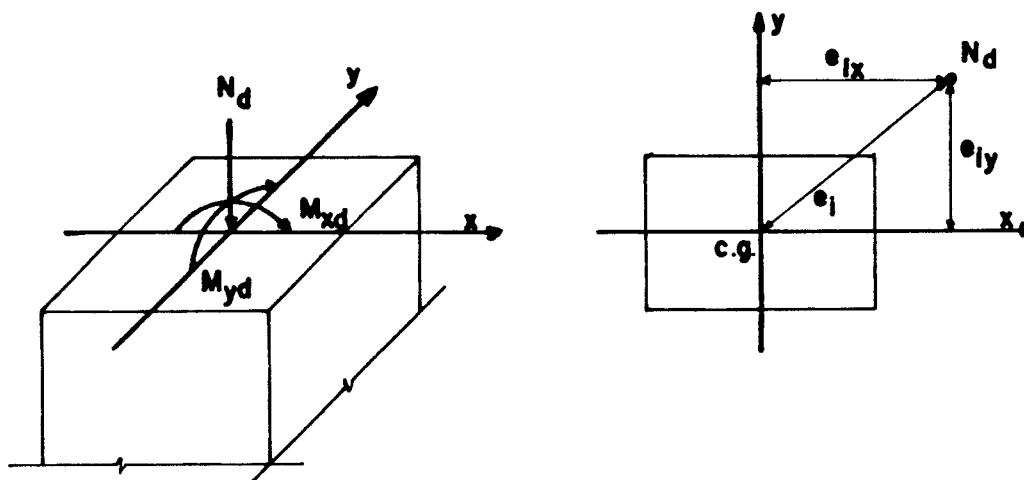


Fig. 3.12 - Convenção de sinais - excentricidades de 1ª ordem.

No caso de pilares medianamente esbeltos que tenham excentricidades extremas diferentes, pode-se calcular o valor da excentricidade na seção intermediária através da expressão 3.23, fornecida pela NBR-6118^[02], item 4.1.1.3.c., a saber:

$$e_1 = 0,6 e_{1T} + 0,4 e_{1B} \geq 0,4 e_{1T} \quad (3.23)$$

sendo $e_{1T} > |e_{1B}|$, onde os índices T e B indicam seção do topo e da base, respectivamente.

3.7.2- EXCENTRICIDADE ACIDENTAL

Para se levar em conta a incerteza da localização da força normal e o possível desvio do eixo da peça durante a sua construção, em relação à posição prevista no projeto, a NBR-6118⁽⁰²⁾ prevê a consideração de uma excentricidade adicional de 1ª ordem, designada por excentricidade acidental e_a . O valor dessa excentricidade é fornecido pela expressão 3.24, devendo ser considerada na direção em que ela puder ser mais desfavorável para o pilar em estudo, sendo

$$e_a = \frac{h}{30} \quad (3.24)$$

onde h é a maior dimensão da seção na direção em que se considerar a excentricidade, respeitando-se os seguintes limites:

- para pilares $e_a \geq 2,0$ cm;
- para paredes $1,5 \leq e_a \leq 2,5$ cm.

Cabe ressaltar que o limite para pilares, dado por $e_a \geq 2,0$ cm, parece ser elevado quando o mesmo tem dimensões pequenas.

3.7.3- EXCENTRICIDADE DE 2ª ORDEM

No estudo dos pilares medianamente esbeltos e esbeltos, devem ser consideradas, além das excentricidades de 1ª ordem já mencionadas, as excentricidades de 2ª ordem que aparecem em virtude das deformações da própria estrutura, cujo valor é dado por:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \left[\frac{1}{r} \right]_{\text{base}} \quad (3.25)$$

onde l_e é definido no item 3.3 e $[1/r]$ é a curvatura da base do pilar.

3.7.4- EXCENTRICIDADE SUPLEMENTAR

No dimensionamento dos pilares esbeltos, quando houver cargas de longa duração, deverá ser considerado, obrigatoriamente, os efeitos da deformação lenta ou fluência. Para isso, pode-se usar o método da excentricidade equivalente, onde se admite que todos os carregamentos sejam de curta duração, através da utilização de uma excentricidade suplementar e_c de 1ª ordem, dada por:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left[\exp \left(\frac{\phi N_{dg}}{N_{cr} - N_{dg}} \right) - 1 \right] \quad (3.26)$$

onde, segundo FRANCO⁽¹⁴⁾, tem-se que

e_{ig} = excentricidade devida às cargas de longa duração;

e_a = excentricidade acidental;

ϕ = coeficiente de fluência, geralmente igual a 2,0;

N_{dg} = força normal de cálculo devida às cargas de longa duração;

N_{cr} = carga crítica de Euler, dada por:

$$N_{cr} = \frac{10 E_c I}{l_e^2} \quad (3.27), \quad \text{sendo}$$

I = momento de inércia da seção sem considerar a armadura;

E_c = módulo de deformação longitudinal do concreto à compressão, dado por:

$$E_c = 6600 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.28)$$

com f_{ck} em MPa.

3.7.5- SITUAÇÕES DE CÁLCULO

Conforme visto anteriormente, as situações de cálculo são decorrentes das situações de projeto acrescidas das excentricidades e_a , e_2 e e_c . Desse modo, essas situações podem ser resumidas de acordo com a figura 3.13, onde aparecem as parcelas de cada caso somadas nas direções x e y, resultando duas situações de cálculo para cada situação de projeto.

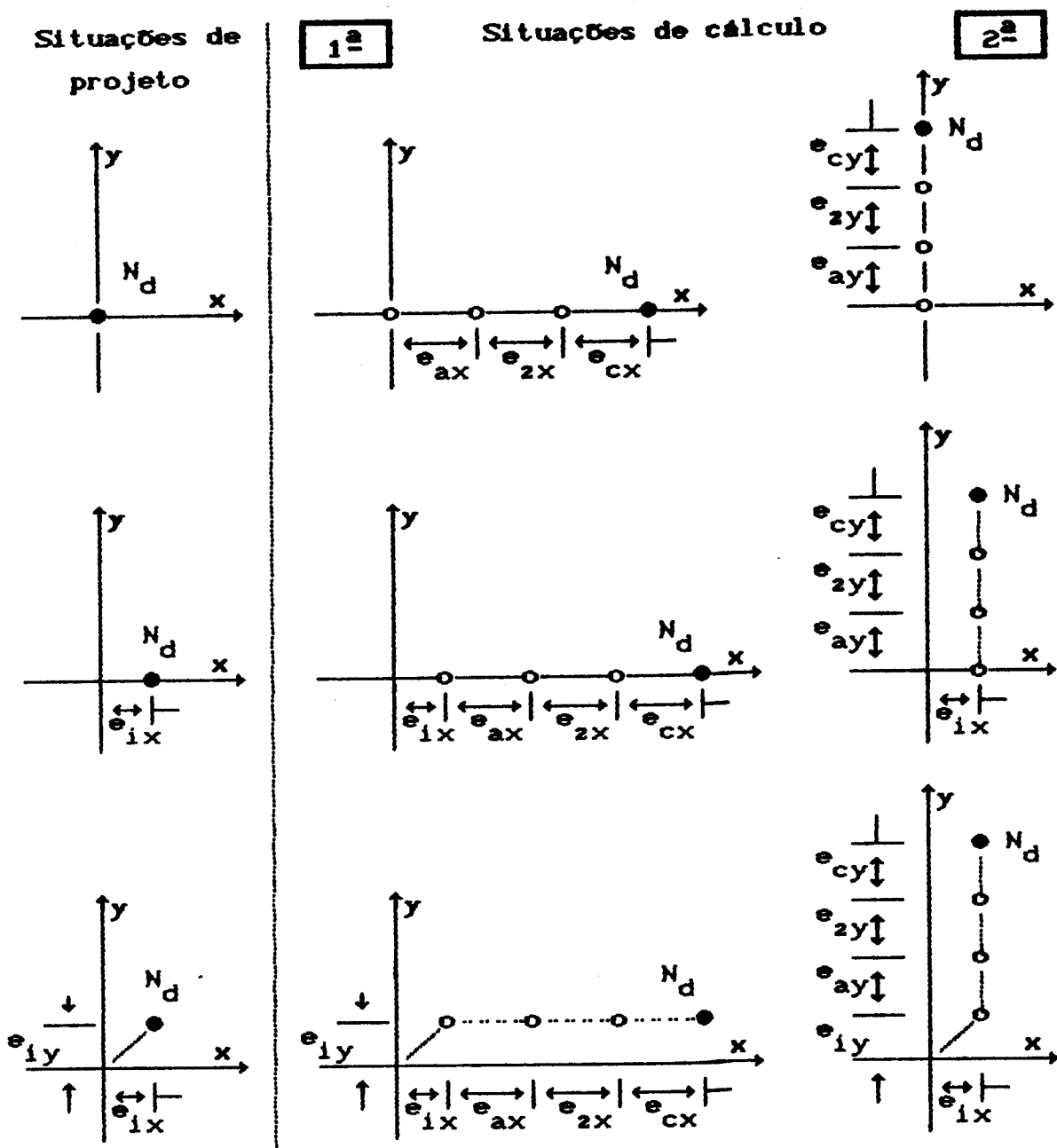


Fig. 3.13 - Situações de projeto e situações de cálculo.

As situações de cálculo aqui expostas são resultantes da ampliação das mesmas situações estabelecidas pela NBR-6118⁽¹⁰²⁾, item 4.1.1.3.a. Tal procedimento é exequível pois a excentricidade e_a tem como única finalidade a de estabelecer uma segurança adicional contra os efeitos da incerteza quanto ao ponto de aplicação das cargas e quanto à linearidade e verticalidade dos pilares. Além disso, a excentricidade de 2ª ordem e_2 e a excentricidade suplementar e_c , devida à fluência, não podem ser admitidas na mesma direção da excentricidade oblíqua e_1 . Segundo FUSCO⁽¹⁵⁾, o procedimento adotado é coerente com o que recomenda o Código Modelo do CEB.

Como tais situações foram apresentadas de forma genérica e lembrando-se que a excentricidade de 2ª ordem e suplementar aparecem somente quando os pilares possuem $\lambda > 40$ e $\lambda > 80$, respectivamente, deve-se fazer uma análise particular para cada tipo de pilar em função do seu índice de esbeltez e do procedimento de cálculo adotado, conforme discriminado na tabela 3.8.

Tab 3.8 - Procedimento de cálculo adotado em função do índice de esbeltez.

λ	consideração das deformações	consideração da fluência	procedimento de cálculo adotado
0 e 40	dispensável	dispensável	simplificado
40 e 80	obrigatória	dispensável	simplificado
80 e 140	obrigatória	obrigatória	exato

A- Pilar pouco esbelto

O pilar é considerado pouco esbelto quando o maior índice de esbeltez da peça for menor ou igual a 40.

Neste caso, o processo de cálculo adotado para o dimensionamento é exato, flexão composta oblíqua, apresentado no item 4.5.1, cujas seções a serem analisadas são as do topo e da base do pilar, considerando-se apenas a excentricidade accidental, dada por 3.24. Tomando-se o caso genérico das

situações de cálculo, as mesmas podem ser resumidas pela figura 3.14.

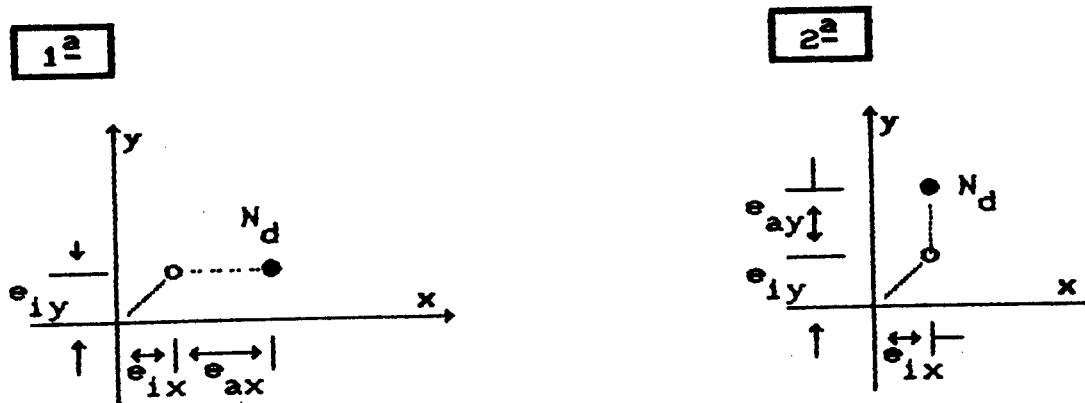


Fig. 3.14 - Situações de cálculo genéricas da seção topo/base para pilares curtos.

B- Pilar medianamente esbelto

O pilar é considerado medianamente esbelto quando o maior índice de esbeltez da peça estiver contido no intervalo $40 < \lambda \leq 80$.

Neste caso, o processo de cálculo adotado é o mesmo do item A, flexão composta oblíqua, cujas seções a serem analisadas são as do topo, da base e intermediária. Nas seções do topo e da base será considerada apenas a excentricidade accidental, enquanto que na seção intermediária, além da excentricidade accidental, deverá ser considerada a excentricidade de 2ª ordem e_2 , porém com novo valor de e_1 , dado por 3.23 que resulta e_1^* . De forma análoga ao caso anterior, as situações de cálculo podem ser resumidas pela figura 3.15.

Deve-se observar que e_2 será considerado apenas na direção onde λ for maior que 40 e seu valor será dado pela substituição de $[1/r]_{base}$ da expressão 3.25, pela expressão 4.74, resultando a expressão 3.29, dada a seguir.

$$e_2 = \frac{e_1^2}{10} \left[\frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu_d + 0,5) h} \right] \quad (3.29)$$

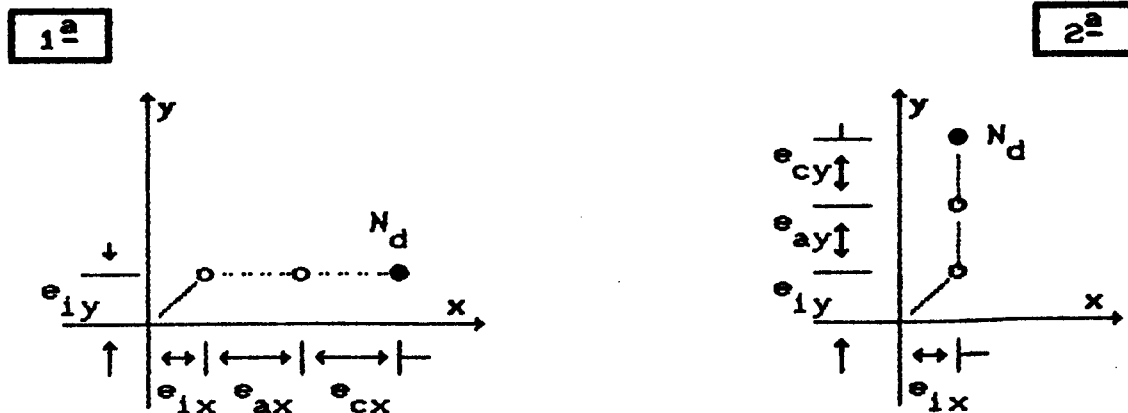


Fig. 3.16 - Situações de cálculo genéricas das seções topo/base para pilares esbeltos calculados pelo processo do pilar padrão com o método geral.

Cabe observar que e_c será considerado apenas na direção onde λ for maior que 80; entretanto o processo de cálculo utilizado será o mesmo para qualquer direção, independentemente do valor do índice de esbeltez encontrado.

Nos casos de flexão em duas direções, deve-se empregar o critério de linearização do diagrama de interação, uma vez que o processo de dimensionamento adotado trabalha somente com flexão em uma direção.

Tal procedimento consiste na determinação dos momentos críticos de 1ª ordem, para cada uma das direções principais, definidos pelos pontos 1 e 2 da figura 3.17. Admitindo-se que a superfície do diagrama de interação é convexa, pode-se unir os dois pontos por uma reta, definindo-se, assim, uma região de segurança para o pilar em estudo.

A equação da reta em questão é dada por

$$\mu_x = - \frac{\mu_{x1,crit}}{\mu_{y1,crit}} \mu_y + \mu_{x1,crit} \quad (3.30),$$

onde os valores de $\mu_{x1,crit}$ e $\mu_{y1,crit}$ são obtidos através do processo do pilar padrão com o método geral, fixando-se os valores de ν_d e ω , para uma dada disposição da armadura.

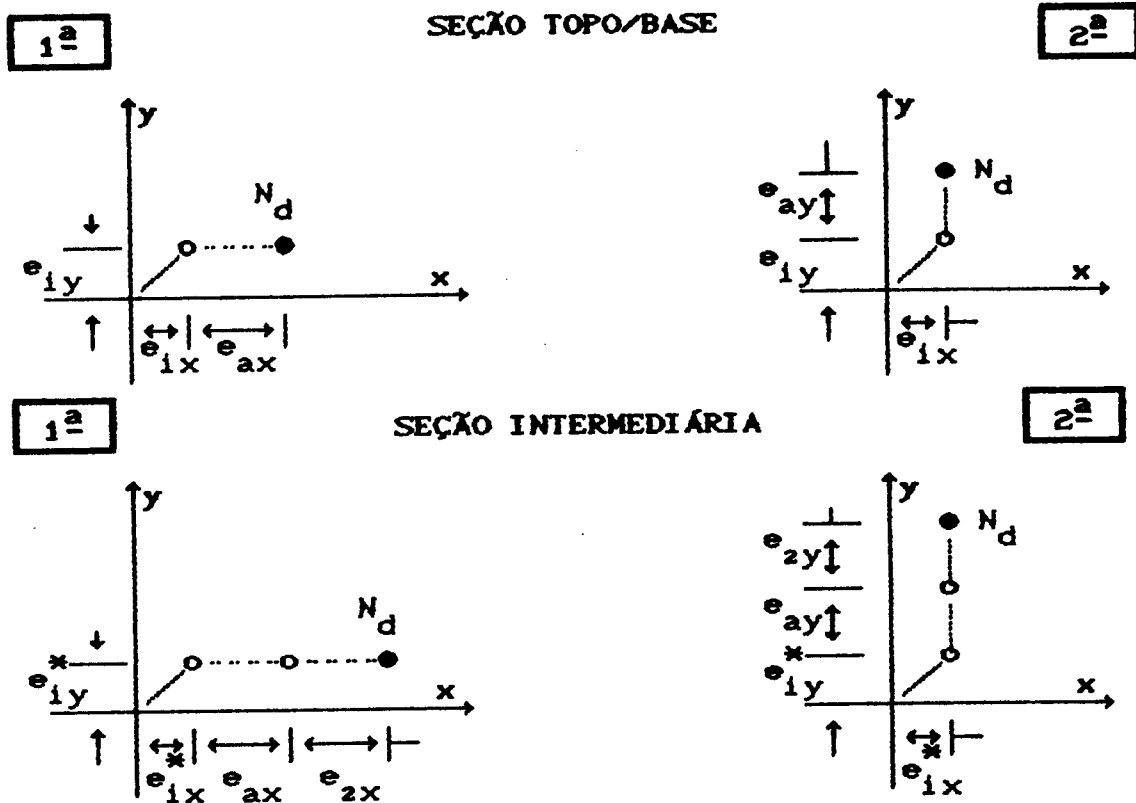


Fig. 3.15 - Situações de cálculo genéricas das seções topo/base e intermediária para pilares medianamente esbeltos.

C- Pilar esbelto

O pilar é considerado esbelto quando o maior índice de esbeltez da peça estiver contido no intervalo $80 < \lambda \leq 140$.

Neste caso, FUSCO⁽¹⁵⁾ aconselha a utilização do processo do pilar padrão com o método geral, apresentado no item 4.5.2, no cálculo de pilares de seção constante submetidos à força normal constante. Quando se utiliza esse processo, as seções a serem analisadas são as do topo e da base, considerando-se apenas a excentricidade acidental e_a e a excentricidade suplementar e_c , dada por 3.26. Não se faz necessário o cálculo da excentricidade de 2ª ordem e_2 , bem como a análise da seção intermediária, pois essas considerações estão inclusas no próprio processo. Dessa forma, as situações de cálculo podem ser resumidas pela figura 3.16.

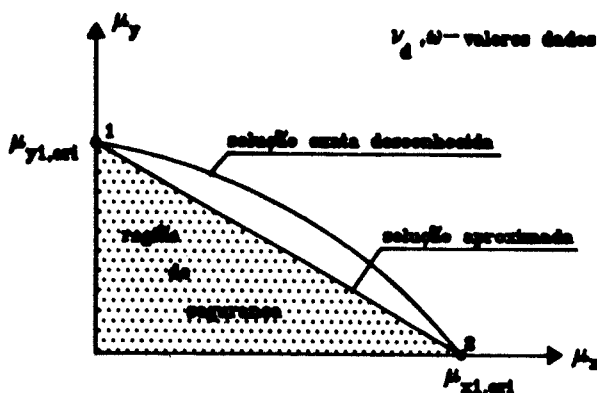


Fig. 3.17 - Linearização do diagrama de interação⁽¹⁵⁾.

Desse modo, para se efetuar a verificação da segurança é necessário que a solicitação final, dada por $(\nu_d, \mu_{dx}, \mu_{dy})$, esteja contida dentro da região já definida.

Para efeito de dimensionamento, a solução mais econômica sucede quando o ponto A, definido por (μ_{dx}, μ_{dy}) , pertencer à equação da reta encontrada, conforme ilustra a figura 3.18.

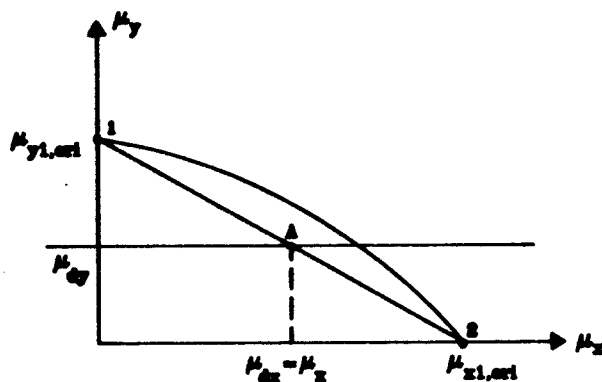


Fig. 3.18 - Dimensionamento da armadura.

Assim, fixando-se o valor de μ_{dy} , deve-se procurar o valor de ω que satisfaça a igualdade da equação 3.31, uma vez que os valores de $\mu_{x1,crit}$ e $\mu_{y1,crit}$ dependem do mesmo.

$$\mu_{dx} = - \frac{\mu_{x1,crit}}{\mu_{y1,crit}} \mu_{dy} + \mu_{x1,crit} \quad (3.31)$$

onde os valores de ν_d , μ_{dx} e μ_{dy} são obtidos, respectivamente, pelas equações 4.49, 4.50 e 4.51.

O procedimento de linearização do diagrama de

interação será utilizado quando a condição dada pela expressão 3.32 for verdadeira, ou seja

$$0,2 < \frac{e_{ix} / h_x}{e_{iy} / h_y} < 5,0 \quad (3.32), \quad \text{onde}$$

e_{ix} e e_{iy} são excentricidades iniciais de 1ª ordem, não incluídas as demais. Em caso contrário, para cada uma das direções principais, a seção mais solicitada deve ser verificada separadamente para as excentricidades

$$e_x = e_{ix} + e_{ax} + e_{cx} \quad (3.33)$$

$$e_y = e_{iy} + e_{ay} + e_{cy} \quad (3.34)$$

reduzindo, assim, a flexão oblíqua a duas flexões normais independentes.

D- Resumo das situações de cálculo

Para se evitar tal análise através de gráficos, pode-se utilizar a planilha 3.3 na composição das excentricidades adicionais, facilitando o cálculo manual das excentricidades totais e_t nas direções x e y, cujo valor é dado pela soma das parcelas e_i , e_a , e_2 e e_c , para cada situação de cálculo.

Plan. 3.3 - Resumo das situações de cálculo.

nº	descrição	seção	compr (l)	λ_x	λ_y	T	x	e_i	e_a	e_2	e_c	e_t						
						I	y											
1.1.1						T	x											
						I	y											
						B	x											
							y											
						1.1.2						T	x					
												I	y					
B	x																	
	y																	

Obs: O terceiro índice do número corresponde a cada situação de cálculo.

3.7.6- RESUMO DAS SOLICITAÇÕES FINAIS DE CÁLCULO

Com os valores das excentricidades totais, pode-se calcular as solicitações finais de cálculo utilizando-se as expressões 3.35 e 3.36, dadas por:

$$M_{xdf} = |N_d e_{tx}| \quad (3.35)$$

$$M_{ydf} = |N_d e_{ty}| \quad (3.36)$$

onde os valores de e_{tx} e e_{ty} encontram-se tabelados na planilha 3.3.

Plan. 3.4 - Resumo das solicitações finais de cálculo para dimensionamento e detalhamento das armaduras.

n°	descrição	compr (l)	N _d	T	M _{xdf}	M _{ydf}	ρ	A _s	φ
				I					
1.1.1				T					
				I					
				B					
1.1.2				T					
				I					
				B					
1				T					
				I					
				B					
1.27.2				T					
				I					
				B					

Obs: O terceiro índice do número corresponde a cada situação de cálculo.

Na sequência, com o auxílio da planilha 3.4,

pode-se dar início ao dimensionamento das armaduras para cada situação em análise, utilizando-se os procedimentos descritos no próximo capítulo. Com a utilização do programa desenvolvido neste trabalho, tal planilha será fornecida automaticamente para que se possa efetuar o detalhamento dos pilares, além de servir como memória de cálculo do projeto.

4 - DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO

4.1 - GENERALIDADES

Entende-se por dimensionamento, o cálculo das dimensões necessárias para a seção transversal de concreto e das armaduras de modo que os esforços atuantes (S), na sua combinação mais desfavorável, não ultrapassem os esforços resistentes (R).

Os esforços atuantes são aqueles que agem sobre a estrutura, decorrentes das cargas permanentes e cargas variáveis; já os esforços resistentes são provenientes da capacidade limite da peça, oriundos da distribuição de tensões quando se atinge o esgotamento real ou convencional da resistência dos materiais.

Na verificação da segurança contra os estados limites últimos, ambos os esforços são tomados com seus valores de cálculo; logo:

$$\gamma_f S_k \leq \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (4.1)$$

ou seja

$$S_d \leq R_d \quad (4.2)$$

Esquemáticamente, tem-se:

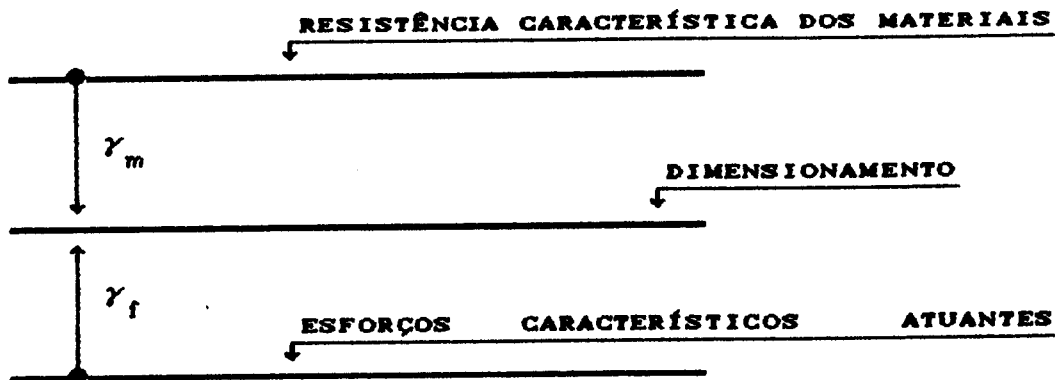


Fig. 4.1 - Esquema de dimensionamento no estado limite último.

Para se chegar nos esforços resistentes de cálculo é necessário conhecer as resistências de cálculo dos materiais, sendo estas iguais às resistências características dos materiais minoradas pelos respectivos coeficientes γ_m .

Já os esforços atuantes de cálculo são provenientes da majoração dos esforços característicos atuantes pelos coeficientes γ_f , desde que haja proporcionalidade entre S_a e as ações (F), conforme visto no item 3.6.4 deste trabalho.

4.2- ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Ao se fazer uma análise da segurança contra a ruína de uma estrutura, o calculista deve estabelecer limites para todos os tipos de solicitações evitando que ocorra um dos seguintes estados limites últimos:

- perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como corpo rígido;
- ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema

hipostático;

- instabilidade por deformação;
- instabilidade dinâmica.

Analisando-se, agora, o comportamento de uma peça estrutural em concreto armado, sujeita a solicitações normais, pode-se encontrar dificuldades para caracterizar o esgotamento da capacidade resistente da mesma, seja por ruptura do concreto ou por alongamento excessivo da armadura.

Para sanar tal problema, considera-se um estado limite último convencional que pode ser designado por: estado limite último de ruptura, sendo este alcançado quando a fibra mais comprimida do concreto atinge um encurtamento específico último convencional igual a ϵ_{cu} , podendo variar na compressão excêntrica entre $0,20\% < \epsilon_{cu} < 0,35\%$, sendo $\epsilon_{cu} = 0,20\%$ na compressão axial e $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ na flexão pura; ou por estado limite último de deformação plástica excessiva, alcançado quando a barra mais tracionada tiver um alongamento específico último convencional igual a $\epsilon_{su} = 1,0\%$.

Em se tratando de peças esbeltas deve-se considerar, ainda, o estado limite último de instabilidade.

4.3- HIPÓTESES DE CÁLCULO

Para o estudo da capacidade das peças em concreto armado sujeitas a solicitações normais, no estado limite último, admitem-se as seguintes hipóteses básicas.

4.3.1- MANUTENÇÃO DA SEÇÃO PLANA

As seções planas consideradas em um pilar, orientadas perpendicularmente ao seu eixo, permanecem planas até o estado limite último, isto é, permanece válida a hipótese de Navier; com isso, o diagrama de deformações normais específicas é proporcional à sua distância em relação à linha neutra da seção.

4.3.2- SOLIDARIEDADE DOS MATERIAIS

A ação conjunta entre as barras da armadura e o concreto se deve à firme ligação por aderência, abordada com mais detalhes no item 5.2.1, garantindo que as barras da armadura tenham a mesma deformação específica das fibras vizinhas de concreto.

Outro fator importante, é o fato de que os dois materiais têm aproximadamente o mesmo coeficiente de dilatação térmica; com isso, pode-se admitir uma perfeita solidariedade entre eles, sem o surgimento de tensões localizadas.

4.3.3- DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

A distribuição convencional das tensões para concreto normais em função da deformação correspondente, é ilustrado pela Fig. 4.2 .

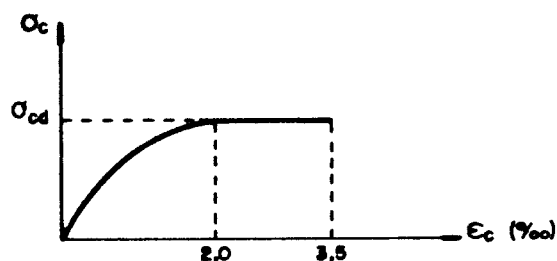


Fig. 4.2- Diagrama tensão x deformação de cálculo para o concreto.

Com relação a este diagrama simplificado, se faz necessário alguns comentários, a saber:

- a curva tensão-deformação é formada por uma parábola de 2º grau desde a origem até o ponto correspondente a $\epsilon_c = 0,20\%$,

descrita pela equação

$$\sigma_c = \sigma_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{0,002} \right)^2 \right] \quad (4.3)$$

continuada por um patamar até $\epsilon_c = 0,35\%$, com ordenada máxima igual a σ_{cd} ;

- o valor de σ_{cd} é dado por

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} \quad (4.4)$$

onde o coeficiente 0,85 é um fator de redução da resistência característica do concreto, decorrente do efeito Rüşh, que leva em conta a redução dessa resistência devida a aplicação de cargas de longa duração, quando comparada a carregamentos de curta duração;

- na verificação do estado limite último, o valor do f_{ck} é tomado aos 28 dias, podendo ser alterado desde que o seu valor seja reduzido de acordo com o f_{cj} na idade j prevista, desde que $j < 28$ dias;

- é totalmente desprezada, a favor da segurança, a resistência do concreto à tração;

- este diagrama é válido para qualquer forma de seção transversal.

Tomando-se, agora, a seção transversal de uma peça submetida a solicitações normais, no estado limite último, pode-se representar os diagramas de deformação e a distribuição de tensões de compressão no concreto, admitindo-se que a linha neutra esteja localizada na seção, mostrado na figura a seguir.

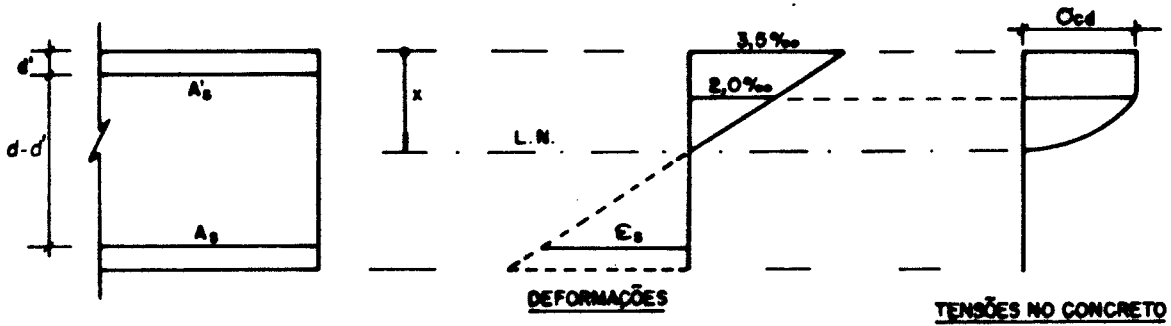


Fig. 4.3 - Diagrama de deformação e distribuição de tensões no concreto.

4.3.4- DIAGRAMAS DE CÁLCULO DOS AÇOS

Os aços das armaduras utilizadas no concreto armado são divididos em duas categorias: aços classe A e aços classe B.

Essa divisão é função do processo de fabricação que modifica as características mecânicas, mostrado pelos diagramas tensão-deformação, e o comportamento estrutural do aço.

O diagrama tensão-deformação para os aços classe A, que são laminados a quente e resfriados ao ar livre, é mostrado pela Fig. 4.4, sendo que o diagrama de cálculo, caracterizado pela linearidade do diagrama até o limite de escoamento e pela presença do patamar de escoamento, adotado pela NBR-6118^[02], está indicado na Fig. 4.5.

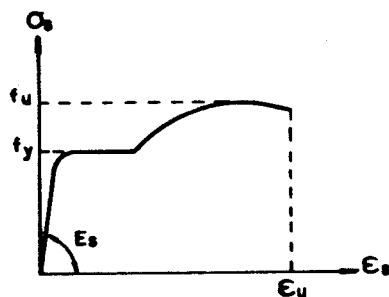


Fig. 4.4 - Diagrama tensão x deformação real para aços classe A.

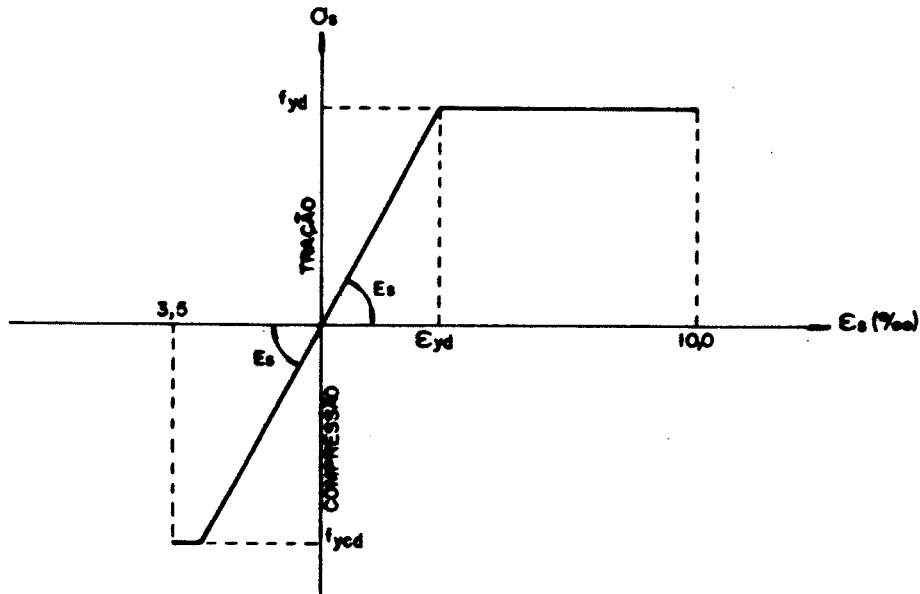


Fig. 4.5 - Diagrama tensão x deformação convencional para aços classe A.

Já o diagrama tensão-deformação para os aços classe B, que são laminados a quente e encruados por deformação a frio (torção, tração, trefilação, etc.), é dado pela Fig. 4.6, sendo que o diagrama de cálculo, caracterizado pela linearidade do diagrama até $\sigma_s = 0,7 \times f_{yd}$, continuada por uma parábola do 2º grau até o ponto correspondente à tensão de escoamento convencional, descrita pela equação

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + \frac{1}{45} \left[\frac{\sigma_s}{f_{yd}} - 0,7 \right]^2 \quad (4.5)$$

e pela presença do patamar de escoamento, adotado pela NBR-6118⁽⁰²⁾, está indicado na Fig. 4.7.

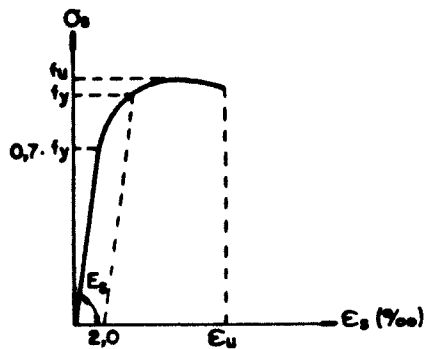


Fig. 4.6 - Diagrama tensão x deformação real para aço classe B.

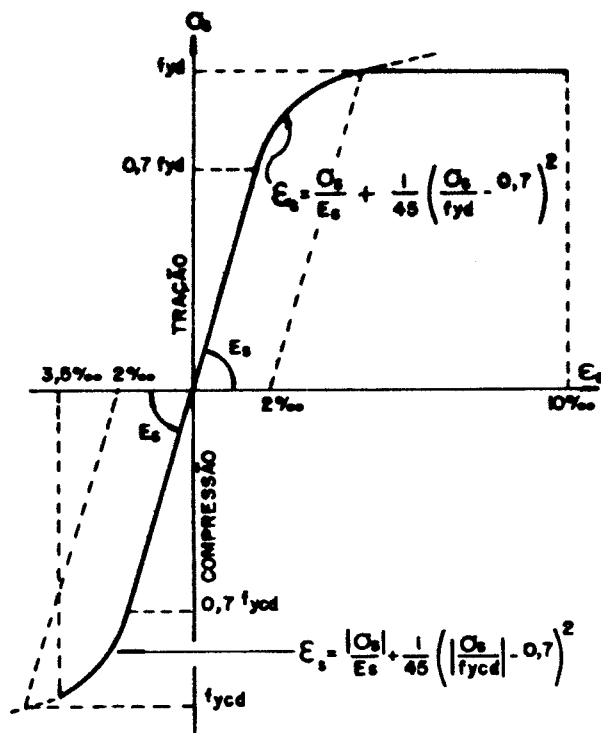


Fig. 4.7 - Diagrama tensão x deformação convencional para aço classe B.

Para as duas categorias, a NBR-6118⁽⁰²⁾ adota o valor do módulo de deformação longitudinal do aço igual a 210.000,0 MPa e admite um comportamento na compressão, análogo ao da tração, ilustrado pela Fig. 4.5 e Fig. 4.7.

4.3.5- DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO DA SEÇÃO

Analisa-se, agora, o comportamento do diagrama das deformações específicas (ϵ), no estado limite último, para uma seção em concreto armado sujeita a solicitações normais, tendo-se como limites as deformações específicas últimas convencionais, dadas ao final do item 4.2.

A figura 4.8 mostra os casos de deformações possíveis para cada uma das regiões de funcionamento, denominadas por domínios de deformação, onde a posição da linha neutra varia de $-\infty$, no caso de tração uniforme (reta a), a $+\infty$ para compressão uniforme (reta b).

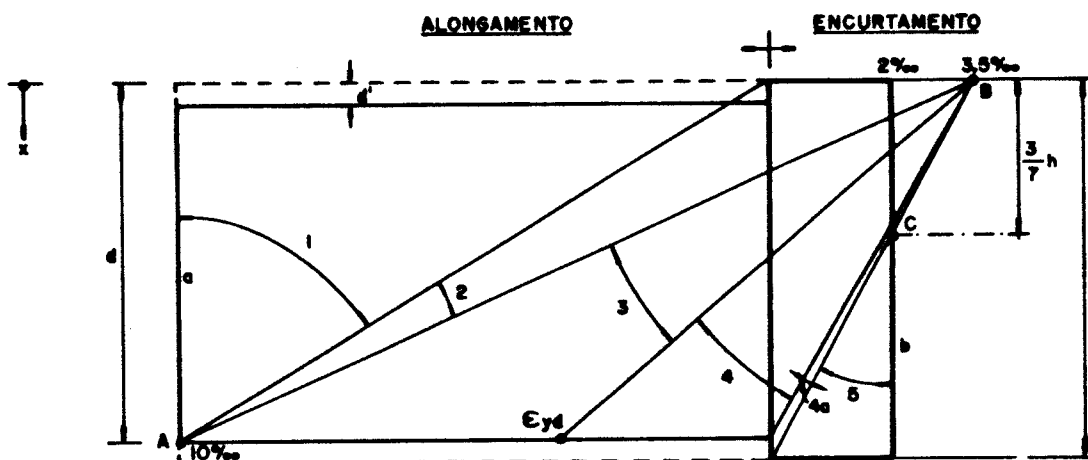


Fig. 4.8 - Domínios de deformação.

Com relação aos domínios de deformação, pode-se tecer as seguintes observações:

DOMÍNIO 1 : linha neutra varia de $-\infty$ até zero, indicando que a seção está inteiramente tracionada, e o alongamento específico último da armadura é fixado com $\epsilon_{su} = 1,00\%$. Este domínio é caracterizado pelos casos de tração uniforme e de tração excêntrica com pequena excentricidade;

DOMÍNIO 2 : linha neutra corta a seção de tal forma que o encurtamento específico último do concreto fique

compreendido entre $0,0\% \leq \epsilon_{cu} \leq 0,35\%$ e ϵ_{su} continue constante e igual a $1,00\%$. Este domínio é caracterizado pelos casos de tração excêntrica com grande excentricidade, de flexão pura e de compressão excêntrica com grande excentricidade;

DOMÍNIO 3 : linha neutra corta a seção de tal forma que ϵ_{cu} fique constante e igual a $0,35\%$ e ϵ_{su} varie entre $\epsilon_{yd} \leq \epsilon_{su} \leq 1,00\%$. Este domínio também é caracterizado pelos casos de tração excêntrica com grande excentricidade, de flexão pura e de compressão excêntrica com grande excentricidade;

DOMÍNIO 4 : linha neutra corta a seção de tal forma que ϵ_{cu} continue constante e igual a $0,35\%$ e ϵ_{su} varie entre $0,0\% \leq \epsilon_{su} \leq \epsilon_{yd}$. Este domínio é caracterizado pelo caso de compressão excêntrica com grande excentricidade;

DOMÍNIO 4a: linha neutra varia de d até h , sendo que ϵ_{cu} continua constante e igual a $0,35\%$. Este domínio também é caracterizado pelo caso de compressão excêntrica com grande excentricidade ;

DOMÍNIO 5 : linha neutra varia de h até $+\infty$, indicando que a seção está inteiramente comprimida, e ϵ_{cu} é fixado em $0,20\%$ a uma distância de $3h/7$ da borda mais comprimida da seção. Este domínio é caracterizado pelo caso de compressão excêntrica com pequena excentricidade e de compressão uniforme.

Uma importante observação a ser feita, diz respeito ao domínio 5 onde se poderia indagar o porque da não consideração de todo o concreto trabalhar com $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ para o caso limite da compressão uniforme. A explicação para esta pergunta é apresentada por SÜSSEKIND⁽⁸⁴⁾: lembrando a Fig. 4.2, sabe-se que, com $\epsilon_{cu} = 0,20\%$, já atingimos, na correspondente fibra, o valor último da resistência do concreto. Assim, se todo o concreto vai trabalhar com o mesmo

ϵ_c na ocorrência de compressão uniforme, o princípio do trabalho mínimo de deformação nos conduz a concluir que o valor de ϵ_c , em tal situação, deve ser o menor capaz de fazer despertar a totalidade da capacidade resistente da seção, qual seja, 0,20% .

Fazendo-se, agora, uma análise da Fig. 4.8, vê-se que é possível obter todas as posições do diagrama das deformações específicas (ϵ), a partir dos limites de domínio já estabelecidos, através da rotação em torno de três pontos:

PONTO A : caracterizado por $\epsilon_{su} = 1,00\%$;

PONTO B : caracterizado por $\epsilon_{cu} = 0,35\%$;

PONTO C : caracterizado por $\epsilon_{cu} = 0,20\%$ a $3h/7$.

Com isso, pode-se dividir todo o problema em três regiões, mostrado pela Fig. 4.9, facilitando o equacionamento geral, uma vez que essas três regiões englobam os seis domínios, a saber:

REGIÃO I : domínios 1 e 2;

REGIÃO II : domínios 3,4 e 4a;

REGIÃO III : domínio 5.

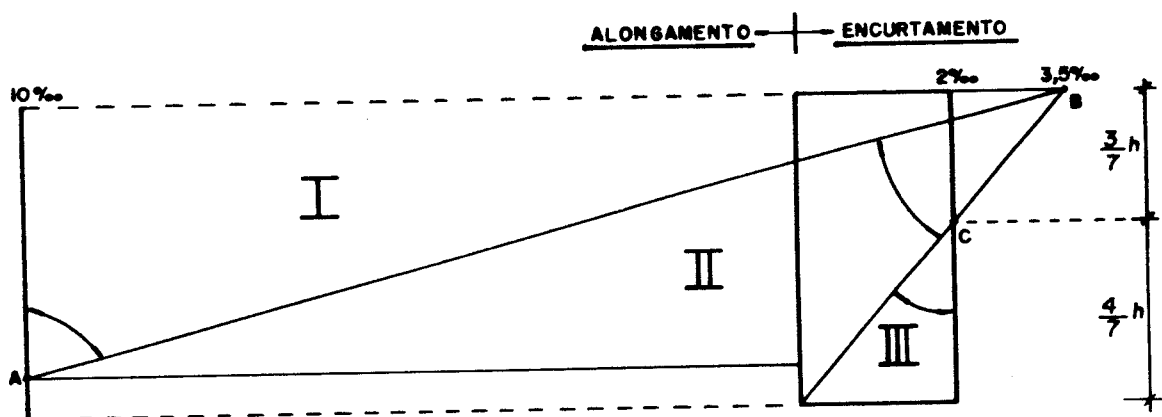


Fig. 4.9 - Domínios de deformação simplificado.

4.4- RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO

Para que se possa calcular as resistências de

cálculo, e com isso efetuar o dimensionamento no estado limite último, é necessário minorar as resistências características dos materiais pelos respectivos coeficientes γ_m , conforme Fig. 4.1, da seguinte forma.

Resistência de cálculo do concreto:

$$\text{- à compressão : } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.6)$$

Resistência de cálculo do aço:

$$\text{- à tração : } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.7)$$

$$\text{- à compressão : } f_{ycd} = \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \quad (4.8)$$

Esses coeficientes de minoração dos materiais, para o cálculo no estado limite último, são fornecidos pela NBR-6118⁽¹⁰²⁾, item 5.4.1, e descritos a seguir:

"- concreto : $\gamma_c = 1,4$ (em geral)

- aço : $\gamma_s = 1,15$ desde que sejam obedecidas as prescrições da EB-3 quanto ao controle de qualidade;

$\gamma_s = 1,25$ quando não for realizado o controle de qualidade de acordo com a EB-3, permitindo-se essa situação apenas em obras de pequena importância, nas quais se empreguem aços das categorias CA-25 e CA-32.

No cálculo das peças para cuja execução sejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente pela concentração de armadura), γ_c deve ser elevado para 1,5.

Para peças pré-moldadas em usina, executadas com cuidados rigorosos, γ_c pode ser reduzido para 1,3.

Os coeficientes de minoração serão multiplicados

por 1,2 quando a peça estiver exposta à ação prejudicial de agentes externos, tais como ácidos, álcalis, águas agressivas, óleos e gases nocivos, temperatura muito alta ou muito baixa."

Sendo os valores das resistências características definidas pelo calculista, pode-se, então, obter as resistências de cálculo.

4.5- DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE PILARES

Uma vez que já foram definidas as solicitações e as resistências de cálculo, pode-se passar para o cálculo das dimensões necessárias para a seção transversal das armaduras, considerando-se que as dimensões externas dos pilares já foram definidas pelo pré-dimensionamento.

Na sequência, apresentam-se os métodos de cálculo utilizados no dimensionamento, admitindo-se a posição inicial das barras dada ao final do item 5.5.1.C, e os procedimentos necessários para a otimização da disposição da armadura.

4.5.1- FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA

Dada uma seção retangular, com barras dispostas simetricamente em relação aos eixos principais da peça, submetida ao caso geral da flexão composta oblíqua, mostrado pela Fig. 4.10, tem-se:

A- Equações de equilíbrio

A condição necessária para o dimensionamento é dada pela igualdade da equação (4.2), ficando:

$$S_d = R_d \quad (4.9)$$

Com isso, pode-se escrever as equações de equilíbrio, dadas por:

$$N_d = \int_{A'_c} \sigma_{cd} dS + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} \quad (4.10)$$

$$M_{dx} = N_d e_x = \int_{A'_c} \sigma_{cd} x dS + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} x_{si} \quad (4.11)$$

$$M_{dy} = N_d e_y = \int_{A'_c} \sigma_{cd} y dS + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} y_{si} \quad (4.12)$$

onde n é o número de barras e $dS = dx dy$ (4.13)

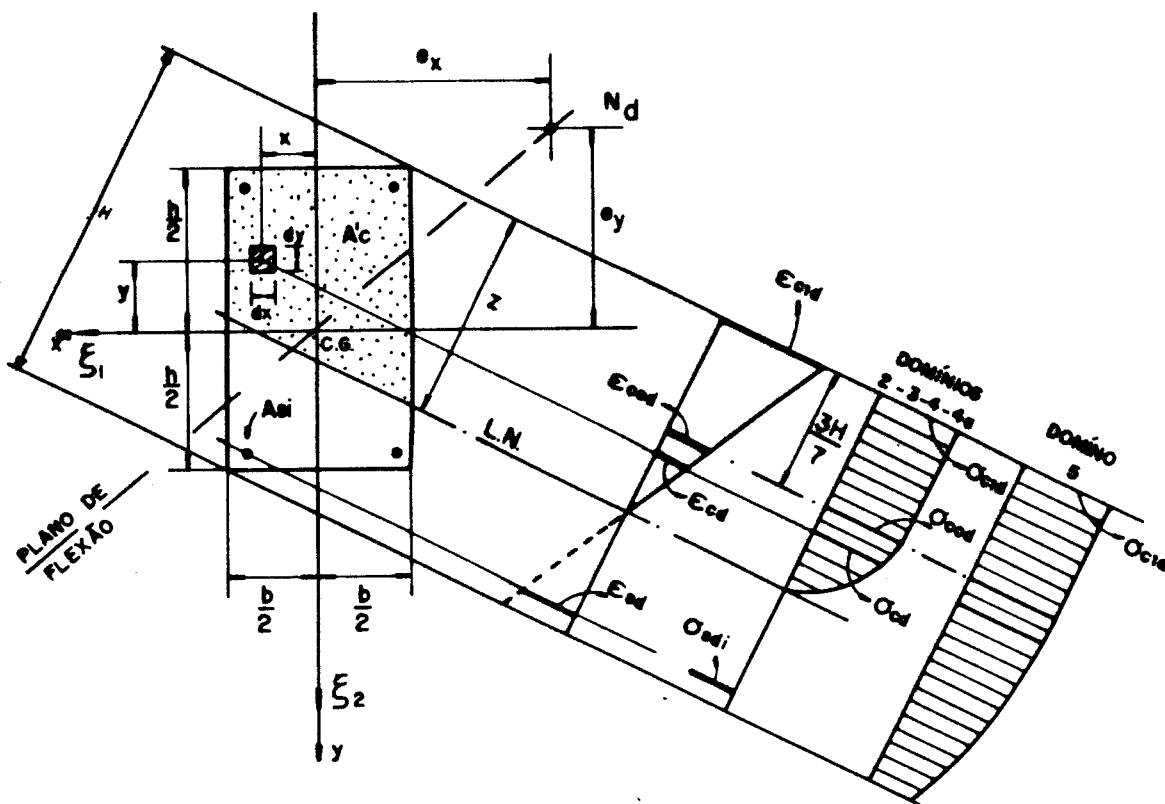


Fig. 4.10 - Flexão composta oblíqua - tensões e deformações.

Fazendo-se, agora, uma análise das equações acima, nota-se que os esforços resistentes de cálculo são o resultado da soma de duas parcelas: a primeira devida à contribuição do concreto e a segunda devida à contribuição da armadura.

A.1- Contribuição do concreto

A contribuição do concreto é dada por:

$$N_{cd} = \int_{A'_c} \sigma_{cd} \, dS \quad (4.14)$$

$$M_{cdx} = \int_{A'_c} \sigma_{cd} \, x \, dS \quad (4.15)$$

$$M_{cdy} = \int_{A'_c} \sigma_{cd} \, y \, dS \quad (4.16)$$

ou

$$N_{cd} = \int_{-b/2}^{+b/2} \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_{cd} \, dy \, dx \quad (4.17)$$

$$M_{cdx} = \int_{-b/2}^{+b/2} \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_{cd} \, x \, dy \, dx \quad (4.18)$$

$$M_{cdy} = \int_{-b/2}^{+b/2} \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_{cd} \, y \, dy \, dx \quad (4.19)$$

Fazendo-se uma mudança de coordenadas, dada por:

$$\xi_1 = \frac{2}{b} x \quad (4.20)$$

$$\xi_2 = \frac{2}{h} y \quad (4.21)$$

onde ξ_1 e ξ_2 são coordenadas adimensionais e estão indicadas na Fig. 4.10, obtém-se:

$$N_{cd} = \frac{b}{4} h \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2) \, d\xi_1 \, d\xi_2 \quad (4.22)$$

$$M_{cdx} = \frac{b^2}{8} h \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2) \, \xi_1 \, d\xi_1 \, d\xi_2 \quad (4.23)$$

$$M_{cdy} = \frac{b}{8} \frac{h^2}{8} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2) \xi_2 d\xi_1 d\xi_2 \quad (4.24)$$

As integrais acima podem ser calculadas numericamente, desde que a posição da linha neutra esteja definida, ficando:

$$N_{cd} = \frac{b}{4} \frac{h}{4} \sum_{i=1}^{n_g} \sum_{j=1}^{n_g} [\sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2)]_{j1} \omega_j \omega_i \quad (4.25)$$

$$M_{cdx} = \frac{b^2}{8} \frac{h}{8} \sum_{i=1}^{n_g} \sum_{j=1}^{n_g} [\sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2) \xi_1]_{j1} \omega_j \omega_i \quad (4.26)$$

$$M_{cdy} = \frac{b}{8} \frac{h^2}{8} \sum_{i=1}^{n_g} \sum_{j=1}^{n_g} [\sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2) \xi_2]_{j1} \omega_j \omega_i \quad (4.27)$$

onde ω_i e ω_j são os pesos correspondentes a cada ponto, para cada direção, e n_g é o número de pontos de Gauss.

A tabela abaixo apresenta os pesos que devem ser utilizados nas integrações, lembrando-se que, quanto maior o número de pontos utilizados, maior será a precisão dos resultados.

Tab. 4.1 - Coordenadas adimensionais e os respectivos pesos para integração numérica com 4 e 6 pontos de Gauss (VENTURINI^[36]).

4 pontos		6 pontos	
$\xi_k (1,2)$	ω_i ou ω_j	$\xi_k (1,2)$	ω_i ou ω_j
0,33998104	0,65214515	0,23861918	0,46791393
0,86113631	0,34785484	0,66120938	0,36076157
-0,33998104	0,65214515	0,93246951	0,17132449
-0,86113631	0,34785484	-0,23861918	0,46791393
		-0,66120938	0,36076157
		-0,93246951	0,17132449

A.2- Contribuição da armadura

A contribuição da armadura é dada por:

$$N_{sd} = \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} \quad (4.28)$$

$$M_{sdx} = \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} x_{si} \quad (4.29)$$

$$M_{sdy} = \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} y_{si} \quad (4.30)$$

onde n é o número de barras contidas na seção transversal.

Passando-se para o sistema adimensional (ξ_1, ξ_2) , tem-se:

$$N_{sd} = \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} \quad (4.31)$$

$$M_{sdx} = \frac{b}{2} \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} \xi_{1i} \quad (4.32)$$

$$M_{sdy} = \frac{h}{2} \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{sdi} \xi_{2i} \quad (4.33)$$

Uma vez definida as coordenadas ξ_1 e ξ_2 de cada barra, calcula-se a contribuição da armadura efetuando-se a somatória para todas as barras.

B- Cálculo das tensões

Para que se possa determinar a contribuição do concreto e da armadura, é necessário saber o valor de $\sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2)$ e σ_{sdi} , respectivamente.

Como foi visto nos itens 4.3.3 e 4.3.4, pode-se determinar o valor dessas tensões através dos seus respectivos diagramas tensão-deformação $(\sigma-\epsilon)$, bastando conhecer a deformação específica em questão.

Supondo-se conhecida a posição da linha neutra, pode-se definir a região de funcionamento da seção e determinar as deformações específicas de todos os outros pontos da seção, e conseqüentemente, as respectivas tensões. Isto é possível graças a manutenção da forma plana da seção transversal, além da perfeita solidariedade existente entre materiais.

Para a obtenção das deformações específicas deve-se adotar um novo sistema de coordenadas, de modo a se ter a deformação de todos os pontos da seção definida apenas por uma coordenada, conforme ilustra a figura abaixo.

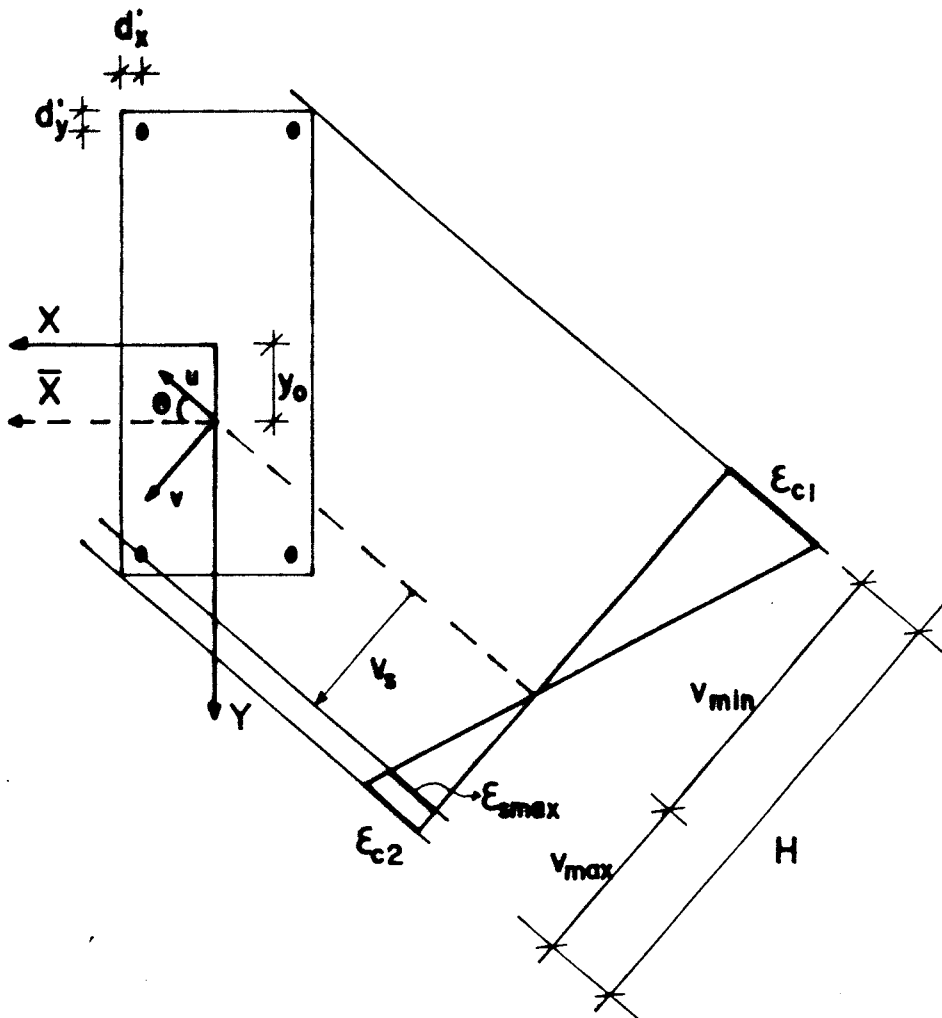


Fig. 4.11 - Sistema de coordenadas (u,v) e deformação ao longo da seção ⁽³⁰⁾.

Desse modo, o novo sistema de coordenadas é dado por:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \text{sen } \theta \\ -\text{sen } \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y-y_0 \end{Bmatrix} \quad (4.34)$$

sendo y_0 a coordenada y do ponto onde a linha neutra corta o eixo de simetria da peça e θ representa o ângulo de rotação entre os dois sistemas, tomando-se como positivos os valores no sentido anti-horário.

Estabelece-se, agora, a relação existente entre as deformações que definem cada região de funcionamento da seção, dadas ao final da item 4.3.5, e as deformações de um ponto qualquer, em função da ordenada v . Logo, para cada região:

- Região I

Caracterizada pelo ponto "A" da Fig. 4.9, com $\epsilon_{su} = +0,01$ e $-0,0035 \leq \epsilon_{cu} \leq +0,01$, tem-se:

$$\epsilon = 0,01 \frac{v}{v_{\max} - d' \cos \theta (1 + \text{sen } \theta)} \quad (4.35)$$

ou após a transformação da ordenada v

$$\epsilon = 0,01 \frac{(y - y_0) \cos \theta - x \text{ sen } \theta}{v_{\max} - d' \cos \theta (1 + \text{sen } \theta)} \quad (4.36)$$

- Região II

Caracterizada pelo ponto "B" da Fig. 4.9, com $\epsilon_{cu} = -0,0035$ e a borda mais tracionada com deformação entre $+0,01$ e zero, tem-se:

$$\epsilon = -0,0035 \frac{v}{v_{\min}} \quad (4.37)$$

ou após a transformação da ordenada v

$$\epsilon = -0,0035 \frac{(y - y_0) \cos \theta - x \operatorname{sen} \theta}{v_{\min}} \quad (4.38)$$

- Região III

Caracterizada pelo ponto "C" da Fig. 4.9, com $\epsilon_{cu} = -0,002$ a $(3h/7)$ e toda a seção comprimida, tem-se:

$$\epsilon = -0,002 \frac{v}{\frac{3}{7} (v_{\max} - v_{\min})} \quad (4.39)$$

ou após a transformação da ordenada v

$$\epsilon = -0,002 \frac{(y - y_0) \cos \theta - x \operatorname{sen} \theta}{\frac{3}{7} (v_{\max} - v_{\min})} \quad (4.40)$$

Como cada região tem seu próprio equacionamento, surge a necessidade de se prever a faixa de validade das mesmas, impondo-se os limites extremos que definem cada região, desse modo, tem-se:

- Região I

$$v_{\min} \geq -0,35 [v_{\max} - d' \cos \theta (1 + \operatorname{sen} \theta)] \quad (4.41)$$

- Região II

$$v_{\min} \leq -0,35 [v_{\max} - d' \cos \theta (1 + \operatorname{sen} \theta)] \quad (4.42)$$

e

$$v_{\max} \geq 0 \quad (4.43)$$

- Região III

$$v_{\max} \leq 0 \quad (4.44)$$

C- Equações de equilíbrio adimensionais

As equações (4.10), (4.11) e (4.12) podem ser escritas na forma adimensional, a saber:

$$\nu_d = \nu_{cd} + \omega \nu_{sd} \quad (4.45)$$

$$\mu_{dx} = \mu_{cdx} + \omega \mu_{sdx} \quad (4.46)$$

$$\mu_{dy} = \mu_{cdy} + \omega \mu_{sdy} \quad (4.47)$$

onde ω é a taxa de armadura dada por:

$$\omega = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} A_c} \quad (4.48)$$

Dessa forma, as solicitações atuantes adimensionais são definidas por:

$$\nu_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (4.49)$$

$$\mu_{dx} = \frac{M_{dx}}{A_c f_{cd} b} \quad (4.50)$$

$$\mu_{dy} = \frac{M_{dy}}{A_c f_{cd} h} \quad (4.51)$$

Da mesma forma, as parcelas individuais correspondentes as solicitações resistentes adimensionais do concreto e da armadura são definidas por:

- concreto:

$$\nu_{cd} = \frac{1}{4 f_{cd}} \sum_{i=1}^{n_g} \sum_{j=1}^{n_g} [\sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2)]_{j1} \omega_j \omega_i \quad (4.52)$$

$$\mu_{cdx} = \frac{1}{8 f_{cd}} \sum_{i=1}^{n_g} \sum_{j=1}^{n_g} [\sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2) \xi_1]_{j1} \omega_j \omega_i \quad (4.53)$$

$$\mu_{cdy} = \frac{1}{8} \frac{1}{f_{cd}} \sum_{i=1}^{n_g} \sum_{j=1}^{n_g} [\sigma_{cd}(\xi_1, \xi_2) \xi_2]_{ji} \omega_j \omega_i \quad (4.54)$$

- armadura:

$$\nu_{sd} = \frac{1}{f_{yd}} \sum_{i=1}^n \eta_{si} \sigma_{sdi} \quad (4.55)$$

$$\mu_{sdx} = \frac{1}{2} \frac{1}{f_{yd}} \sum_{i=1}^n \eta_{si} \sigma_{sdi} \xi_{1i} \quad (4.56)$$

$$\mu_{sdy} = \frac{1}{2} \frac{1}{f_{yd}} \sum_{i=1}^n \eta_{si} \sigma_{sdi} \xi_{2i} \quad (4.57)$$

onde η_{si} é dado pela relação entre a área A_{si} e a área total A_s , ou seja:

$$\eta_{si} = \frac{A_{si}}{A_s} \quad (4.58)$$

D- Solução do problema

A solução do problema consiste na determinação do valor de ω e da posição da linha neutra, de maneira a satisfazer as equações de equilíbrio adimensionais, dadas pelas equações (4.45), (4.46) e (4.47).

Deve-se lembrar que, no caso geral da flexão composta oblíqua, a posição da linha neutra é totalmente desconhecida, sendo necessário encontrar a sua profundidade (y_0), deslocamento relativo em relação a um referencial, e a sua inclinação (θ), para que esta fique determinada.

Sendo assim, tem-se três equações e três incógnitas, definindo um sistema não-linear que necessita de tratamento numérico iterativo para a sua resolução.

Uma solução numérica possível pode ser mostrada de forma esquemática, através da superfície no espaço tridimensional que contém os valores das solicitações atuantes adimensionais ν_d , μ_{dx} e μ_{dy} , representada na figura 4.12.

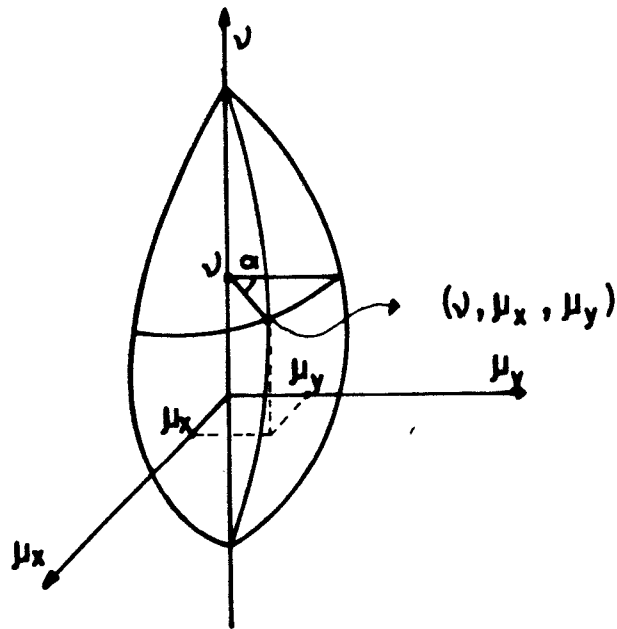


Fig. 4.12 - Superfície de interação que contém a sollicitação considerada¹³⁶.

Tomando-se o plano que passa pelo eixo ν com inclinação dada pela relação entre μ_{dx} e μ_{dy} , ou seja,

$$\alpha = \text{arc tg} \left[\frac{\mu_{dy}}{\mu_{dx}} \right] \quad (4.59)$$

obtém-se um diagrama plano em função de ν e $\bar{\mu}$, representado na Fig. 4.13, onde $\bar{\mu}$ é dado por:

$$\bar{\mu} = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} \quad (4.60)$$

Dessa forma, a solução do problema se torna análoga ao caso da flexão normal composta, apresentada por RODRIGUES¹²⁷⁾, onde fixa-se o valor de $\bar{\mu}_d$, calculado pela equação 4.60 com μ_x e μ_y obtidos respectivamente pelas equações 4.50 e 4.51, e divide-se o eixo ν em intervalos que são correspondentes aos domínios de funcionamento da seção. A seguir, com o valor de ν_d , obtido pela equação 4.49, pode-se caracterizar o intervalo que contém esse valor, ou seja, $\nu_i \leq \nu_d \leq \nu_j$, ilustrado pela figura 4.14.

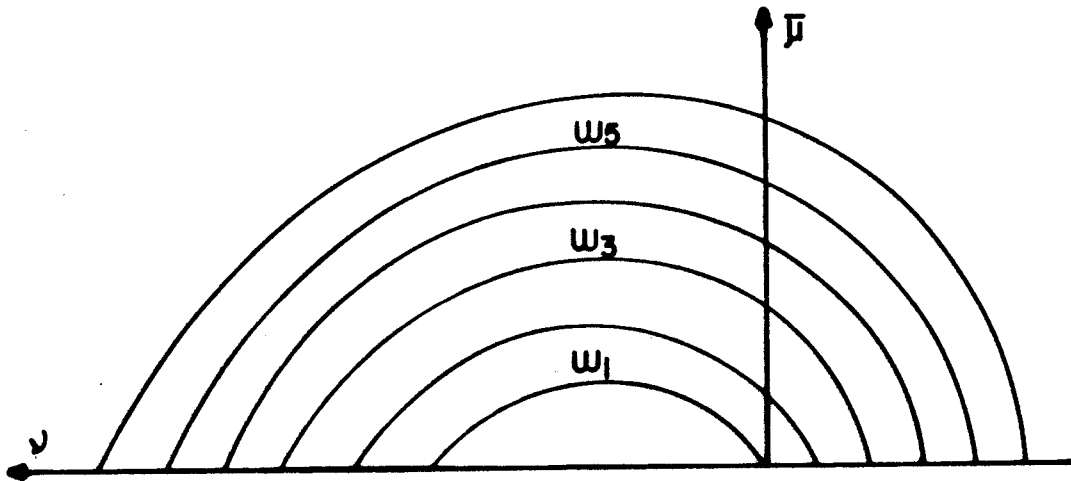


Fig. 4.13 - Representação $(\nu, \bar{\mu})$ para o diagrama de interação com relação fixa entre os momentos μ_x e μ_y ⁽²⁶⁾.

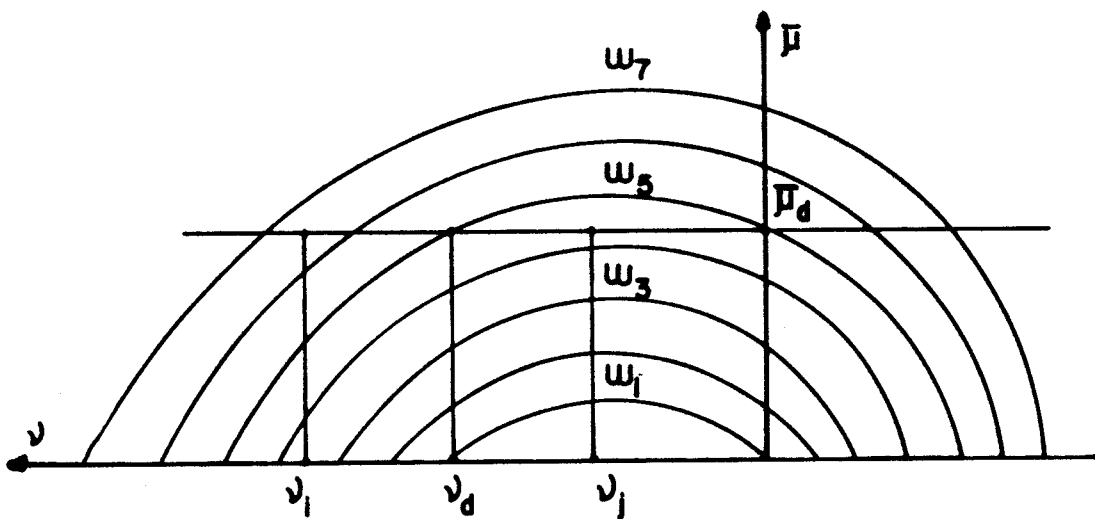


Fig. 4.14 - Diagrama de interação que contém a solicitação procurada ⁽²⁷⁾.

Uma vez definido o intervalo $[\nu_1, \nu_2]$, inicia-se um processo iterativo até que $\nu_1 \cong \nu_d \cong \nu_2$, onde a incógnita que varia é a profundidade da linha neutra (y_0).

A redefinição de y_0 é dada por:

$$y_0 = \left[\frac{y_2 - y_1}{\nu_2 - \nu_1} \right] (\nu_d - \nu_1) + y_1 \quad (4.61)$$

onde para cada novo valor de y_0 fixado, deve-se alterar o valor da inclinação da linha neutra (θ), através de processo iterativo, para que a relação entre os momentos μ_x e μ_y seja mantida, isto é, o valor de α , dado pela equação (4.59), permaneça constante.

Uma vez encontrado a valor de ω , calcula-se o valor de A_s utilizando a equação (4.48).

Essa solução foi apresentada por VENTURINI⁽⁹⁶⁾, mostrando-se bastante eficiente na convergência e conduzindo a resultados exatos. Nessa mesma linha, BORTOLIN⁽⁹⁸⁾ idealizou uma rotina específica para tal solução e esta será incluída no software final deste trabalho.

Caso o calculista não tenha equipamento disponível para implementação de tal procedimento, este deve fazer uso de ábacos adimensionais que conduzem a uma solução rápida e precisa.

4.5.2- PROCESSO DO PILAR PADRÃO COM O MÉTODO GERAL

Pilar padrão é um pilar em balanço, cuja linha elástica na flexão composta é admitida como sendo uma função senoidal, conforme ilustra a figura abaixo.

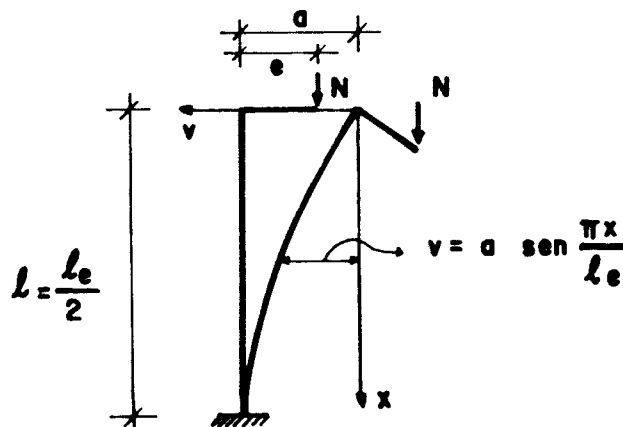


Fig. 4.15 - Pilar padrão - linha elástica senoidal⁽²⁴⁾.

Desse modo, pode-se escrever

$$v = a \operatorname{sen} \left[\frac{\pi}{l_e} x \right] \quad (4.62)$$

cujas derivadas são dadas por:

$$v' = a \frac{\pi}{l_e} \cos \left[\frac{\pi}{l_e} x \right] \quad (4.63)$$

$$v'' = -a \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 \operatorname{sen} \left[\frac{\pi}{l_e} x \right] \quad (4.64)$$

Admitindo-se que $\frac{1}{r} \cong \frac{d^2 v}{dx^2}$ (4.65), tem-se:

$$\frac{1}{r} = -a \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 \operatorname{sen} \left[\frac{\pi}{l_e} x \right] \quad (4.66)$$

sendo r o raio de curvatura da base.

Em valor absoluto escreve-se

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{\text{base}} = a \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 \operatorname{sen} \left[\frac{\pi}{l_e} x \right] \quad (4.67)$$

Calculando-se a flecha máxima do topo do pilar, tem-se:

$$\text{para } x = \frac{l_e}{2} \rightarrow a = \left(\frac{l_e}{\pi} \right)^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{base}} \quad (4.68)$$

Como a verificação do equilíbrio fica restrito à análise da base, deve-se fazer o dimensionamento do pilar em função dos parâmetros relativos a esse ponto, admitindo-se que para os demais o equilíbrio fica, em decorrência, satisfeito.

Este processo é uma simplificação do método geral de cálculo, pois elimina a integração do diagrama de curvaturas no cálculo das deformações da barra, uma vez que foi admitido uma linha elástica senoidal.

Deve-se observar que esta aproximação resulta em elástica e curvaturas proporcionais e que a flecha máxima é

uma função linear da curvatura da seção de engastamento do pilar. Desse modo, a utilização desse processo fica restrito a barras de seção constante, inclusive armadura, ao longo de todo o seu comprimento. Caso não haja cargas transversais atuando no pilar, o resultado obtido será exato, dentro das aproximações já feitas.

Outra observação importante diz respeito ao tipo de vinculação a ser utilizada, pois, como a flecha é função do comprimento de flambagem da barra, pode-se aplicar esse processo em pilares com qualquer tipo de vinculação de extremidade, através da igualdade entre o comprimento do pilar e o comprimento de flambagem do mesmo.

A- Aplicação do conceito

Fazendo-se uma análise da base do pilar, pode-se supor que essa seção esteja solicitada por uma força normal N , cuja excentricidade de 1ª ordem é dada por e_1 ; dessa forma pode-se escrever

- momento externo total:

$$M = M_1 + M_2 \quad (4.69)$$

ou seja

$$M = N e_1 + N \left[\frac{l_e}{\pi} \right]^2 \left[\frac{1}{r} \right]_{\text{base}} \quad (4.70)$$

Como o momento de 2ª ordem está relacionado com o deslocamento do topo do pilar, não se pode calcular o valor de M , pois tal deslocamento depende do estado de solicitação da seção, isto é, de N e M atuantes. Lembrando-se que o deslocamento do topo é diretamente proporcional à curvatura da base do pilar, pode-se fazer um cálculo iterativo até haver convergência entre M e $(1/r)_{\text{base}}$. Dessa forma, conclui-se que a curvatura final obtida possibilitou o equilíbrio entre os esforços externos e internos, uma vez que o momento interno é dependente da distribuição e da quantidade de armadura.

Entretanto, pode-se resolver tal problema com o uso de diagramas de interação $\mu_{1,cri} \times \nu$, sendo relativamente fácil a sua construção, conforme ilustra a figura 4.16.

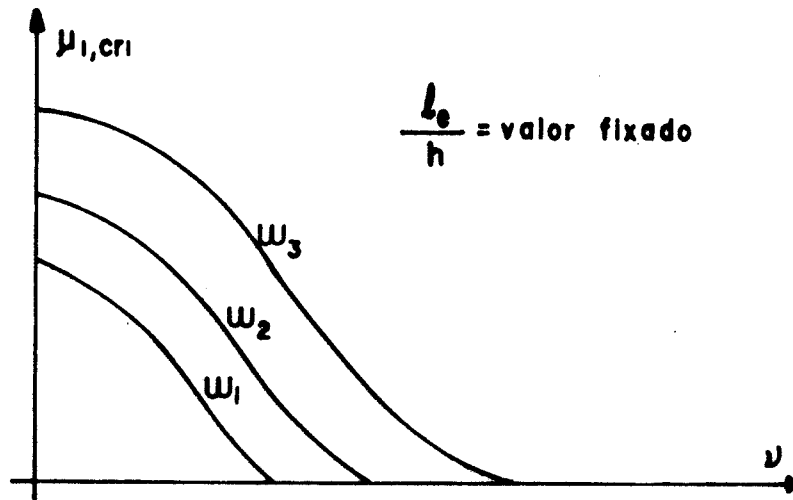


Fig. 4.16 - Diagrama de interação⁽²⁴⁾.

A sua utilização permite um cálculo direto, sem iterações, pois entra-se com o valor do momento reduzido de 1ª ordem e com o valor da força normal reduzida, sendo l_0/h e a distribuição da armadura fixados, para se obter o valor da taxa mecânica de armadura e conseqüentemente o valor de A_s .

B- Dimensionamento das armaduras

Para se evitar o uso de tais diagramas no dimensionamento, utiliza-se um processo iterativo para definir a taxa mecânica de armadura ω , através de tentativas orientadas, uma vez que um dos objetivos deste trabalho é de automatizar todo o procedimento de cálculo.

Esse processo foi apresentado por PAULA⁽²⁴⁾ e será descrito a seguir com algumas adaptações feitas para dar consistência ao presente texto, sendo que o mesmo idealizou um programa em linguagem PASCAL, que será incluído no programa final deste trabalho.

Para dimensionar uma coluna em balanço ou equivalente, solicitada por uma força adimensional ν e um momento fletor de 1ª ordem adimensional μ_1 , no estado limite

último de instabilidade, define-se primeiramente o intervalo para pesquisa da mínima taxa de armadura ω capaz de verificar a estabilidade da coluna, através de:

$$\omega_r \leq \omega \leq 2,0 \quad (4.71)$$

onde

$$\omega_r = (0,85 + \nu) \frac{f_{yd}}{\sigma_s(0,2\%) \quad (4.72)$$

Definido o intervalo, atribuem-se de forma sequencial os valores à taxa mecânica de armadura ω , calculando-se os momentos críticos de 1^a ordem correspondentes à força normal adimensional solicitante ν , até encontrar o primeiro valor do momento crítico maior que o momento de 1^a ordem μ_1 aplicado ao pilar. Com isso, tem-se um novo intervalo para variação da taxa mecânica de armadura, definido pelos limites de ω correspondentes aos dois últimos valores do momento crítico de 1^a ordem. A partir daí, através de sucessivas interpolações lineares, objetivando o estreitamento do intervalo de variação da taxa mecânica de armadura capaz de verificar a condição

$$\frac{\mu_1 - \mu_{1,(\text{calculado})}}{\mu_1} \leq \text{tolerância} \quad (4.73),$$

dimensiona-se o pilar no estado limite último de instabilidade.

PAULA^[24] apresentou, ainda, um algoritmo detalhado e todo o equacionamento envolvido em tal processo.

Desse modo, para efetuar o dimensionamento das armaduras dos pilares com maior índice de esbeltez variando entre com $80 < \lambda \leq 140$, utiliza-se o procedimento acima descrito, pois o mesmo baseia-se no processo do pilar padrão com o método geral.

Uma simplificação possível decorre da aplicação do processo do pilar padrão dentro do método do equilíbrio, onde se adota curvaturas convencionais dadas pela equação 4.74,

garantindo-se que a instabilidade ocorra depois de $(1/r)_{\text{limite}}$, relativa à ruptura do material.

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu_d + 0,5) h} \quad (4.74)$$

com

$$(\nu_d + 0,5) \geq 1,00 \quad (4.75)$$

Como tal procedimento pode acarretar erros na determinação de M , a NBR-6118⁽¹⁰²⁾ permite a sua utilização desde que o pilar seja medianamente esbelto, com $\lambda \leq 80$.

4.5.3- ESCOLHA DA DISPOSIÇÃO MAIS ADEQUADA DA ARMADURA

Uma vez fixada a distribuição da armadura, pode-se efetuar o dimensionamento e calcular o valor de A_s . Surge, então, uma pergunta: será o valor de $A_{s,cal}$ mínimo?

Para responder a tal pergunta, deve-se lembrar que o valor de A_s está diretamente relacionado com a disposição das barras e é essa disposição que fará A_s tornar-se máximo ou mínimo.

Essa disposição está vinculada ao tipo de solicitação que é aplicada no pilar. Quando se tem somente tração ou compressão, a disposição das barras não interfere na economia e sim no diâmetro das mesmas, mas quando se tem flexão composta reta ou oblíqua, a economia fica dependente do afastamento das barras em relação à linha neutra, pois, quanto maior for essa distância, menor será o valor de A_s a ser obtido.

Dessa forma, no caso da flexão composta reta ou oblíqua, fica difícil saber qual a posição da linha neutra econômica, pois, para cada valor de solicitação e disposição, a mesma varia de localização.

Todo o problema descrito acima requer um estudo profundo, devendo ser abordado em trabalho específico, e pode

ser substituído por meio de sucessivas tentativas até que se encontre tal disposição. Como tal processo pode ser moroso, pode-se dispensá-lo no momento e tentar ajustar o valor de $A_{s,cal}$ com $A_{s,efe}$, conforme exemplo abaixo.

Dada a seção retangular de um pilar solicitada por uma força normal excêntrica, tem-se:

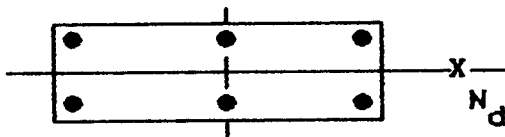


$$A_{s,cal} = 6,80 \text{ cm}^2$$

adotado 4 ϕ 16,0 mm

$$A_{s,efe} = 8,00 \text{ cm}^2$$

Alterando-se a disposição das barras, tem-se:



$$A_{s,cal} = 7,40 \text{ cm}^2$$

adotado 6 ϕ 12,5 mm

$$A_{s,efe} = 7,50 \text{ cm}^2$$

No presente exemplo, nota-se que a mudança da disposição fez aumentar o valor de $A_{s,cal}$, porém resultando em um consumo efetivo menor.

Portanto, o software final desenvolvido viabilizará esse pequeno refino, ou seja, aumentando-se ou diminuindo-se o número de camadas pode-se minimizar $A_{s,efe}$, ficando a critério do calculista a procura da disposição mais econômica.

4.6- DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL DE PILARES

Observando-se os esforços solicitantes de um pórtico de contraventamento, nota-se que os pilares são solicitados, também, por uma força cortante; logo se faz necessário o dimensionamento de uma armadura transversal adequada para resistir a tal esforço.

Essa armadura será calculada pelo modelo simplificado da NBR-6118⁽⁰²⁾, que adota o comportamento

estrutural da peça como sendo análogo ao de uma treliça generalizada.

A primeira análise que deve ser feita antes do dimensionamento diz respeito à necessidade de se calcular, ou não, a armadura transversal, através da comparação da força cortante de cálculo com o valor da cortante mínima e última de cálculo, ou seja

$$\text{armadura mínima} \quad \Rightarrow \quad V_d \leq V_{d,\min} \quad (4.76)$$

$$\text{cálculo da armadura} \quad \Rightarrow \quad V_{d,\min} < V_d < V_{d,u} \quad (4.77)$$

$$\text{aumentar seção do pilar} \quad \Rightarrow \quad V_d \geq V_{d,u} \quad (4.78)$$

onde $V_{d,\min}$ e $V_{d,u}$ serão calculados a seguir, sendo V_d fornecido pela planilha 3.2.

4.6.1- VALOR DA CORTANTE ÚLTIMA DE CÁLCULO

Para a obtenção da cortante última de cálculo, a NBR-6118⁽⁰²⁾, item 5.3.1.2.b, fornece a equação 4.79 em função do valor último da tensão de cisalhamento, ou seja

$$V_{d,u} = \tau_{w,u} \ b \ d \quad (4.79)$$

onde

$$\text{para } b \leq 5 \ h \Rightarrow \tau_{w,u} = 0,30 \ f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa} \quad (4.80)$$

$$\text{para } b > 5 \ h \Rightarrow \tau_{w,u} = \alpha \ 0,30 \ f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa} \quad (4.81)$$

sendo

$$\alpha = 0,5 \quad \text{se} \quad h \leq 15,0 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{3} + \frac{h}{90} \quad \text{se} \quad 15,0 < h < 60,0 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{se} \quad h \geq 60,0 \text{ cm}$$

4.6.2- VALOR DA CORTANTE MÍNIMA DE CÁLCULO

Da mesma forma, a NBR-6118⁽¹⁰²⁾, item 4.1.4.1, fornece o valor da cortante mínima de cálculo, em função do valor mínimo da tensão de cisalhamento, através da seguinte equação:

$$V_{d,min} = \tau_{w,min} b d \quad (4.82)$$

onde

$$\tau_{w,min} = \frac{\tau_{d,min} + \tau_{c,min}}{1,15} \quad (4.83)$$

sendo $\tau_{d,min}$ calculado por

$$\tau_{d,min} = \rho_{w,min} f_{yd} \quad (4.84)$$

com $f_{yd} \leq 435$ MPa.

O valor de $\tau_{c,min}$ para flexo-compressão é dado por

$$\tau_{c,min} = 0,15 \sqrt{f_{ck}} \left\{ 1 + \frac{M_o}{M_{d,max}} \right\} \quad (4.85).$$

Já o valor de $\tau_{c,min}$ para flexo-tração é dado por

$$\tau_{c,min} = \psi_1 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.86).$$

com

$$\psi_1 = 0,15 \quad \text{caso a linha neutra corte a seção}$$

e

$$\psi_1 = 0,0 \quad \text{em caso contrário.}$$

SUSSEKIND⁽³⁴⁾, define $\rho_{w,min}$ através da seguinte equação:

$$\rho_{w,\min} = \frac{f_{tk}}{4 f_{yd}} \quad (4.87)$$

válida para $b \leq \begin{cases} 80,0 \text{ cm} \\ h \end{cases}$, onde

$$\text{para } f_{ck} \leq 18 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} \quad (4.88)$$

$$\text{para } f_{ck} > 18 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{tk} = 0,06 f_{ck} + 0,7 \quad (4.89)$$

conforme item 5.2.1.1 da NBR-8118⁽⁰²⁾.

4.6.3- CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Uma vez constatado que V_d está contido no intervalo fornecido pela expressão 4.77, deve-se passar para o cálculo da armadura transversal.

Assim sendo, utiliza-se a equação 4.90 que fornecerá a soma total das áreas de todos os ramos dos estribos por metro de comprimento, ou seja, a área da armadura transversal é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{n} = \rho_w \frac{b}{n} \quad (4.90)$$

onde n é o número de ramos contidos na seção transversal do pilar, sendo

$$\rho_w = \frac{\tau_d}{f_{yd}} \quad (4.91)$$

com $f_{yd} \leq 435 \text{ MPa}$.

O valor de τ_d é dado por:

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c \quad (4.92)$$

onde

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b d} \quad (4.93)$$

e τ_c é dado pelas equações 4.85 e 4.86.

5 - DETALHAMENTO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO

5.1- GENERALIDADES

O detalhamento de uma peça em concreto armado tem por objetivo codificar as idéias e os resultados obtidos pelo calculista, quando da realização do cálculo, em uma linguagem que possa ser compreendida pelo executor da obra.

Essa linguagem é constituída basicamente de desenhos esquemáticos, desenvolvidos em escalas convenientes, com cortes elucidativos, indicando as dimensões dos elementos estruturais e são organizados adequadamente em pranchas padronizadas que, também, devem conter um resumo quantitativo dos materiais utilizados e os dados do projeto em questão, tais como a categoria e a classe do aço, e o valor da resistência característica do concreto.

Para que se possa detalhar corretamente os elementos estruturais, é necessário que o calculista tenha conhecimento do processo construtivo e das disposições construtivas padronizadas, para que o cálculo não seja

inviabilizado pela impossibilidade de execução dos mesmos.

Outro fator importante para que se obtenha êxito no detalhamento, está relacionado com a experiência adquirida ao longo do tempo na arte de projetar. Esse fator torna-se evidente quando existem várias soluções possíveis para o detalhamento do projeto e é necessário escolher a alternativa mais viável, do ponto de vista técnico e econômico.

Complementando, deve-se destacar a importância de se ter uma idéia clara do desenvolvimento dos esforços no interior dos elementos estruturais, tendo-se em mente os seguintes aspectos decorrentes do comportamento estrutural do concreto armado:

- o concreto e a armadura resistem solidariamente aos esforços a que forem submetidos;
- os esforços de tração devem ser absorvidos pela armadura;
- a abertura de fissuras é limitada pela presença da armadura na região tracionada das peças em concreto armado;
- a capacidade resistente do concreto à compressão é aumentada pela armadura;
- uma das funções da armadura é a de aumentar a segurança das peças comprimidas esbeltas contra a flambagem;
- as deformações devidas à retração e à deformação lenta do concreto podem ser reduzidas com a presença de armadura.

Em função dos fatores acima descritos, pode-se dar início a um estudo mais detalhado dos elementos que interferem no detalhamento em questão.

5.2- ANCORAGEM DAS BARRAS

Para melhor compreensão do significado da expressão "ancoragem das barras", toma-se como exemplo uma barra de aço solicitada por uma força de tração, aplicada em uma de suas extremidades, como mostra a Fig. 5.1.



Fig. 5.1 - Barra de aço tracionada em uma de suas extremidades.

Para evitar que essa barra se desloque no sentido da aplicação da força, é necessário fixar a outra extremidade, mergulhando-a, por exemplo, em um bloco de concreto fixo de tal modo que essa extremidade não possa ser arrancada.

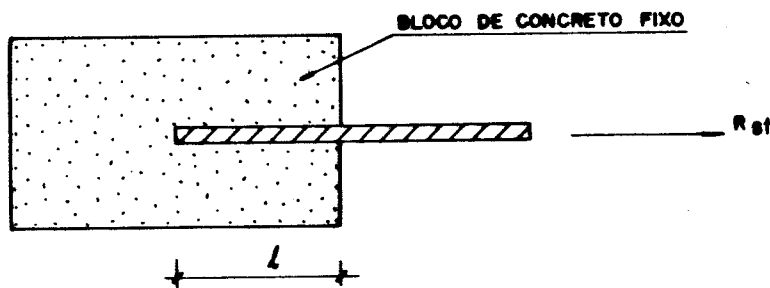


Fig. 5.2 - Ancoragem de uma barra de aço em um bloco de concreto fixo.

Diz-se, então, que essa barra de aço foi ancorada no bloco de concreto, ilustrado pela Fig. 5.2.

O objetivo deste estudo é determinar o comprimento (l) da extremidade da barra a ser ancorada.

5.2.1- ANCORAGEM POR ADERÊNCIA

O trabalho conjunto do concreto e das armaduras se faz por transmissão de esforços internos de um material para outro, através de tensões de aderência.

A aderência é caracterizada como sendo a resistência à separação das superfícies de contato entre concreto e armadura.

Essa resistência pode ser dividida em três parcelas distintas: a primeira devida à adesão, a segunda parcela devida ao atrito e a terceira parcela devida à presença de saliências na superfície das barras.

A- Aderência por adesão

Ao se lançar uma massa de concreto sobre uma chapa metálica nota-se que existe, desde o primeiro instante, uma certa dificuldade em se separar os dois materiais. Essa união, entre materiais, se dá através de ligações físico-químicas e aumenta com a pega e o endurecimento do concreto. Portanto, pode-se dizer que essa união caracteriza a aderência por adesão.

B- Aderência por atrito

Essa parcela de resistência pode ser observada no exemplo citado anteriormente, sempre que houver uma tendência ao deslizamento entre os dois materiais. Isso ocorre devido à força de compressão exercida pela massa de concreto sobre a placa, que produz uma força de atrito sempre que houver deslizamento.

Outro fator que contribui para o aumento do atrito é fornecido pela retração do concreto, que aperta esse material contra as barras de armação.

C- Aderência mecânica

Já esta parcela de resistência aparece somente quando se usa barras com saliências ou reentrâncias.

Esse mecanismo só começa a trabalhar quando se der a quebra da adesão, fazendo com que as saliências se apoiem no concreto, provocando reações contrárias ao deslizamento entre os materiais.

Das três parcelas já mencionadas, essa última é a mais importante, aumentando substancialmente a resistência ao escorregamento das barras com saliências, em relação às

barras lisas.

"Na realidade, a separação da aderência nas três parcelas indicadas é apenas esquemática, pois não é possível quantificar esses efeitos separadamente. Além disso, a aderência de uma barra de aço no concreto depende também de outros fenômenos como a retração, a deformação lenta e a fissuração do concreto. Percebe-se, então, que o estudo da aderência deverá ser feito através de ensaios que permitam a determinação de valores médios que forneçam informações seguras para efeito de projeto. Por isso mesmo, os cálculos nos quais intervêm a aderência, se realizam ainda segundo o método convencional, no qual são determinadas as tensões solicitantes que são comparadas aos valores últimos resultantes daqueles ensaios (SANTOS NETTO^[32])."

5.2.2- COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

Tomando-se o exemplo do item 5.2, pode-se definir o comprimento de ancoragem como sendo o comprimento necessário para que as tensões passem da barra para o concreto, e vice-versa.

Para se obter este comprimento, é necessário realizar um ensaio de arrancamento, cujo resultado é mostrado a seguir:

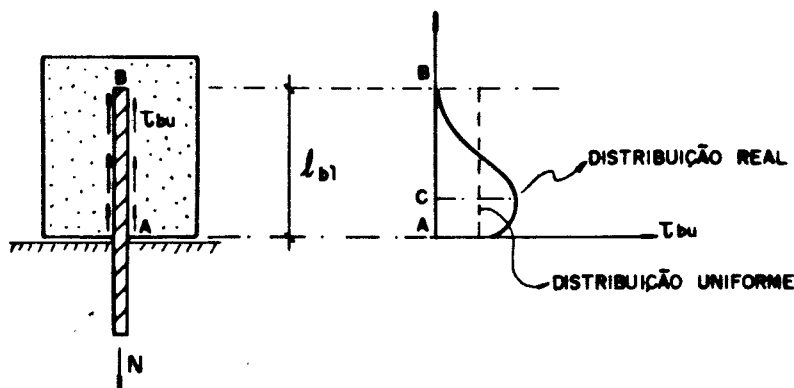


Fig. 5.3 - Ancoragem por aderência.

O resultado mostra que a tensão de aderência varia

ao longo do comprimento e que a força normal não foi suficiente para romper a adesão do trecho AC.

Além disso, identifica-se o ponto A como sendo o início da ancoragem, com $\sigma_s = N / A_s$, e o ponto B como sendo o fim da ancoragem, com σ_s igual a zero.

Como a NBR-6118⁽⁰²⁾ admite uma distribuição uniforme das tensões de aderência ao redor das barras e sendo N a máxima força que a barra possa suportar, pode-se escrever:

$$\tau_{bu} \ell_{b1} \pi \phi = N \quad \text{mas} \quad N = A_s f_{yd} = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd}$$

$$\therefore \ell_{b1} = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \quad (5.1)$$

Através desta equação, determina-se o "comprimento de ancoragem reta calculado", onde o valor de τ_{bu} é determinado através de ensaios.

Para efeito de cálculo, a NBR-6118⁽⁰²⁾ traz o valor de τ_{bu} no item 5.3.1.2.c, mostrado a seguir:

"- na ancoragem e nas emendas por traspasse:

$$\tau_{bu} = \begin{cases} \frac{0,28}{\alpha} \sqrt{f_{cd}} & \text{para } \eta_b = 1,0 \\ \frac{0,42}{\alpha} \sqrt[3]{f_{cd}^2} & \text{para } \eta_b = 1,5 \end{cases} \quad (5.2)$$

onde $\alpha = \begin{cases} 1,0 & \text{para boa aderência} \\ 1,5 & \text{para má aderência} \end{cases}$

interpolando-se linearmente para $1,0 < \eta_b < 1,5$, com f_{cd} e τ_{bu} em MPa."

Com isso, basta entrar com o valor de f_{yd} , em MPa, e com o valor de ϕ , em cm, na equação (5.1) para que se obtenha o valor de ℓ_{b1} , em cm.

Existe ainda, a possibilidade de se fazer uma redução desse comprimento, que é dado pela equação abaixo:

$$l_b = l_{b1} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} \quad (5.4)$$

Essa redução é possível no caso em que a área existente ($A_{s,efe}$) é maior que a área calculada ($A_{s,cal}$); com isso, a tensão na barra é menor, conseqüentemente o comprimento de ancoragem é proporcionalmente menor.

A NBR-6118⁽⁰²⁾ limita o valor de l_b , item 4.1.6.2, em:

$$l_b \geq \begin{cases} \frac{l_{b1}}{3} \\ 10,0 \phi \\ 10,0 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{para barras tracionadas;}$$
$$l_b \geq \begin{cases} 0,8 l_{b1} \\ 10,0 \phi \\ 10,0 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{para barras comprimidas.}$$

No caso da utilização de barras com ganchos, o comprimento de ancoragem poderia ser um pouco mais reduzido, mas deve-se lembrar que a NBR-6118⁽⁰²⁾, itens 4.1.6.2.D e 6.3.4.1, proíbe a utilização de ganchos em barras exclusivamente de compressão. Como a armadura longitudinal de um pilar está predominantemente comprimida, o uso dos mesmos será descartado.

A- Coeficiente de conformação superficial

O coeficiente de conformação superficial (η_b) é um número adimensional que relaciona a aderência da barra ensaiada com a aderência de uma barra com superfície lisa.

Admite-se que as barras com superfície lisa tenham η_b igual a 1,0 e a partir de ensaios padronizados de fissuração de tirantes, determina-se os demais valores

procurados.

A NBR-7480⁽⁰⁷⁾ fornece os valores de η_b , mostrado pela Tab. 5.1.

Tab. 5.1 - Coeficiente de conformação superficial.

categoria do aço	CA-25	CA-32*	CA-40*	CA-50	CA-60
η_b mínimo para $\phi \geq 10,0$	1,0	1,0	1,2	1,5	1,5

(*) não disponíveis no mercado

B- Situações de boa e má aderência

Em se tratando de situações de boa aderência a NBR-6118⁽⁰²⁾ traz, no item 4.1.6, o seguinte texto:

"Consideram-se em boa situação quanto à aderência os trechos das barras que estejam em uma das posições seguintes:

- com inclinação não inferior a 45° sobre a horizontal."

Como a armadura longitudinal de pilares faz com a horizontal, quase na totalidade dos casos, um ângulo de 90° , conforme ilustra a Fig. 5.4, tem-se somente região de boa aderência, exceto quando há problemas causados pela má concretagem da peça.

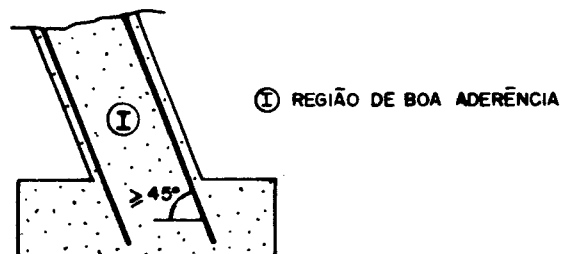


Fig. 5.4 - Zonas de aderência.

5.2.3- ARMADURA TRANSVERSAL NAS ANCORAGENS DAS BARRAS

Conforme item 5.2.1, a transmissão de esforços internos da armadura para o concreto se faz através de tensões de aderência; com isso, surgem tensões de compressão e de tração no concreto, mostrado pela figura abaixo.

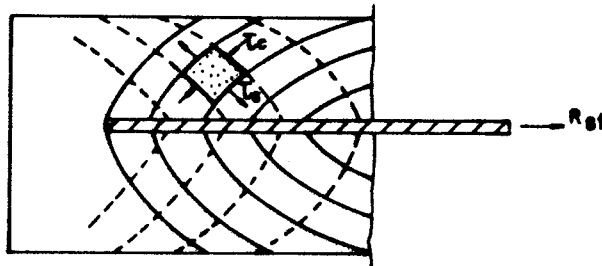


Fig. 5.5 - Tensões no concreto devidas à ancoragem.

Essas tensões de tração podem fissurar o concreto em direção transversal à da barra; por isso a NBR-6118⁽⁰²⁾ prevê uma armadura especial que irá "costurar" essa região.

O item 4.1.6.2.e, da NBR-6118⁽⁰²⁾, traz o seguinte texto:

"Quando não houver compressão do concreto transversalmente à armadura no trecho de ancoragem, suficiente para impedir a fissuração do concreto, deve ser disposta armadura transversal ao longo do terço extremo do trecho de ancoragem, capaz de resistir a esforço igual a 40% do esforço transmitido pela barra ancorada; todas as barras que atravessem o plano de possível fissuração, no trecho de ancoragem, poderão ser consideradas naquela armadura.

Além disso, logo depois das extremidades das ancoragens de barras comprimidas deverá haver armadura transversal destinada a proteger o concreto contra os efeitos do esforço concentrado na ponta, a qual será dimensionada para resistir a um quinto do esforço ancorado, podendo nela ser incluídos os estribos aí existentes."

As Fig. 5.6 e 5.7 exemplificam o texto.

- para barras tracionadas

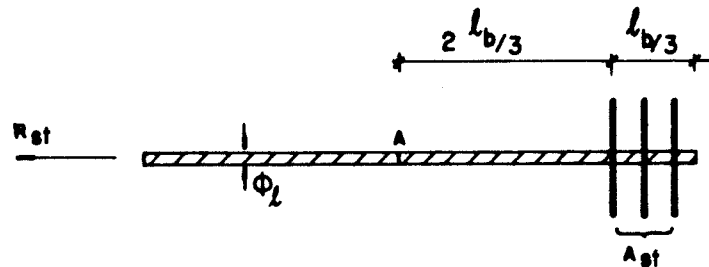


Fig. 5.6 - Armadura transversal nas ancoragens - barra tracionada.

onde

$$A_{st} \geq \frac{40}{100} \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (5.5)$$

- para barras comprimidas

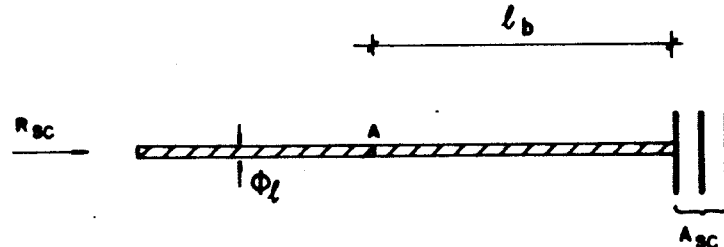


Fig. 5.7 - Armadura transversal nas ancoragens - barra comprimida.

onde

$$A_{sc} \geq \frac{1}{5} \frac{R_{sc}}{f_{ycd}} \quad (5.6)$$

Deve-se lembrar que nos pilares das estruturas correntes de concreto armado, tem-se, em geral, uma alta compressão longitudinal e quase nenhuma compressão transversal no sentido do eixo da peça.

5.3- EMENDA DAS BARRAS

Quando da armação de uma peça em concreto armado,

pode-se deparar com o término de uma barra, seja por limitação do seu comprimento ou devido aos processos construtivos de montagem, que na verdade deveria ser prolongada até um determinado comprimento.

Surge, então, a necessidade de se executar uma emenda dando, assim, continuidade a barra anterior.

Essa emenda pode ser executada direta ou indiretamente, a saber:

- emendas diretas : podem ser executadas com soldas, luvas rosqueadas, luvas de pressão, luvas termite ou por contato para barras comprimidas, podendo ser dispostas em qualquer lugar, pois a transmissão de esforços entre barras é direta e não depende do concreto;

- emendas indiretas : esse tipo de emenda é executada por traspasse e necessita do concreto como agente transmissor de esforços entre as barras.

Neste trabalho serão abordadas somente as emendas indiretas, por apresentarem um custo relativo inferior e por serem de fácil execução, dispensando mão-de-obra qualificada.

5.3.1- EMENDA POR TRASPASSE

Como foi dito anteriormente, esse tipo de emenda necessita de uma participação efetiva do concreto, pois o esforço é transmitido de uma barra à outra, por aderência, através de bielas de compressão, conforme ilustra a Fig. 5.8.

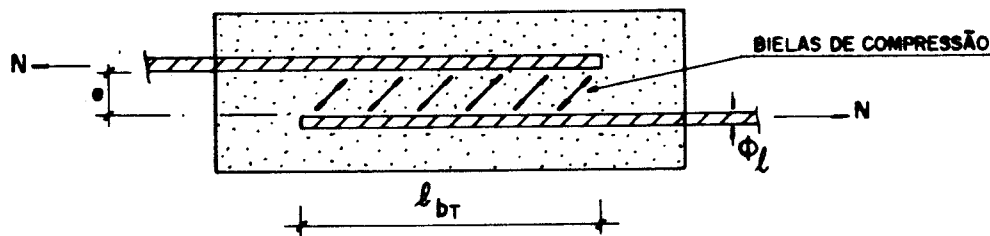


Fig. 5.8 - Bielas de compressão nas emendas por traspasse.

Para que esse mecanismo funcione, o espaçamento (e) entre barras, mostrado na Fig. 5.8, deve estar contido, segundo LEONHARDT⁽²⁰⁾, entre $0 \leq e \leq 4 \phi$.

Com respeito à utilização de emendas por traspasse, a NBR-6118⁽⁰²⁾ traz, no seu item 6.3.5.2, o seguinte texto:

"Este tipo de emenda não é permitido para barras de bitola maior que 25,0 mm, nem para tirantes e pendurais (peças lineares de seção inteiramente tracionada); no caso de feixes, o diâmetro do círculo de mesma área, para cada feixe, não poderá ser superior a 25,0 mm."

Salvo as restrições acima citadas, passa-se para o cálculo do comprimento de traspasse, indicado na Fig. 5.8.

5.3.2- COMPRIMENTO DE TRASPASSE

No processo de transmissão de esforços descrito acima, nota-se que a barra transfere o esforço para o concreto e este para a outra barra; com isso poder-se-ia chegar à conclusão de que o comprimento necessário de traspasse é igual ao comprimento de ancoragem, descrito no item 5.2.2, já que o princípio é o mesmo.

Entretanto, deve-se destacar que a força de uma barra deve ser transmitida integralmente para a outra, e não absorvida pelo concreto adjacente. Em função disso, pode-se notar que apenas parte do perímetro da barra trabalha efetivamente; logo o comprimento de ancoragem é, aparentemente, insuficiente.

Em função desse fato, pode-se determinar o comprimento de traspasse (l_{bt}), fazendo-se a seguinte divisão:

A- Barras tracionadas

No caso de barras tracionadas, o comprimento da emenda é fornecido pela NBR-6118⁽⁰²⁾. Fazendo-se a devida adaptação do texto, tem-se:

"O comprimento do trecho de traspasse das barras tracionadas será no mínimo igual a $\psi_5 l_b$ para extremidades sem gancho, não podendo esse comprimento, em nenhum caso, ser inferior a $20,0 \text{ cm}$, $15,0 \phi$ e $0,5 l_{b1}$, onde l_b e l_{b1} serão calculados pelas equações (5.4) e (5.1), respectivamente, e ψ_5 fornecido pela Tab. 5.2.

Tab. 5.2 - Valores de ψ_5 .

Distância transversal entre eixos de emendas mais próximas na mesma seção (distância "a" da Fig. 5.9)	ψ_5				
	Proporção de barras emendadas na mesma seção transversal (emendas superpostas ou conforme a Fig. 5.10)				
	$\leq 1/5$	$> 1/5$ $\leq 1/4$	$> 1/4$ $\leq 1/3$	$> 1/3$ $\leq 1/2$	$> 1/2$
Distância $\leq 10,0 \times \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Distância $> 10,0 \times \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4



Fig. 5.9 - Distância transversal entre eixos de emendas.

Consideram-se como na mesma seção transversal, as emendas que se superpõem ou cujas extremidades mais próximas estejam afastadas de menos que 0,2 do comprimento do trecho de traspasse, tomando-se o maior dos dois comprimentos quando diferentes, mostrado pela Fig. 5.10."

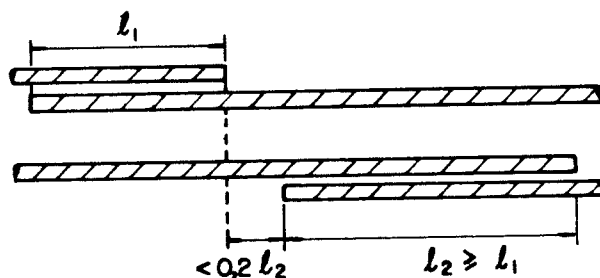


Fig. 5.10 - Distância longitudinal entre emendas.

B- Barras comprimidas

Pelo mesmo motivo apresentado anteriormente, dever-se-ia majorar o comprimento de ancoragem obtendo-se, assim, o comprimento de traspasse; entretando, uma parte da força de compressão é transmitida por pressão de ponta através das extremidades das barras. Em função desse fato, a NBR-6118⁽⁰²⁾ adota, no caso de barras comprimidas, o comprimento de traspasse como sendo igual ao comprimento de ancoragem, dado pela equação (5.4), respeitando o limite mínimo dado por 15,0 cm, $10,0 \phi$ ou $0,6 l_{b1}$, sendo l_{b1} calculado pela equação (5.1).

5.3.3- PROPORÇÃO DE BARRAS EMENDADAS POR TRASPASSE

A NBR-6118⁽⁰²⁾ fornece a proporção de barras emendadas por traspasse, fazendo a mesma divisão anterior, ou seja:

A- Barras tracionadas

A proporção máxima de barras tracionadas, emendadas na mesma seção transversal da peça, é indicado pela Tab. 5.3.

Tab. 5.3 - Proporção de barras emendadas⁽⁰²⁾.

Bitola (ϕ)	com $S_{gk} > S_{qk}$		com $S_{gk} \leq S_{qk}$	
	$\eta_b \geq 1,5$	$\eta_b < 1,5$	$\eta_b \geq 1,5$	$\eta_b < 1,5$
$\leq 12,5$	todas	1/2	1/2	1/4
$> 12,5$	todas (*) 1/2 (**)	1/4	1/2	1/4

(*) Se houver só uma camada de armadura

(**) Se houver mais de uma camada de armadura

B- Barras comprimidas

Todas as barras comprimidas podem ser emendadas na mesma seção.

5.3.4- ARMADURA TRANSVERSAL NAS EMENDAS POR TRASPASSE

Observando-se o mecanismo de transmissão de esforços de uma emenda por traspasse, nota-se que se formam bielas inclinadas de compressão e, conseqüentemente, de acordo com a analogia da treliça, devem surgir esforços de tração na direção transversal à da barra.

Esses esforços de tração podem ser combatidos por armaduras transversais ou por uma compressão transversal e bastante cobrimento de concreto.

Como em pilares de concreto não se tem essa compressão transversal, conforme dito ao final do item 5.2.3, utiliza-se em cada uma das extremidades da emenda a mesma armadura descrita no mesmo item já mencionado, conforme prescrições da NBR-6118⁽⁰²⁾, item 6.3.5.2.

5.3.5- UTILIZAÇÃO DE EMENDAS POR TRASPASSE EM PROJETOS

Numa tentativa de facilitar o detalhamento das emendas por traspasse, pode-se impor alguns fatores utilizados na prática, viabilizando a sua utilização em projetos.

A- Comprimento da emenda em projetos

Inicialmente, destaca-se alguns trechos da NBR-6118⁽⁰²⁾, a saber:

- a bitola das barras da armadura longitudinal dos pilares não poderá ser inferior a 10,0 mm, item 6.3.1.3;
- as barras lisas tracionadas de bitola maior que 6,3 mm deverão ter ganchos necessariamente, item 6.3.4.1.

Conforme final do item 5.2.2, nota-se que o uso de ganchos foi descartado; conseqüentemente, descarta-se a hipótese de se utilizarem barras lisas nas emendas por

traspasse, devido às recomendações expostas anteriormente.

Esse procedimento vem de encontro com o critério adotado por LEONHARDT⁽²⁰⁾, que diz: "emendas com extremidades retas ou com ganchos abertos são permitidas somente para barras nervuradas."

Fazendo-se, agora, uma análise da tabela 5.1, nota-se que existem apenas duas categorias de aço disponíveis no mercado, que apresentam o coeficiente superficial η_b diferente de 1,0, no caso CA-50 e CA-60. Como nos pilares só se tem regiões de boa aderência, logo $\alpha = 1$; então as expressões de l_{b1} e l_b ficam reduzidas a:

$$l_{b1} = \frac{\phi}{1,68} \frac{f_{yd}}{\sqrt[3]{f_{cd}^2}} \quad (5.7)$$

$$l_b = \frac{\phi}{1,68} \frac{f_{yd}}{\sqrt[3]{f_{cd}^2}} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} \quad (5.8)$$

válidas somente para os aços CA-50 e CA-60, pois $\eta = 1,5$, onde

$$l_b \geq \begin{cases} 0,5 & l_{b1} \\ 15,0 & \phi \\ 20,0 & \text{cm} \end{cases} \quad \text{para barras tracionadas;}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0,6 & l_{b1} \\ 10,0 & \phi \\ 15,0 & \text{cm} \end{cases} \quad \text{para barras comprimidas.}$$

Levando-se em conta que o pilar terá apenas uma camada de armadura, conforme item 5.5.1.c deste trabalho, a proporção máxima de emendas por traspasse no detalhamento de pilares fica limitado a:

Tab. 5.4 - Proporção de barras emendadas.

Barras	$S_{gk} > S_{qk}$	$S_{gk} \leq S_{qk}$
tracionadas	todas	1/2
comprimidas	todas	todas

Sendo assim, o comprimento das emendas por traspasse em projetos é dado por:

$$l_{bt} = \psi_5 l_b \quad (5.9)$$

onde:

Tab. 5.5 - Valores de ψ_5 .

Barras	ψ_5
tracionadas	ver Tab. 5.2
comprimidas	1,0

B- Armadura transversal em projetos

Para racionalizar o uso da armadura transversal nas emendas por traspasse, impõe-se, como limite extremo para o esforço transmitido pela barra ancorada, o valor da tensão de escoamento convencional multiplicado pela área da seção transversal da armadura longitudinal; assim, as equações 5.5 e 5.6 ficam:

$$A_{st} \geq 0,40 A_s \quad \text{para barras tracionadas} \quad (5.10)$$

$$A_{st} \geq 0,20 A_s \quad \text{para barras comprimidas} \quad (5.11)$$

Essas armaduras podem ser dispostas conforme ilustração abaixo, tomando-se o valor de $A_{st} = 0,20 A_s$, sendo que o espaçamento (e) entre as barras deverá ser, segundo LEONHARDT⁽²⁰⁾, menor que $4 \phi_r$.

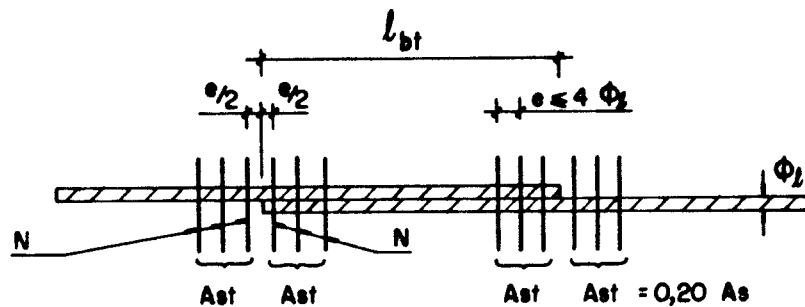


Fig. 5.11 - Armadura transversal nas emendas por traspasse.

Nesse caso, no meio da emenda deverá haver uma armadura construtiva, também formada por estribos, que irá complementar a quantidade de armadura transversal para barras tracionadas. Logo, a armadura logitudinal poderá ser tracionada ou comprimida, pois tal disposição contempla os dois casos.

Dessa forma, pode-se montar uma tabela auxiliar que irá facilitar o detalhamento em questão.

Tab. 5.6 - Espaçamento dos estribos na região de costura.

ϕ_l (mm)	A_s (cm ²)	$A_{st,cal}$ (cm ²)	$\phi_t,adot.$ (mm)	número estribos (N)	$A_{st,efe}$ (cm ²)	$e_{adot.}$ (cm)
10,0	0,80	0,16	5,0	1	0,20	4,0
12,5	1,25	0,25	5,0	2	0,40	5,0
16,0	2,00	0,40	5,0	2	0,40	6,0
20,0	3,15	0,63	5,0	3	0,60	8,0
25,0	5,00	1,00	6,3	3	0,95	10,0

Quando essa emenda for executada na base do pilar, não será utilizada a armadura transversal abaixo da extremidade inferior da emenda, pois sempre existe uma armadura disposta transversalmente ao eixo do pilar, que pode ser proveniente da armação de uma viga ou de um bloco de

coroamento. Além disso, para facilitar o detalhamento dessa região, pode-se distribuir os estribos conforme ilustração abaixo, com os dados contidos na tabela 5.7.

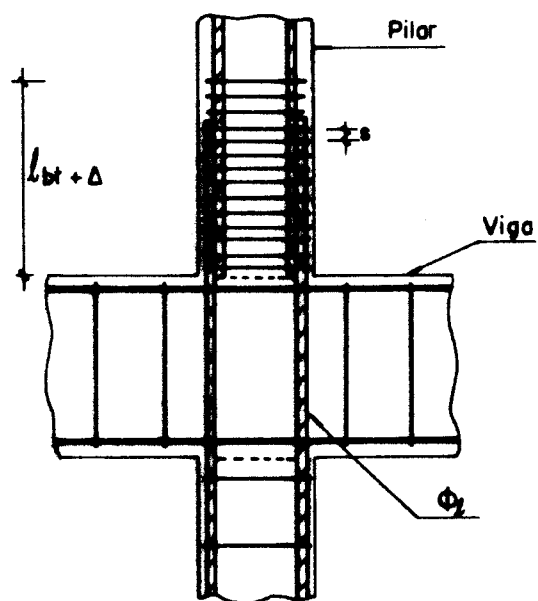


Fig. 5.12 - Disposição dos estribos na região de emenda.

Tab. 5.7 - Espaçamento dos estribos na região de emenda.

ϕ_s (mm)	Δ (cm)	s (cm)
10,0	0,0	10,0
12,5	0,0	10,0
16,0	10,0	10,0
20,0	20,0	10,0
25,0	20,0	10,0

5.4- DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Para que se possa fazer um detalhamento correto, é necessário que sejam respeitados alguns limites, chamados de disposições construtivas, estabelecidos pelo cálculo ou pela

prática do calculista.

O objetivo deste item é o de levantar, de forma simples, os limites pertinentes ao detalhamento de pilares em concreto armado fornecidos pela NBR-6118⁽¹⁰²⁾ ou por outra fonte especializada, desde que se faça necessário.

5.4.1- DIMENSÕES EXTERNAS MÍNIMAS

Fazendo-se as devidas simplificações no item 6.1.3.1 da NBR-6118⁽¹⁰²⁾, motivadas pelas restrições do presente trabalho, apresenta-se as dimensões externas mínimas para pilares com seção retangular, através da Tab. 5.8.

Tab. 5.8 - Dimensões externas mínimas para pilares e paredes.

Peças com seção retangular	Peças que não suportam lajes-cogumelo	
	$\gamma_f = 1,4$	$\gamma_f = 1,8$
pilares não cintados	20,0 cm $l_0/25$	$b \geq 12,0$ cm e $h \leq 60,0$ cm (*)
paredes ($h > 5 b$)	20,0 cm $l_0/25$	12,0 cm $l_0/25$

(*) apoiado no elemento estrutural subjacente em toda a extensão de sua base, consideradas obrigatoriamente no seu cálculo a flexão oriunda das ligações com lajes e vigas e a flambagem conjunta dos pilares superpostos.

Cabe ressaltar que adotando-se o critério $l_0/25$ seria impossível obter um pilar com $\lambda > 86,6$. Além disso, para pilares com $12 \leq b < 20$ é fixado $h \leq 60$, não valendo a condição $h \leq 5 b$ dada no item 2.2.2 da NBR-6118⁽¹⁰²⁾.

No caso de estruturas que devam resistir ao fogo, estas dimensões deverão atender, também, as exigências da NBR-5627⁽¹⁰³⁾, apresentadas pela Tab. 5.9.

Com relação à canalizações embutidas longitudinalmente nos pilares, estas não são permitidas, quer no concreto, quer em espaços vazios da peça que não tenham aberturas de drenagem, de acordo com o item 6.2.2 da NBR-6118⁽¹⁰²⁾.

Tab. 5.9 - Dimensões mínimas.

Caso	Tipo da peça	Duração do fogo			
		F060	F120	F180	F240
1	Pilares de seção quadrada inteiramente comprimida e expostos ao fogo em duas ou mais faces	20	30	36	40
2	Pilares de seção quadrada inteiramente comprimida e expostos ao fogo em uma só face	12	16	20	24
3	Pilares de seção retangular inteiramente comprimida, com relação de lados $b/h \geq 5,0$ (*)	12	16	20	24
4	Peças fletidas que não possam dilatar livremente na direção longitudinal	08	11,5	15	18

(*) Para pilares de seção retangular com relação de lados b/h compreendendo entre 1,0 e 5,0, interpola-se linearmente entre os valores dos casos 1 e 3.

5.4.2- COBRIMENTO DA ARMADURA

Qualquer barra da armadura, inclusive de distribuição, de montagem e estribos, deve ter cobrimento de concreto pelo menos igual ao seu diâmetro, mas não menor que os valores contidos na Tab. 5.10, conforme o item 6.3.3.1 da NBR-6118⁽⁰²⁾.

Para cobrimento maior que 6,0 cm deve-se colocar uma armadura de pele complementar, em rede, cujo cobrimento não deve ser inferior aos limites descritos pela Tab. 5.10.

Tab. 5.10 - Cobrimento mínimo da armadura.

Peça	Concreto revestido com argamassa de pelo menos 1,0 cm de espessura		Concreto aparente		Concreto em contato com o solo	Concreto em meio forte/e agressivo
	Interior edifícios	Ao ar livre	Interior edifícios	Ao ar livre		
Pilar	1,5	2,0	2,0	2,5	3,0	4,0
Parede	1,5	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0

No caso de estruturas que devam ser resistentes ao fogo, o cobrimento da armadura longitudinal não deverá ser inferior aos valores da Tab. 5.11, conforme a NBR-5627⁽⁰⁸⁾.

Tab. 5.11 - Cobrimento mínimo.

Peças de concreto não-revestido (*) (**)	Duração do fogo			
	F060	F120	F180	F240
Pilares com seção inteiramente comprimida	2,5	4,5	6,0	7,5
Peças fletidas que não possam dilatar livremente na direção longitudinal	2,5	4,0	5,0	6,0
Paredes	1,5	3,0	4,5	---

(*) Permitem-se descontos de 1,0 cm do cobrimento c , para cada 1,5 cm de revestimento de argamassa de cal e areia.

(**) Permitem-se descontos de 1,0 cm do cobrimento c , para cada 0,4 cm de revestimento de gesso ou de fibras de amianto, ou de argamassa de vermiculite.

5.4.3- ARMADURA LONGITUDINAL

Neste item, apresentam-se algumas diretrizes básicas com relação à armadura longitudinal, calculada no item 4.6 deste trabalho.

A- Limites da armadura longitudinal, segundo a NBR-6118⁽⁰²⁾

Em se tratando de pilares não cintados, que tenham todas as barras comprimidas, a taxa geométrica de armadura longitudinal (ρ) tem como limites:

- $\rho_{\min} = 0,8 \%$ para $l_e/i > 30$
- $\rho_{\min} = 0,5 \%$ para $l_e/i \leq 30$
- $\rho_{\max} = 6,0 \%$ (inclusive no trecho de emenda por traspasse)

sendo

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (5.12)$$

onde A_c é a área da seção transversal geométrica da peça, não descontada a área ocupada pela armadura longitudinal, e A_s é a área total da seção transversal da armadura longitudinal.

Para pilares com seção efetiva $A_{c,efe}$ superior à seção calculada $A_{c,cal}$, tem-se:

$$- A_{s,min} = 0,8 \% A_{c,cal} \quad \text{para } l_e/i > 30$$

$$- A_{s,min} = 0,5 \% A_{c,cal} \quad \text{para } l_e/i \leq 30$$

respeitando-se o valor mínimo de 0,5 % $A_{c,efe}$, sendo que para a relação $l_e/i \leq 30$, este limite não tem sentido, pois ninguém vai calcular 0,5 % da área da seção teoricamente necessária para depois adotar 0,5 % da área da seção real.

No caso de paredes, a taxa geométrica de armadura longitudinal (ρ) tem como limites:

$$- \rho_{min} = 0,4 \% \quad \text{para } h \geq 6 b$$

$$- \rho_{min} = \text{interpolar linearmente entre os valores recomendados para pilares e } 0,4 \% \text{, quando } 5 b < h < 6 b.$$

Já para paredes com seção efetiva $A_{c,efe}$ superior à seção calculada $A_{c,cal}$, tem-se:

$$- A_{s,min} = 0,4 \% A_{c,cal}$$

$$- A_{s,min} = 0,2 \% A_{c,efe}$$

$$- A_{s,min} = 0,1 \% A_{c,efe} \text{ por face}$$

B- Bitolas utilizáveis

Conforme visto ao final do item 5.3.1, devido à utilização de emendas por traspasse, limita-se a bitola máxima da armadura longitudinal em 25,0 mm. Do mesmo modo, no início do item 5.3.5, limitou-se a bitola mínima em 10,0 mm.

Dessa forma, apresenta-se as bitolas disponíveis no mercado através da Tab. 5.12, que serão utilizadas em projetos.

Tab. 5.12 - Área da seção transversal das barras.

ϕ_t (mm)	10,0	12,5	16,0	20,0	25,0
A_s (cm ²)	0,80	1,25	2,00	3,15	5,00

C- Espaçamento das barras longitudinais

A NBR-6118⁽¹⁰²⁾ fixa o espaçamento entre as barras longitudinais de pilares e paredes, através dos itens 6.3.2.2 e 6.3.2.4, como segue:

"O espaçamento entre duas barras da armadura longitudinal não deve ser menor que 2,0 cm, menor que o diâmetro das próprias barras, nem menor que 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado. Se as barras forem de diâmetros diferentes, será considerado o maior deles. No caso de serem previstas emendas por traspasse, o afastamento entre as barras, em toda a extensão da peça, deve ser tal que permita o espaço livre entre emendas mostrado pela Fig. 5.13.

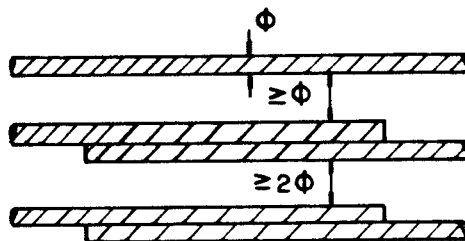


Fig. 5.13 - Espaçamento mínimo transversal entre emendas.

Junto ao contorno das peças comprimidas, não cintadas, deve haver, em qualquer seção transversal, barras

longitudinais espaçadas no máximo de 40,0 cm, no caso de pilares; no caso de paredes, o espaçamento das barras da armadura principal não deverá ser superior ao dobro da espessura da parede, nem a 30,0 cm".

5.4.4- ARMADURA TRANSVERSAL

As funções básicas da utilização de estribos em pilares são indicadas a seguir:

- manter a armação do pilar na posição vertical, quando da execução do mesmo, através da armação com as barras longitudinais;
- proteger as barras longitudinais comprimidas contra a flambagem;
- resistir a esforços transversais de tração decorrentes da compressão longitudinal e da emenda por traspasse;
- trabalhar como montante da treliça clássica, quando o pilar for submetido a esforço cortante.

Para viabilizar estas funções, se faz necessária a apresentação de algumas diretrizes básicas para o detalhamento.

A- Armadura mínima

A NBR-6118⁽⁰²⁾ não recomenda tal quantidade para pilares, pois atende, basicamente, às três primeiras funções já mencionadas acima.

Para paredes, a armadura secundária, normal à armadura principal, deverá ter seção transversal no mínimo igual a 50% da principal.

Entretanto, no caso em que o pilar, ou parede, estiver submetido a esforço cortante, deve-se atender as prescrições do item 4.7 deste trabalho.

B- Bitolas e espaçamento das barras transversais

O espaçamento máximo dos estribos das peças comprimidas não cintadas, segundo a NBR-6118⁽⁰²⁾, item 6.3.2.4, deve ser de:

- 30,0 cm;
- menor dimensão externa da seção da peça;
- $21,0 \phi_l$ e $340,0 \phi_t^2 / \phi_l$ para aço CA-25 e CA-32;
- $12,0 \phi_l$ e $190,0 \phi_t^2 / \phi_l$ para aço CA-40, CA-50 e CA-60.

Caso $f_{yk,t} < f_{yk,l}$, reduzir o espaçamento proporcionalmente a $f_{yk,t} / f_{yk,l}$.

Já a bitola mínima a ser utilizada é de 5,0 mm, conforme item 6.3.1.3 da NBR-6118⁽⁰²⁾.

Em função desses parâmetros, monta-se tabelas auxiliares para os aços CA-25, CA-50 e CA-60, que facilitarão o detalhamento final.

Para a categoria CA-25, tem-se:

Tab. 5.13 - Espaçamento entre estribos.

ϕ_l (CA-50) (mm)	ϕ_t (mm)	s_{cal} (cm)	$s_{reduzido}$ (cm)	$s_{adotado}$ (cm)
10,0	5,0	21	10	10
12,5	5,0	26	13	12
16,0	5,0	33	16	15
20,0	5,0	42	21	20
25,0	6,3	52	26	25

Para as categorias CA-50 e CA-60, tem-se:

Tab. 5.14 - Espaçamento entre estribos.

ϕ_l (CA-50) (mm)	ϕ_t (mm)	s_{cal} (cm)	$s_{adotado}$ (cm)
10,0	5,0	12	12
12,5	5,0	15	15
16,0	5,0	20	20
20,0	5,0	23	20
25,0	6,3	30	30

Para a utilização das tabelas 5.13 e 5.14, deve-se respeitar a condição $s_{\text{adotado}} \leq$ menor dimensão externa da seção da peça.

Em pilares com momentos nas extremidades, LEONHARDT⁽²⁰⁾ recomenda a utilização de estribos pouco espaçados nas extremidades dos pilares, conforme ilustração abaixo.

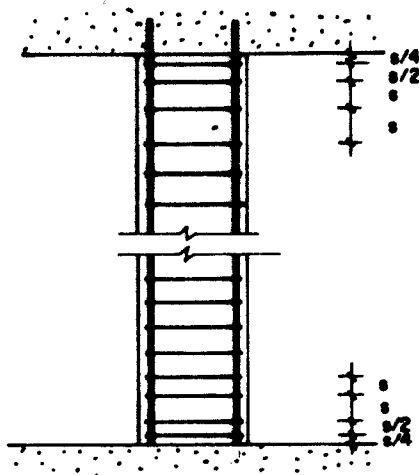


Fig. 5.14 - Estribos adicionais nas extremidades do pilar⁽²⁰⁾.

Essa recomendação para a base inferior pode ser suprimida, desde que se faça a emenda por traspasse nessa região, conforme ilustra a Fig. 5.12, pois nesse caso já há maior quantidade de estribos, decorrentes da emenda.

C- Proteção contra flambagem das barras longitudinais

Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras longitudinais dos pilares, deve-se seguir as prescrições da NBR-6118⁽⁰²⁾, item 6.3.4.3, que são:

"Os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em quinas e as por eles

abrangidas e situadas no máximo à distância de $20,0 \phi_t$ da quina, se nesse trecho de comprimento $20,0 \phi_t$ não houver mais de duas barras, não contando a da quina.

Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deverá haver estribos suplementares, com diâmetro e espaçamento também de acordo com o item 6.3.2.4 (canalizado no item anterior deste trabalho). Se esses estribos suplementares forem poligonais, a eles se aplica a mesma regra acima enunciada.

Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos, deverá ele atravessar a seção da peça e o seu gancho envolverá a barra longitudinal. Se houver mais de uma barra longitudinal a serem protegidas junto à mesma extremidade do estribo, o gancho deste envolverá um estribo principal em ponto junto a uma das barras, o que deverá ser indicado no projeto de modo bem destacado; ele garantirá contra a flambagem essa barra e mais duas para cada lado, não distantes dela mais de $20,0 \phi_t$ (ϕ_t do estribo principal)."

A Fig. 5.15 ilustra o texto anterior.

O comprimento $20,0 \phi_t$ pode ser tabelado da seguinte forma:

Tab 5.15 - Distância máxima entre estribos - proteção contra flambagem.

ϕ_t (CA-50) (mm)	ϕ_t (mm)	$20 \phi_t$ (cm)
10,0	5,0	10
12,5	5,0	10
16,0	5,0	10
20,0	5,0	10
25,0	6,3	12

O emprego de estribos suplementares em paredes é exigido pela NBR-6118⁽⁰²⁾, item 6.3.1.4, apenas quando a

porcentagem da seção da armadura comprimida for superior a 2,0 % ou a bitola das suas barras for maior que 12,5.

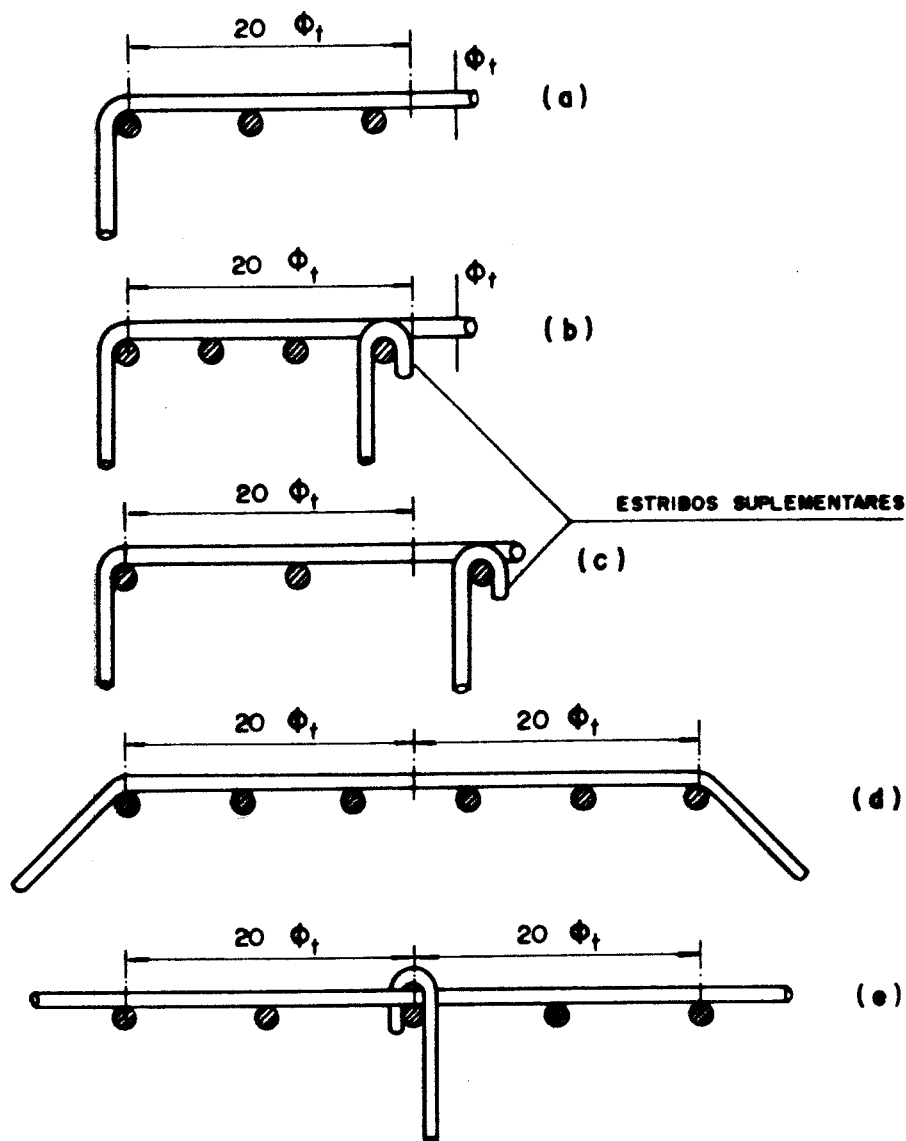
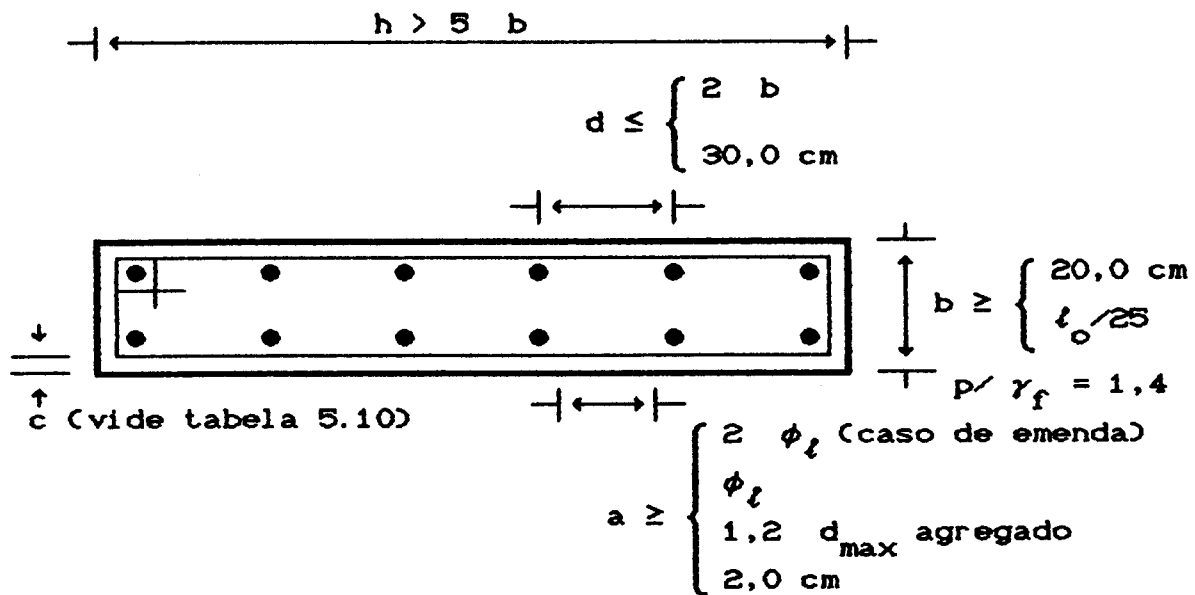


Fig. 5.15 - Arranjos básicos dos estribos das peças não cintadas⁽¹⁵⁾.

5.4.5- RESUMO DAS DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

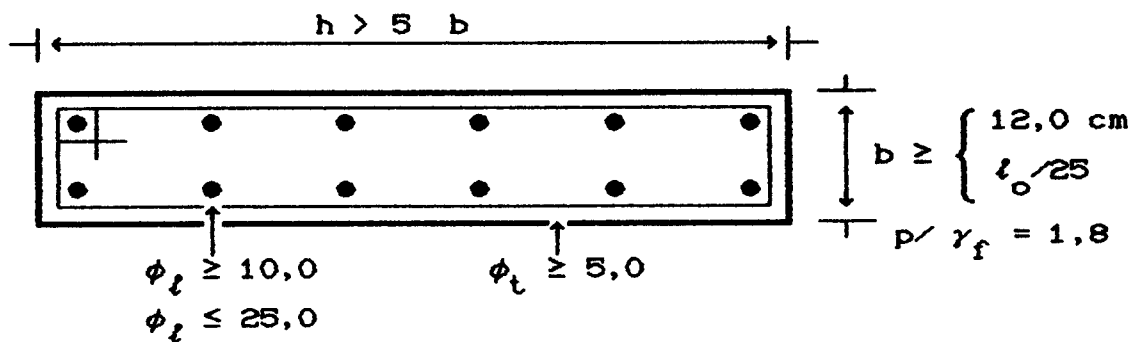
Este item tem por objetivo resumir as disposições construtivas, de modo a facilitar o detalhamento e consultas futuras, através de ilustrações que são mostradas a seguir.

PAREDES



$$A_{st} \geq 50,0 \% A_{s\ell}$$

dispensa de estribos suplementares $\begin{cases} A_{s\ell} \leq 2,0 \% A_{c,efe} \\ \phi_t \leq 12,5 \end{cases}$



$p/h \geq 6 b \rightarrow A_{s\ell} \geq 0,4 \% A_{c,cal}$

$p/5 b < h < 6 b \rightarrow A_{s\ell} \geq 0,4 \% \bullet \begin{cases} 0,8 \% (l_e/i > 30) \\ 0,5 \% (l_e/i \leq 30) \end{cases} A_{c,cal}$

(interpolar linearmente)

com

$$A_{s\ell} \geq 0,2 \% A_{c,efe}$$

em cada face da parede : $A_{s\ell} \geq 0,1 \% A_{c,efe}$

Fig. 5.16 - Resumo das disposições construtivas para paredes.

PILARES

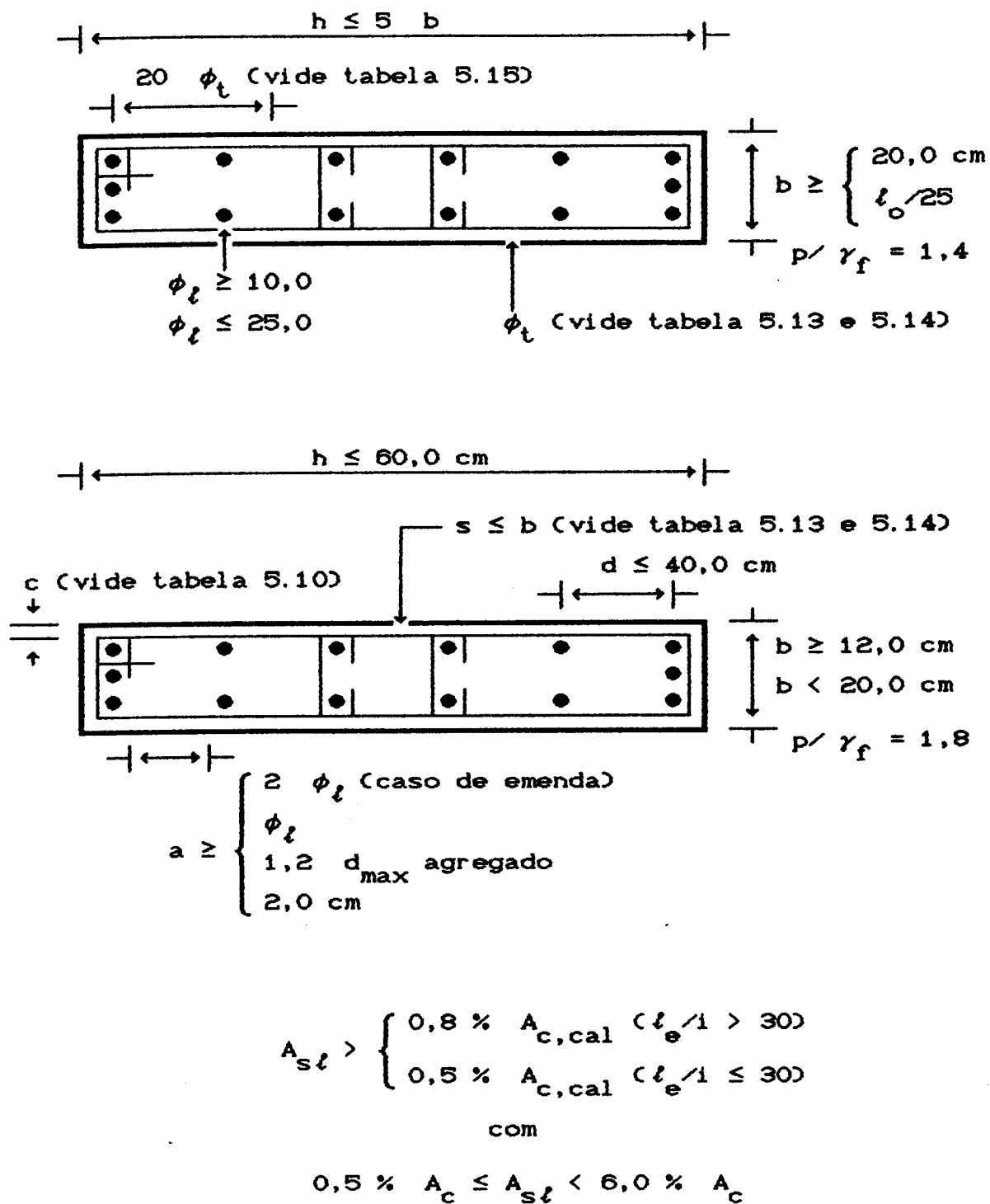


Fig. 5.17 - Resumo das disposições construtivas para pilares.

5.5- DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

As opções de detalhamento das armaduras são inúmeras, logo cada calculista acaba por adotar a solução que mais lhe agrada. Neste sentido, apresenta-se algumas soluções para escolha da mais conveniente.

5.5.1- ARMADURA LONGITUDINAL

Os vários detalhes das armaduras longitudinais serão apresentados a seguir.

A- Início e término das barras

Em geral, um pilar nasce de um bloco de coroamento de tubulões ou estacas, ou de uma sapata. Para que se possa dar início à sua construção, é necessário projetar barras de espera, comumente chamadas de arranque, que vão possibilitar a união entre os elementos de fundação e o pilar, mostradas pela Fig. 5.18.

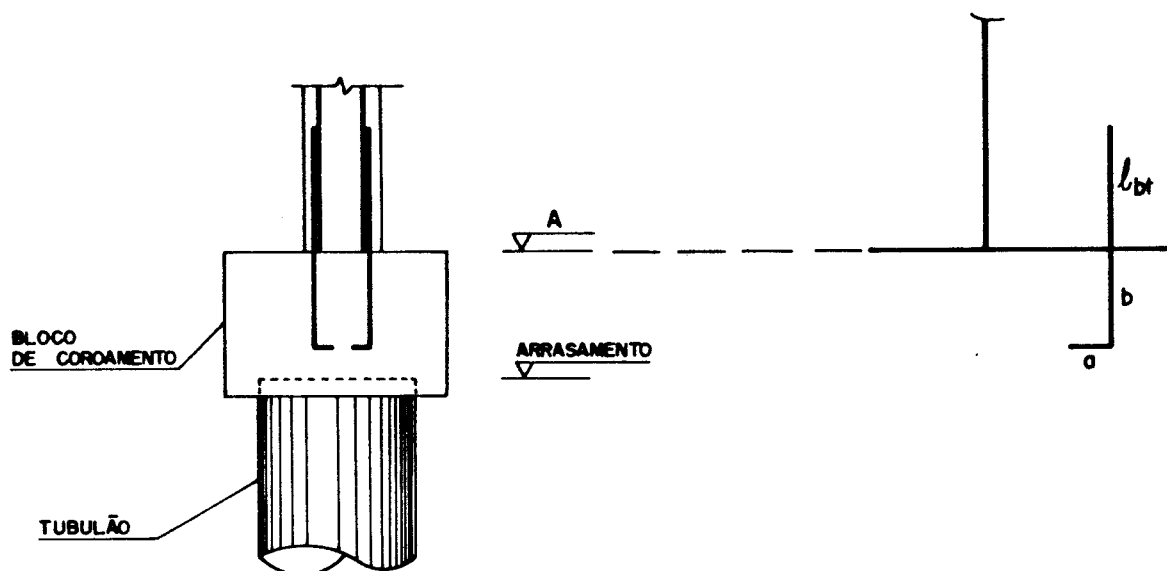


Fig. 5.18 - Arranque das barras dos pilares.

O comprimento l_{bt} é dado pela equação 5.9 .
Trabalhando-se apenas com aço CA-50, o comprimento "b" é dado

por l_{bt} , enquanto que o comprimento "a" pode ser calculado pelas expressões abaixo, conforme ilustrado pela Fig. 5.19, ou dado pela Tab. 5.16. Os comprimentos l_{bt} e "b" serão múltiplos de 5,0 cm.

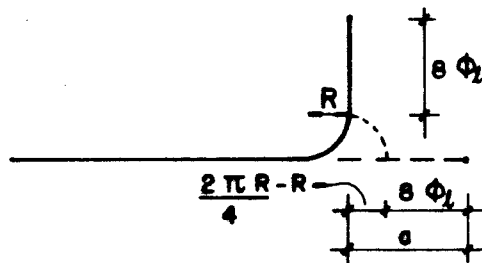


Fig. 5.19 - Dobramento das barras do arranque.

- Para $\phi_\ell \leq 20,0$ mm, $R = 2,5 \phi_\ell$, logo:

$$a = 8 \phi_\ell + \pi \cdot 1,25 \phi_\ell - 2,5 \phi_\ell$$

$$\therefore a = 9,43 \phi_\ell \quad (5.13)$$

- Para $\phi_\ell > 20,0$ mm, $R = 4,0 \phi_\ell$, logo:

$$a = 8 \phi_\ell + \pi \cdot 2,0 \phi_\ell - 4,0 \phi_\ell$$

$$\therefore a = 10,28 \phi_\ell \quad (5.14)$$

Tab. 5.16 - Valor do gancho das barras do arranque.

ϕ_ℓ (CA-50) (mm)	a_{cal} (cm)	$a_{adotado}$ (cm)
10,0	9,43	10,0
12,5	11,79	15,0
16,0	15,09	15,0
20,0	18,86	20,0
25,0	25,70	30,0

Com relação ao término das barras, deve-se tomar as devidas precauções para que não ocorra rompimento do concreto

próximo à superfície externa. Para isso, LEONHARDT^[20] apresenta o detalhe mostrado pela Fig. 5.20.

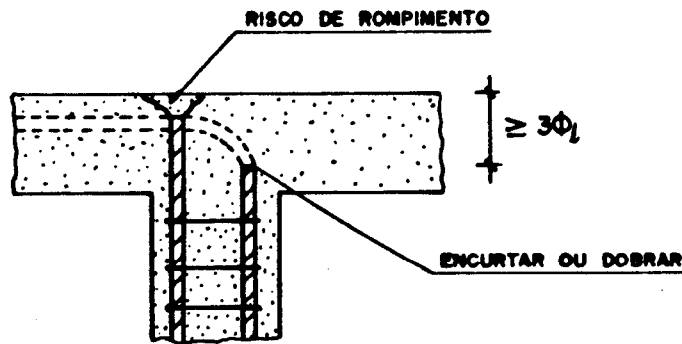


Fig. 5.20 - Término das barras longitudinais^[20].

B- Localização das emendas

Normalmente, a armadura dos pilares de edifícios é mantida constante ao longo de cada andar, através de detalhamentos usuais mostrados a seguir.

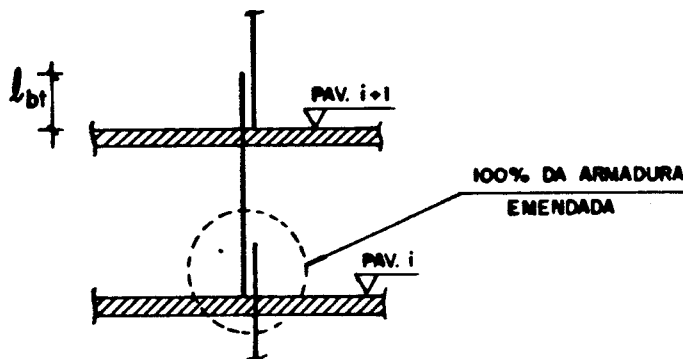


Fig. 5.21 - Tipos usuais de detalhamento^[34].

O tipo de detalhamento apresentado na Fig. 5.21 é normalmente utilizado pela maioria dos calculistas de concreto armado, embora apresente um consumo elevado de armadura, pois emenda-se a totalidade das barras em cada

pavimento. Pode-se, então, reduzir esse consumo através do esquema mostrado pela Fig. 5.22.

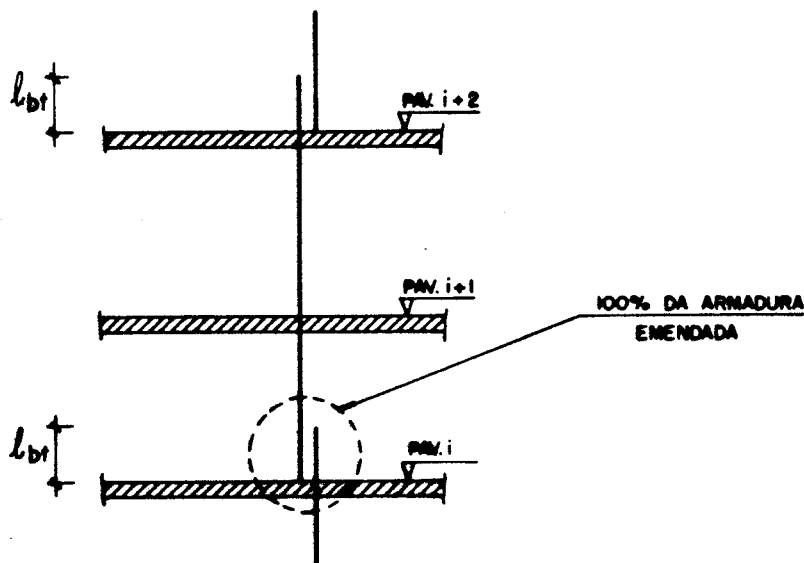


Fig. 5.22 - Tipos usuais de detalhamento^[34].

Desse modo, o número de emendas foi reduzido pela metade, embora o sistema apresente problemas construtivos, pois dessa forma têm-se barras com comprimentos da ordem de 7,0 m, livres a partir do piso concretado.

Os dois tipos de detalhamento apresentados são recomendados quando se tem toda a armadura comprimida, com $l_{bt} = l_b$, pois nesse caso $\psi_5 = 1,0$, embora a taxa geométrica de armadura (ρ) fique limitada a 3,0 %, para que se tenha, no máximo, 6,0 % na região da emenda.

Em se tratando de pilares com armadura tracionada, é recomendável se emendar apenas 50,0 % das barras na mesma seção, com o objetivo de reduzir o valor de l_{bt} e de possibilitar o uso de uma taxa de armadura de até 4,0 %. As figuras 5.23 e 5.24 mostram os sistemas alternativos, correspondentes aos sistemas das figuras 5.21 e 5.22.

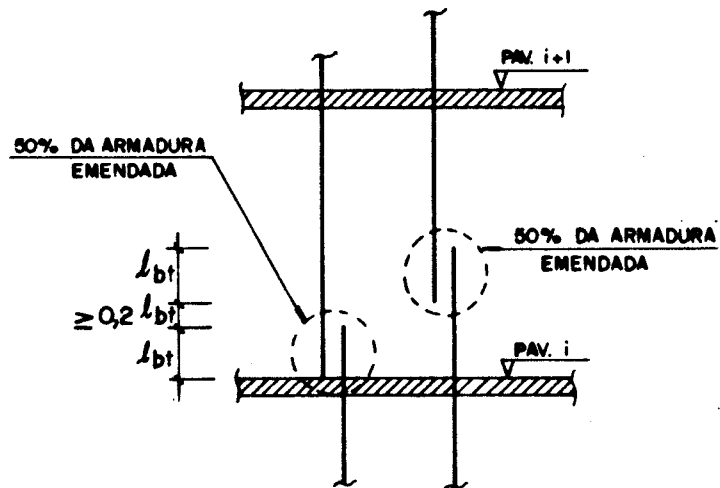


Fig. 5.23 - Tipos usuais de detalhamento^[34].

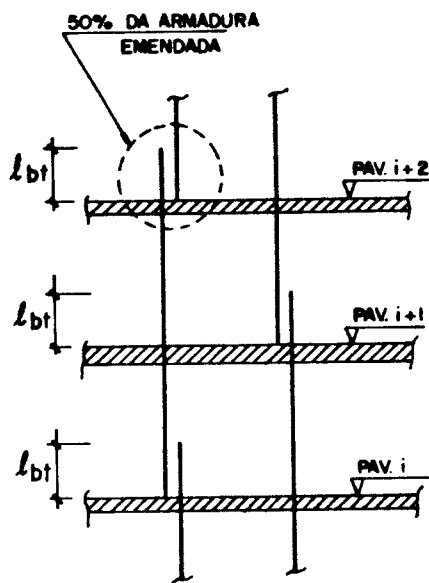


Fig. 5.24 - Tipos usuais de detalhamento^[34].

Para os vários sistemas apresentados, deve-se garantir a posição de projeto para as barras superiores emendadas, fazendo-se com que as barras inferiores sofram um leve encurvamento, como mostrado pela Fig. 5.25.

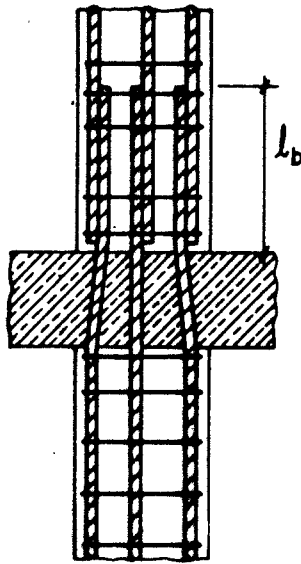


Fig. 5.25 - Emendas por traspasse junto a lajes de piso - pilar com seção constante^[20].

Quando os pilares diminuírem de seção, LEONHARDT^[20] recomenda os detalhes da figura abaixo.

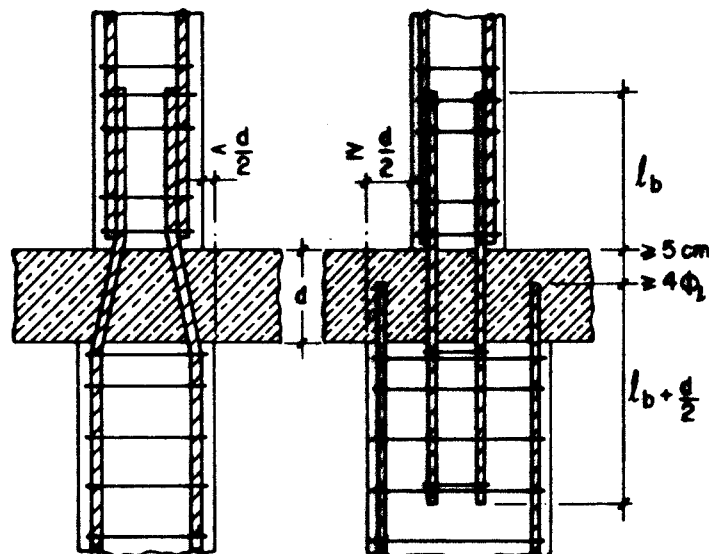


Fig. 5.26 - Emendas por traspasse junto a lajes de piso - pilar com seção variável^[20].

SANTOS^[91], considera que a recomendação exposta acima, dada pela inclinação das barras de até 1:2, é excessivamente tolerante, preferindo admitir uma inclinação máxima dada por 1 na horizontal para 4 na vertical.

Para efeito de projeto, adota-se 5,0 cm como sendo o máximo para que se possa "engarrafar" as barras, pois, para as estruturas correntes de concreto, este valor parece razoável.

C- Disposição das barras

Neste item, idealiza-se a disposição inicial das barras longitudinais, lembrando-se que os pilares a serem analisados tem seção transversal retangular, para que se possa fazer o dimensionamento.

Em função da forma da seção transversal, pode-se definir essa disposição do seguinte modo: todas as barras serão dispostas ao longo da maior dimensão da seção transversal, ou seja, ao longo da altura da peça, sendo que a distância entre os eixos das barras (d) deverá ser de, aproximadamente, 15,0 cm, não maior que 30,0 cm ou $2b$ para paredes e 40,0 cm para pilares, respeitando-se o número mínimo de 4 barras, alocadas nos cantos da seção. Caso as duas dimensões da seção transversal sejam iguais, a regra será aplicada para ambos os lados, sendo d , aproximadamente, igual a 9,0 cm.

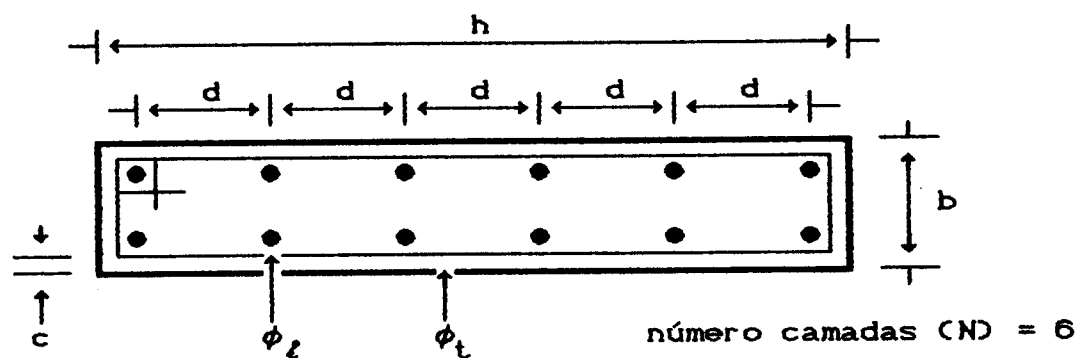


Fig. 5.27 - Espaçamento entre barras longitudinais.

A figura 5.27 apresenta uma disposição genérica para as barras, com o objetivo de ilustrar a regra exposta acima, mostrando a distância existente entre eixos, calculada pela equação 5.16.

$$h = (n - 1) d + 2 \left[c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \right] \quad (5.15)$$

$$\therefore d = \frac{h - 2 c - 2 \phi_t - \phi_l}{n - 1} \quad (5.16)$$

onde n indica o número de camadas existentes na maior face da seção transversal.

Na otimização das armaduras poderão ser acrescentadas mais barras, desde que seja mantida a simetria em relação aos eixos principais, observando-se as disposições construtivas contidas no item 5.4. Para isso, calcula-se o espaçamento livre mínimo existente entre as barras, considerando-se a seção crítica da emenda, mostrado na figura 5.28.

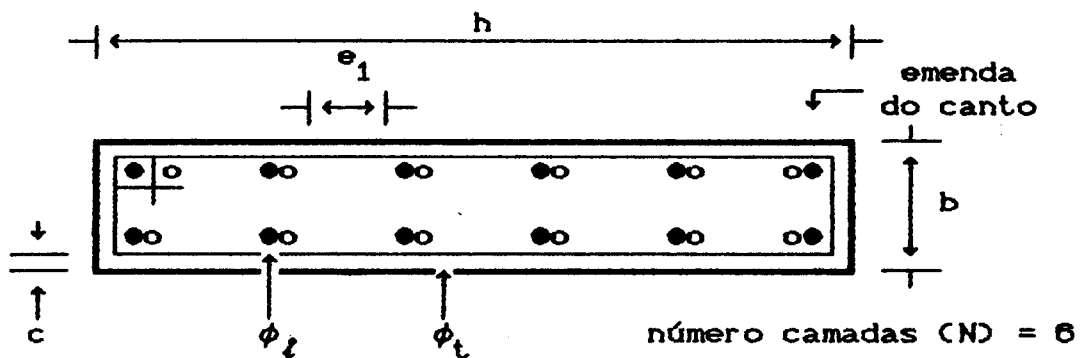


Fig. 5.28 - Espaçamento mínimo entre barras longitudinais.

Deve-se salientar que a equação deduzida a seguir, considera que a emenda do canto seja feita o longo da maior dimensão. Dessa forma, tem-se:

$$h = (N_1 - 1) e_1 + N_1 [2 \phi_l + 2 (c + \phi_t)]$$

$$\therefore e_1 = \frac{h - 2 N_1 \phi_l - 2 c - 2 \phi_t}{N_1 - 1} \quad (5.17)$$

sendo
$$e_1 \geq \begin{cases} 2 \phi_l \\ 1,2 d_{\max} \text{ agregado} \\ 2,0 \text{ cm} \end{cases}$$

onde N_1 indica o número de camadas existentes ao longo da altura da seção, não considerando as esperas.

De forma análoga, pode-se acrescentar mais barras ao longo da menor dimensão, observando-se o espaçamento mínimo existente entre as barras, dado por:

- com 3 camadas na menor dimensão

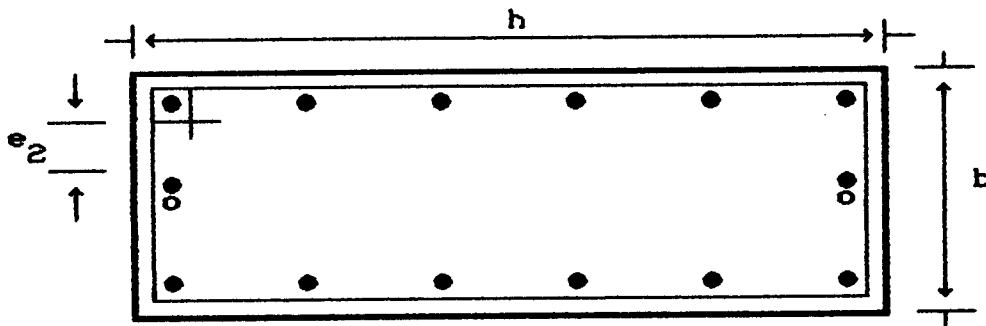


Fig. 5.29 - Espaçamento mínimo entre barras longitudinais.

$$b = 2 e_2 + 4 \phi_t + 2 (c + \phi_t) \quad (5.18)$$

sendo

$$e_2 \geq \begin{cases} \phi_t \\ 1,2 d_{\max} \text{ agregado} \\ 2,0 \text{ cm} \end{cases}$$

- com 4 ou mais camadas na menor dimensão

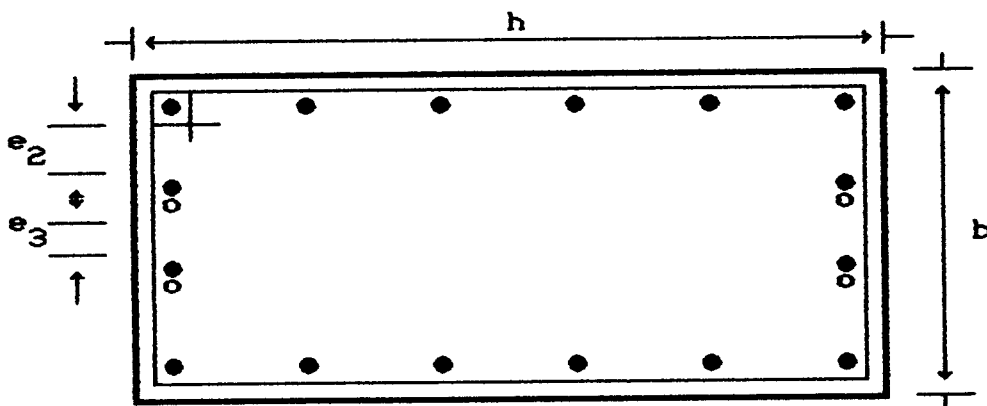


Fig. 5.30 - Espaçamento mínimo entre barras longitudinais.

$$b = 2 e_2 + 4 \phi_l + 2 (c + \phi_l) + (N_2 - 3) e_3 + \\ + (N_2 - 3) 2 \phi_l \quad (5.19)$$

sendo

$$e_2 \geq \begin{cases} \phi_l \\ 1,2 d_{\max} \text{ agregado} \\ 2,0 \text{ cm} \end{cases} \bullet$$

$$e_3 \geq \begin{cases} 2 \phi_l \\ 1,2 d_{\max} \text{ agregado} \\ 2,0 \text{ cm} \end{cases}$$

onde N_2 indica o número de camadas existentes ao longo da largura da seção, não considerando as esperas, sendo maior ou igual a 4.

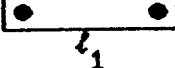
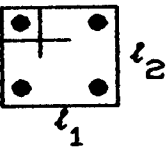
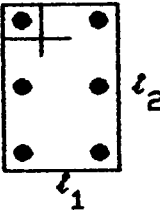
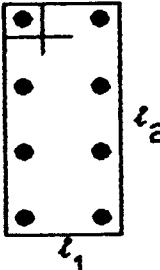
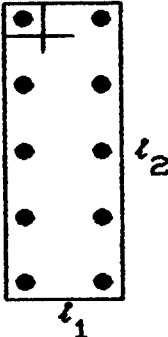
5.5.2- ARMADURA TRANSVERSAL

Para facilitar o detalhamento da armadura transversal, considera-se como sendo a principal função básica do estribo a de proteger as barras longitudinais comprimidas contra a flambagem e faz-se a seguinte divisão:

A- Arranjo ao longo da maior dimensão da seção transversal

Ao longo da maior dimensão da seção transversal, todas as barras longitudinais serão protegidas contra a flambagem, uma vez que a distância entre eixos das barras foi adotada como sendo de aproximadamente 15,0 cm, utilizando-se o esquema mostrado pela tabela 5.17 e ilustrado pela figura 5.31.

Tab. 5.17 - Arranjo e comprimento dos estribos.

d i s p o s i ç ã o	ESTRIBOS				
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
					
l_1	$b-2c$	$b-2c$	$b-2c$	$b-2c$	$b-2c$
l_2	-	$d+\phi_l+2\phi_t$	$2d+\phi_l+2\phi_t$	$3d+\phi_l+2\phi_t$	$4d+\phi_l+2\phi_t$
l_t	$l_1+\psi$	$2(l_1+l_2)+\psi$	$2(l_1+l_2)+\psi$	$2(l_1+l_2)+\psi$	$2(l_1+l_2)+\psi$
N= 2	-	1	-	-	-
N= 3	1	-	1	-	-
N= 4	-	-	2	-	-
N= 5	1	-	-	2	-
N= 6	-	-	2	1	-
N= 7	1	-	2	0	1
N= 8	-	-	2	2	-
N= 9	1	-	2	0	2
N=10	-	-	2	3	-
N=11	1	-	2	2	1
N=12	-	-	2	4	-
N=13	1	-	2	2	2
N=14	-	-	2	5	-
N=15	1	-	2	4	1
N=16	-	-	2	6	-
N=17	1	-	2	4	2

obs: $\phi_t = 5,0 \text{ cm} \Rightarrow \psi = 10,0 \text{ cm}$; $\phi_t = 6,3 \text{ cm} \Rightarrow \psi = 12,0 \text{ cm}$






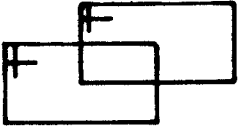

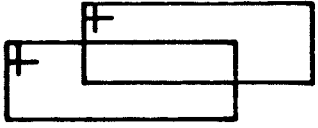

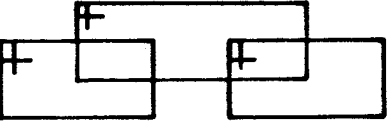

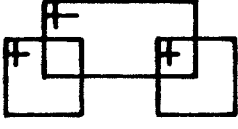

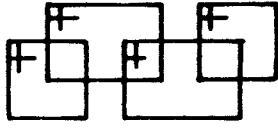

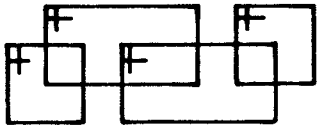
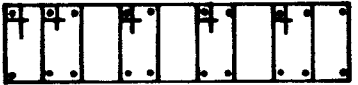
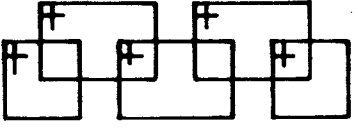

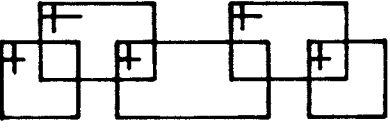
NÚMERO CAMADAS	ARRANJO DOS ESTRIBOS	
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		

Fig. 5.31 - Arranjo dos estribos.

Nota-se que a partir de seis camadas, existe uma padronização que possibilita a criação de uma regra prática, descrita a seguir:

- camadas pares a partir de 6 camadas (inclusive)

2 estribos tipo 3

+

$$\frac{N - 4}{2} \text{ estribos tipo 4}$$

onde N é o número de camadas

- camadas ímpares a partir de 7 camadas (inclusive)

2 estribos tipo 3

+

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N - 5}{2} - 1 = M \text{ estribos tipo 4} \\ + \\ 1 \text{ estribo tipo 5} \end{array} \right.$$

ou

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N - 5}{2} - 2 = M \text{ estribos tipo 4} \\ + \\ 2 \text{ estribo tipo 5} \end{array} \right.$$

+

1 estribo tipo 1

cuja condição é dada por $M \geq 0$ e múltiplo de 2, onde N é o número de camadas.

Dessa forma, para 2, 3, 4 e 5 camadas basta consultar a tabela 5.16 e a partir de 6 camadas usar a regra acima, obtendo-se o arranjo dos estribos.

Caso o calculista não fique satisfeito com tal disposição, é facultado o detalhamento manual.

B- Arranjo ao longo da menor dimensão da seção transversal

Ao longo da menor dimensão da seção transversal, somente algumas barras serão protegidas contra flambagem onde essa dimensão, para pilares usuais de edifícios, é limitada por aspectos construtivos, utilizando-se o esquema mostrado

pela tabela 5.18 e tabela 5.19, que estão em função do diâmetro máximo do agregado graúdo.

Tab. 5.18 - Dimensões da seção transversal do pilar e número de estribos.

bitola		b / n. estr	NÚMERO DE BARRAS (brita 1)								
ϕ_t (mm)	ϕ_l (mm)		3	4	5	6	7	8	9	10	
5,00	10,0	b	min	13	17	22	26	30	34	39	43
			max	25	35	45	55	65	75	85	95
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
5,00	12,5	b	min	14	19	24	29	34	39	44	49
			max	25	35	45	55	65	75	85	95
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
5,00	16,0	b	min	15	22	28	35	41	47	54	60
			max	25	35	45	55	65	75	85	95
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
5,00	20,0	b	min	17	25	33	41	49	57	65	73
			max	26	36	46	56	66	76	86	96
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
6,30	25,0	b	min	20	30	40	50	60	70	80	90
			max	30	42	54	66	78	90	102	114
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	

obs: cobertura c = 1,5 cm, para c = 2,0 (2,5) cm, somar 1,0 (2,0) cm aos valores de b

Tab. 5.19 - Dimensões da seção transversal do pilar e número de estribos.

bitola		b / n. estr	NÚMERO DE BARRAS (brita 2)								
ϕ_t (mm)	ϕ_l (mm)		3	4	5	6	7	8	9	10	
5,00	10,0	b	min	14	19	24	29	34	39	44	49
			max	25	35	45	55	65	75	85	95
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
5,00	12,5	b	min	15	21	26	32	37	43	48	54
			max	25	35	45	55	65	75	85	95
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
5,00	16,0	b	min	17	23	30	36	42	49	55	62
			max	25	35	45	55	65	75	85	95
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
5,00	20,0	b	min	18	26	34	42	50	58	66	74
			max	26	36	46	56	66	76	86	96
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	
6,30	25,0	b	min	21	31	41	51	61	71	81	91
			max	30	42	54	66	78	90	102	114
		n. estr	0	0	1	1	1	2	2	2	

obs: cobertura c = 1,5 cm, para c = 2,0 (2,5) cm somar 1,0 (2,0) cm aos valores de b

As tabelas acima apresentam os valores máximos e

mínimos da largura b a serem utilizados, sendo que os máximos foram obtidos através da equação 5.15, trocando-se b por h , e os mínimos através das equações 5.18 e 5.19, em função da quantidade mínima de estribos tipo 1, cujo comprimento é dado pela tabela 5.17, trocando-se b por h .

No detalhamento em questão, dado o número de barras a serem utilizadas, pode-se consultar essas tabelas para verificar se a largura b é adequada e extrair a quantidade de estribos necessária para tal disposição.

C- Arranjo para pilares quadrados

No caso de pilares quadrados, será utilizado os limites de b contidos nas tabelas 5.18 e 5.19, e os arranjos dos estribos mostrados pela figura 5.32.

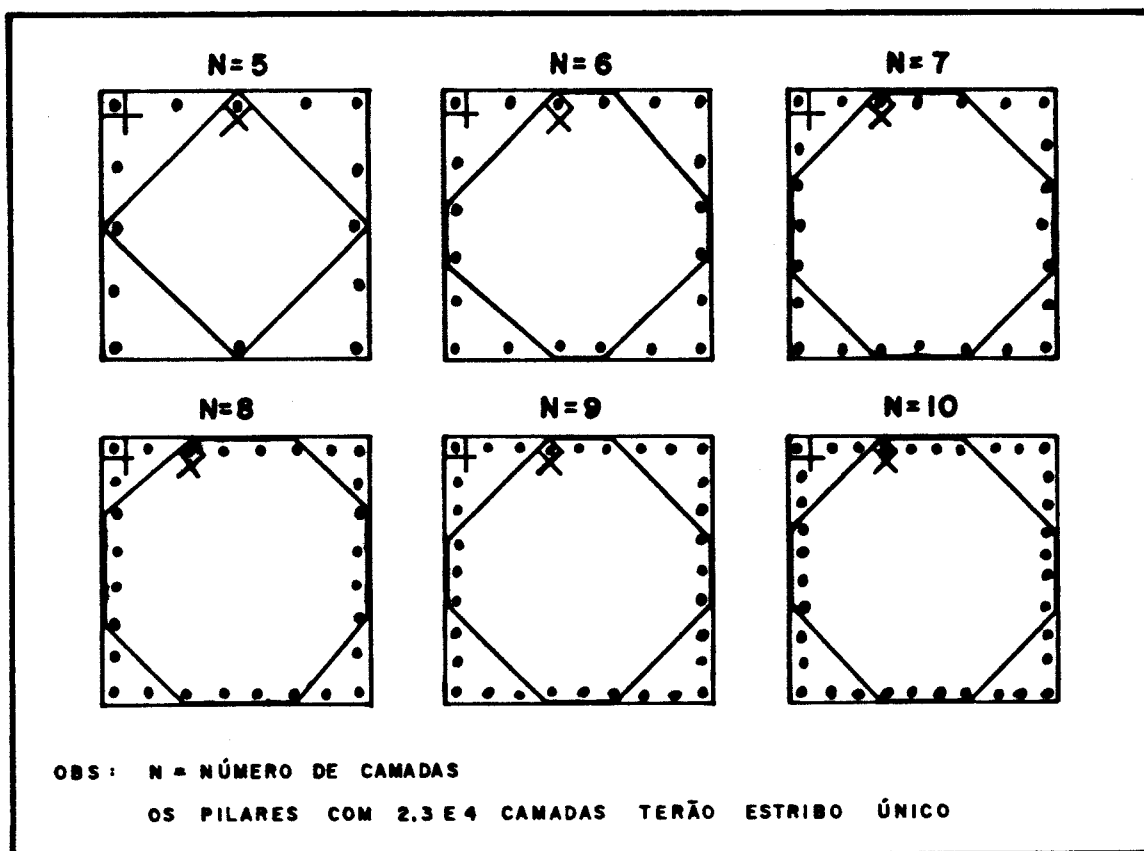
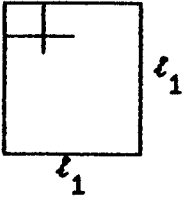
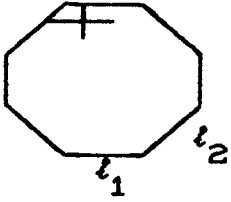
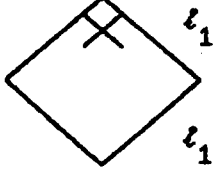


Fig. 5.32 - Arranjo dos estribos.

A disposição e os comprimentos desses estribos encontram-se à disposição na tabela 5.20.

Tab. 5.20 - Arranjo e comprimento dos estribos.

c a m a d a s N	c o m p r i m e n t o	ESTRIBOS		
		TIPO 6 	TIPO 7 	TIPO 8 
2 3 4	l_1	$b-2c$	-	-
	l_2	-	-	-
	l_t	$4l_1+\psi$	-	-
5	l_1	$b-2c$	-	$2,83d+\phi_l+2\phi_t$
	l_2	-	-	-
	l_t	$4l_1+\psi$	-	$4l_1+\psi$
6	l_1	$b-2c$	$d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_2	-	$2,83d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_t	$4l_1+\psi$	$4(l_1+l_2)+\psi$	-
7	l_1	$b-2c$	$2d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_2	-	$2,83d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_t	$4l_1+\psi$	$4(l_1+l_2)+\psi$	-
8	l_1	$b-2c$	$3d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_2	-	$2,83d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_t	$4l_1+\psi$	$4(l_1+l_2)+\psi$	-
9	l_1	$b-2c$	$2d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_2	-	$5,66d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_t	$4l_1+\psi$	$4(l_1+l_2)+\psi$	-
10	l_1	$b-2c$	$3d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_2	-	$5,66d+\phi_l+2\phi_t$	-
	l_t	$4l_1+\psi$	$4(l_1+l_2)+\psi$	-

obs: $\phi_t = 5,0 \text{ cm} \Rightarrow \psi = 10,0 \text{ cm}$; $\phi_t = 6,3 \text{ cm} \Rightarrow \psi = 12,0 \text{ cm}$

5.5.3- APRESENTAÇÃO DO DETALHAMENTO

A apresentação do detalhamento é o produto final de todo o trabalho até aqui desenvolvido, devendo conter, sucintamente, todas as informações necessárias para a execução do projeto.

Dessa forma, padroniza-se o detalhamento conforme exemplo ilustrado pela figura 5.33.

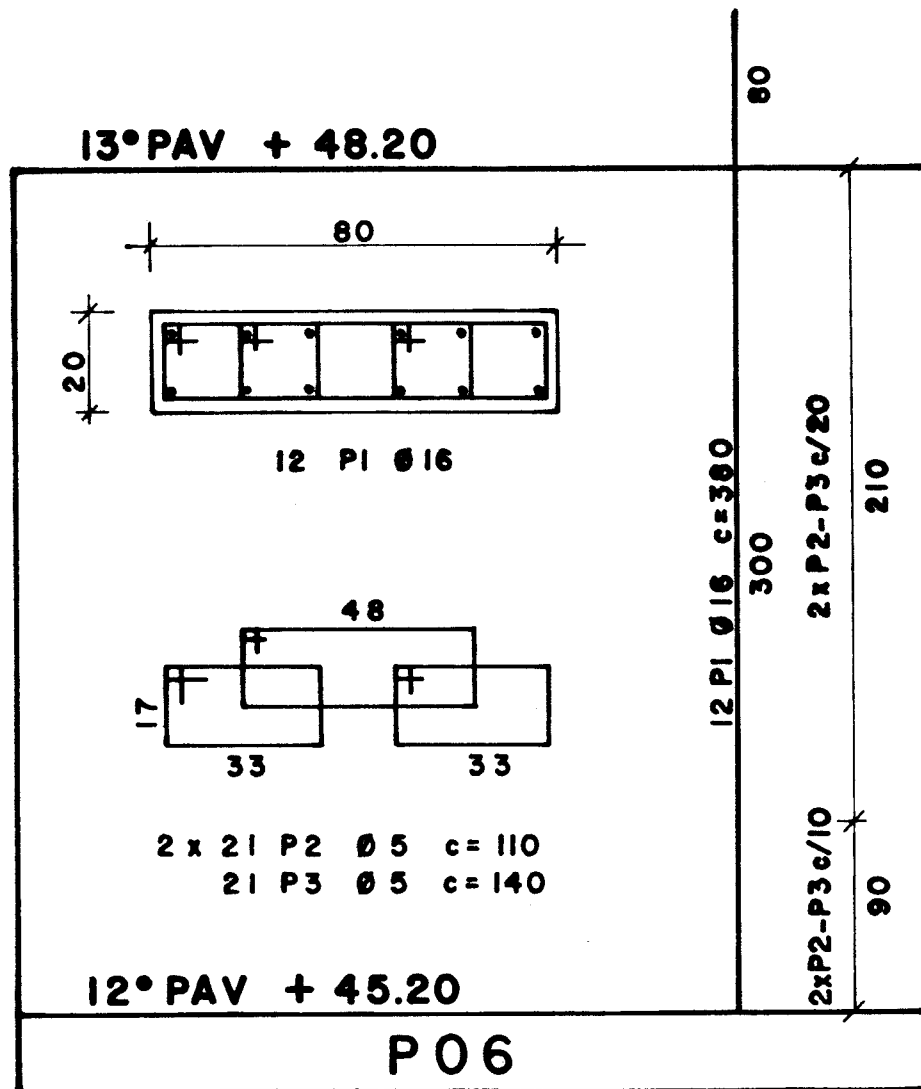


Fig. 5.33 - Detalhamento final de um pilar em concreto armado.

6 - A P L I C A Ç Õ E S

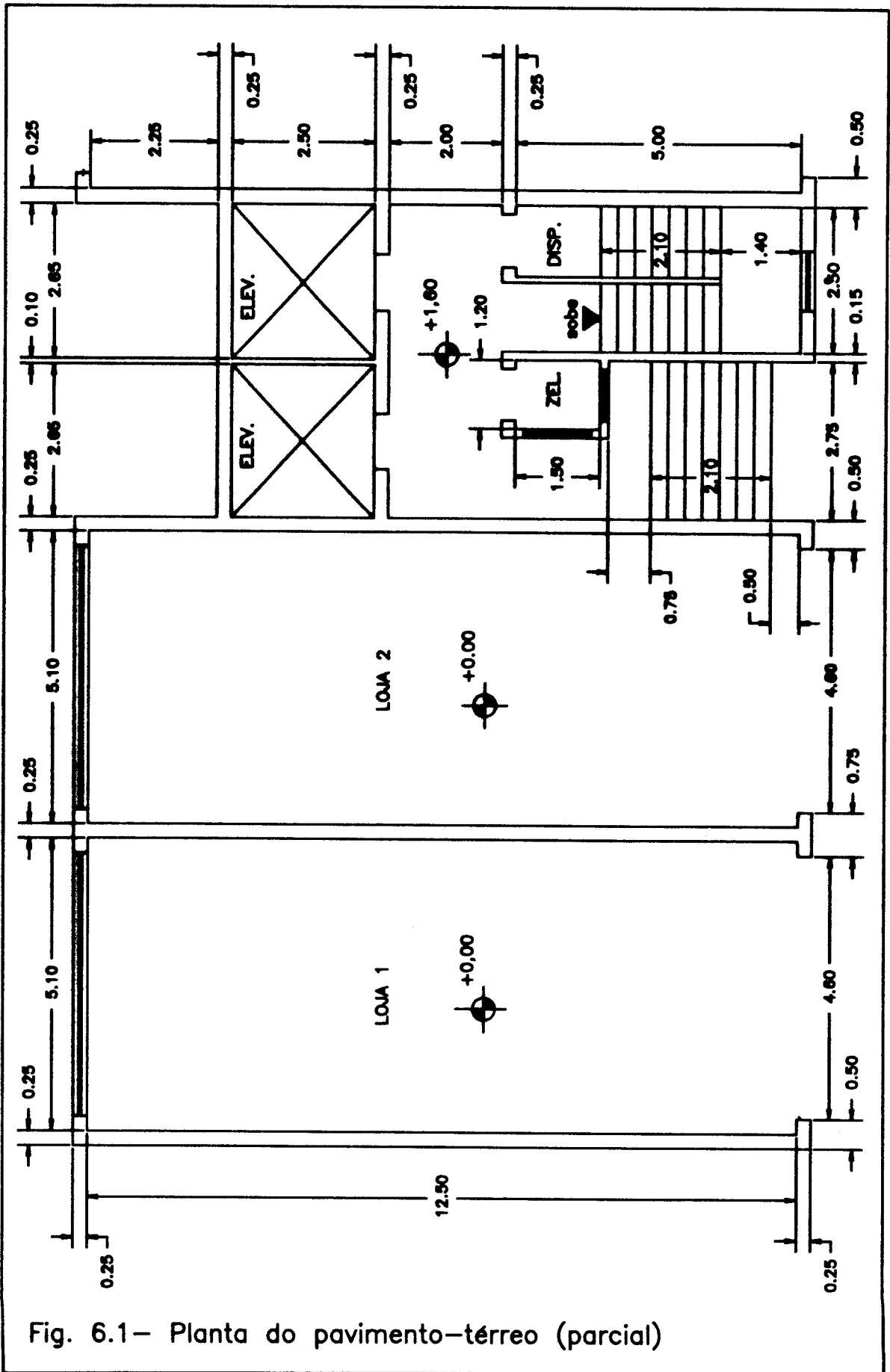
Neste capítulo, será apresentado um exemplo ilustrativo do dimensionamento e do detalhamento dos pilares de um edifício de concreto armado, onde serão mostrados os cálculos estruturais básicos e a aplicação do programa desenvolvido neste trabalho.

O exemplo será dividido em etapas, seguindo a sequência natural de cálculo, mostradas a seguir.

6.1- PROJETO ARQUITETÔNICO

As características principais do edifício em estudo são: edifício comercial contendo quatro lojas no pavimento-térreo, oito escritórios por pavimento-tipo, dez pavimentos-tipo, cobertura, casa de máquinas e caixa d'água superior.

O projeto de arquitetura desse edifício pode ser resumido pelas figuras 6.1, 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5, omitindo-se as fachadas e os detalhes de arquitetura, por não serem essenciais a esse estudo.



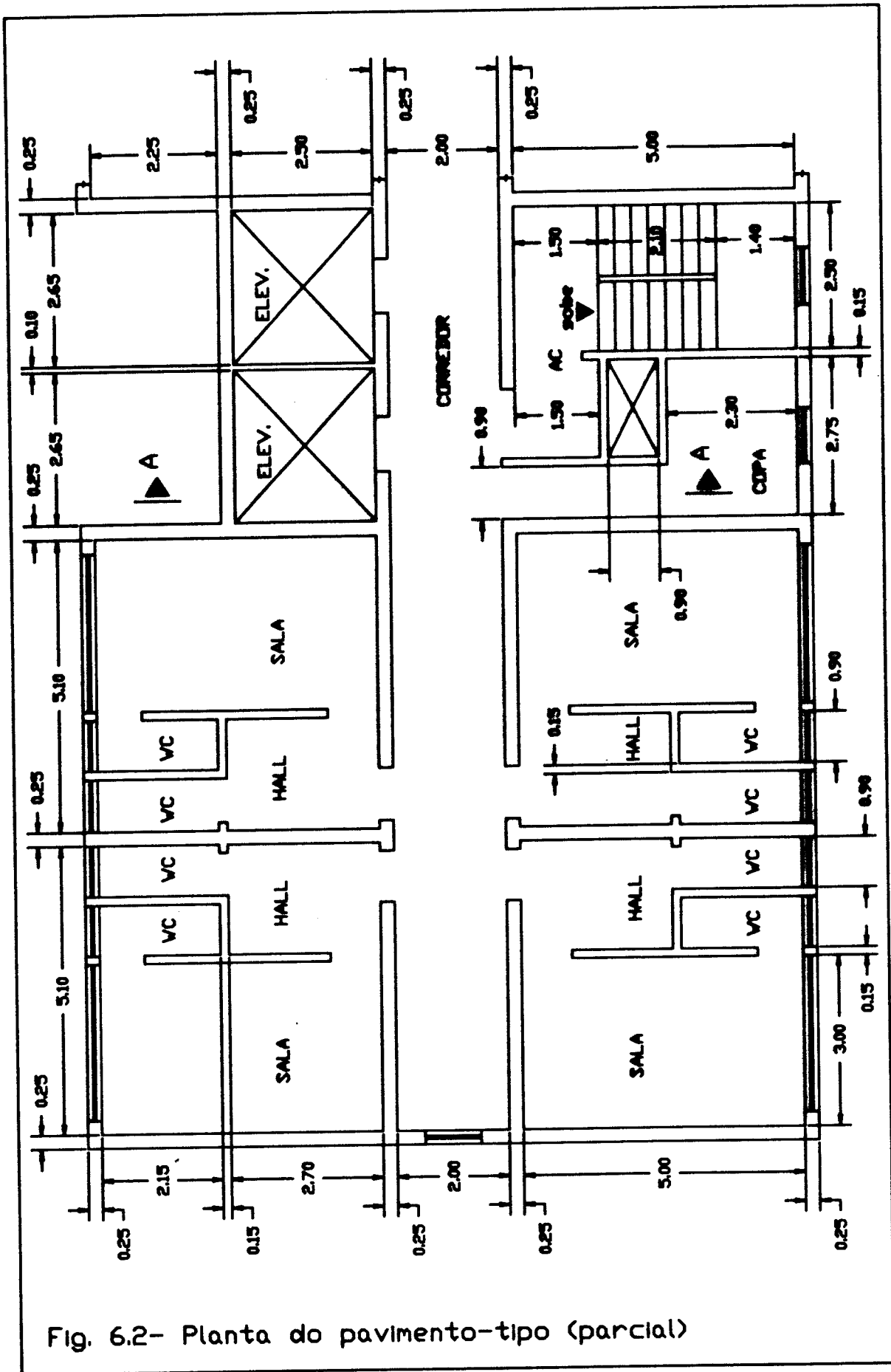


Fig. 6.2- Planta do pavimento-tipo (parcial)

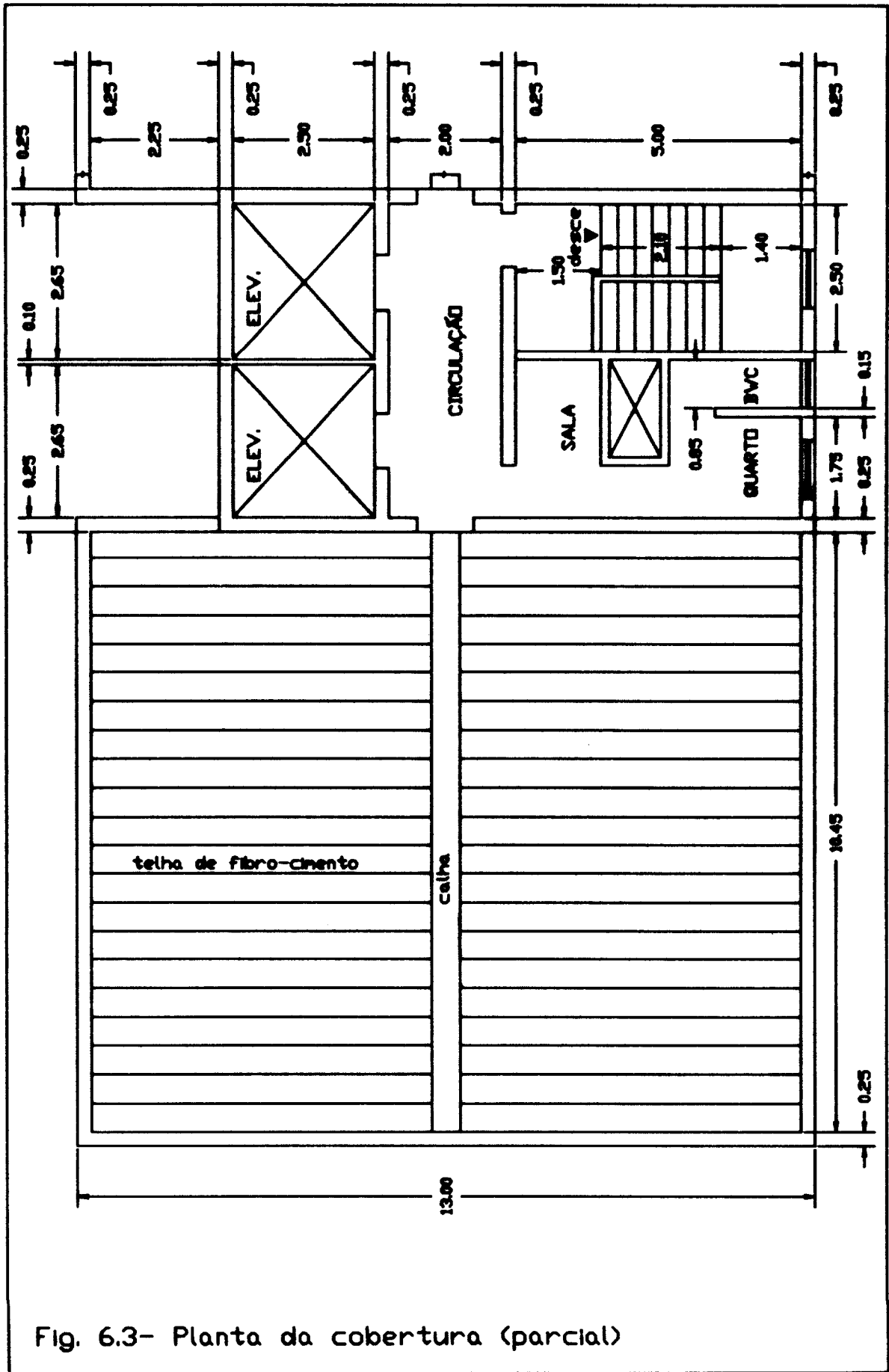


Fig. 6.3- Planta da cobertura (parcial)

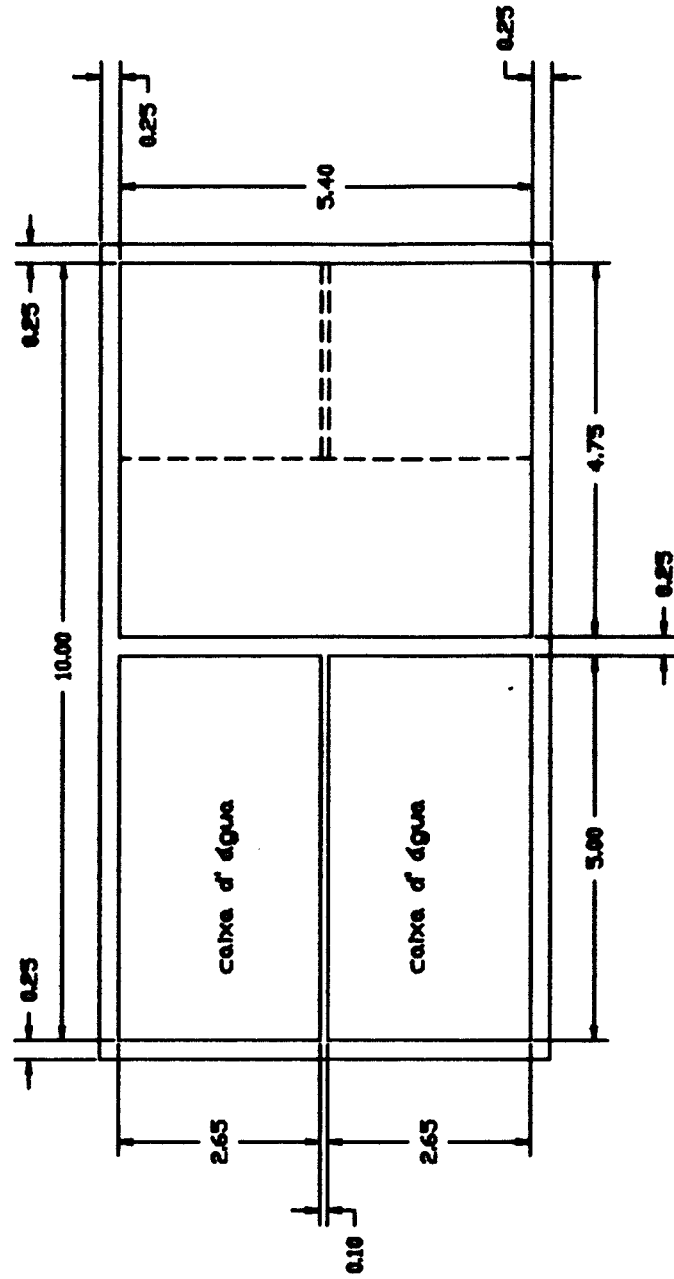


Fig. 6.4- Planta da casa de máquinas e caixa d' água.

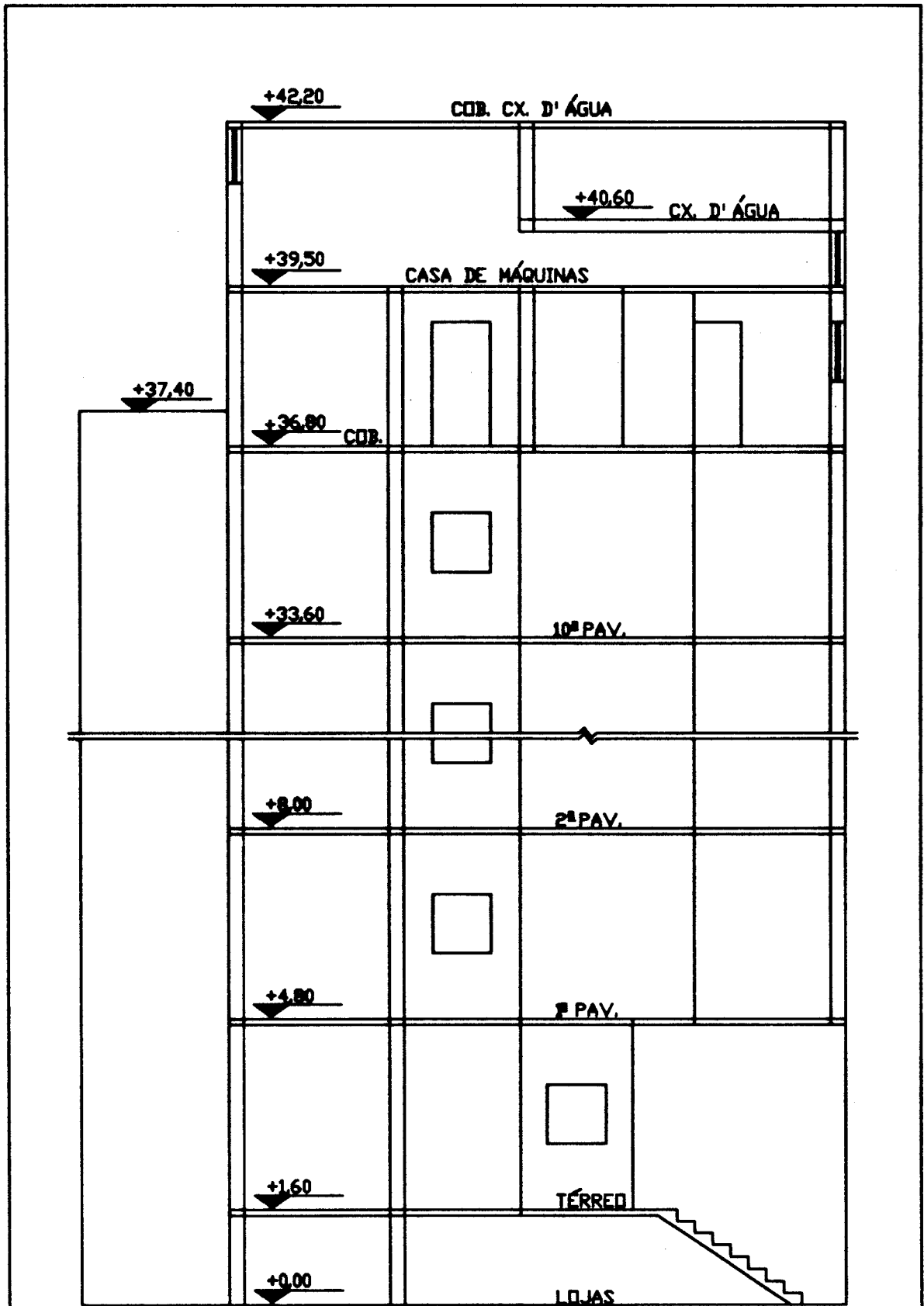


Fig. 6.5- Corte longitudinal A-A (parcial)

6.2- LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

O lançamento inicial da estrutura de uma edificação depende da capacidade criativa do calculista quando da análise do projeto arquitetônico, bem como da disponibilidade de equipamentos auxiliares para a execução de cálculos mais refinados e da experiência adquirida na arte de projetar. Como cada projeto permite uma série de soluções estruturais exeqüíveis, fica difícil saber qual é a melhor delas, cabendo ao engenheiro a escolha definitiva.

Em função desses fatores, para o projeto estrutural em questão, optou-se pela escolha de painéis de lajes contendo vãos maiores, com várias paredes apoiadas diretamente sobre as mesmas, conforme ilustra a figura 6.6, ao invés de serem colocadas vigas sob quase todas as paredes. Logo, não foi projetada nenhuma laje rebaixada, ficando as canalizações dos banheiros sob as mesmas, sendo estas escondidas pela construção de forros falsos.

A locação dos pilares e paredes da estrutura respeita as condições impostas pela arquitetura, tanto do pavimento-térreo, como do pavimento-tipo, além de viabilizar a estruturação da casa de máquinas e da caixa d'água superior. Tal disposição permite a criação de pórticos perpendiculares entre si, caso a parede estrutural central não seja suficiente para contraventar o edifício nas duas direções principais.

Assim, com a elaboração da forma preliminar do pavimento-tipo, mostrada pela figura 6.6, pode-se dar início ao pré-dimensionamento da estrutura, lembrando-se que as larguras das vigas e dos pilares já estão definidas em função do projeto arquitetônico.

Para completar o lançamento da estrutura, projeta-se as formas da cobertura e da casa de máquinas/caixa d'água, ilustradas pelas figuras 6.7 e 6.8, respectivamente. Deve-se ressaltar que a forma do pavimento-térreo não será elaborada, pois as reações das vigas são transmitidas diretamente para os elementos de fundação.

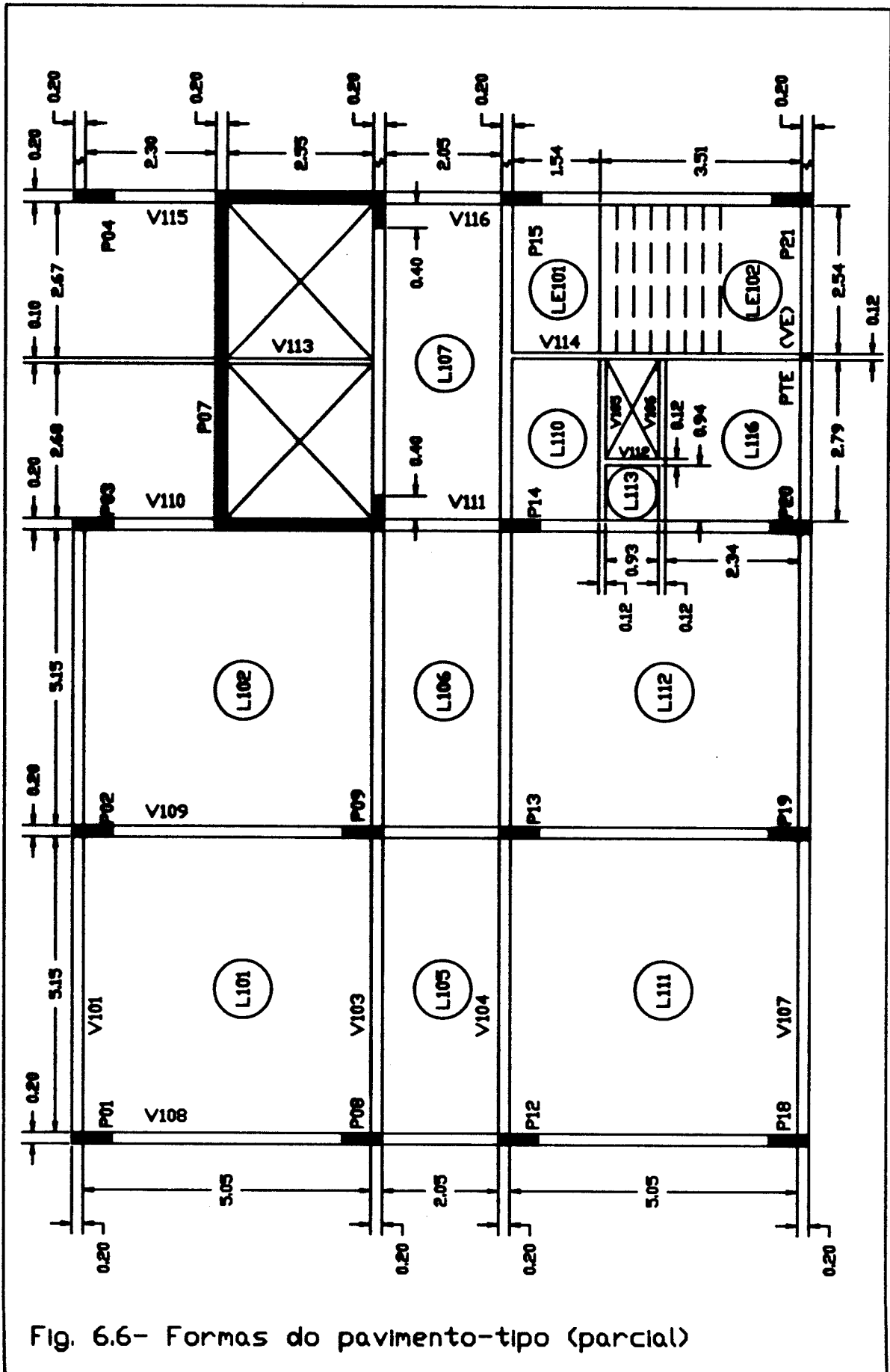
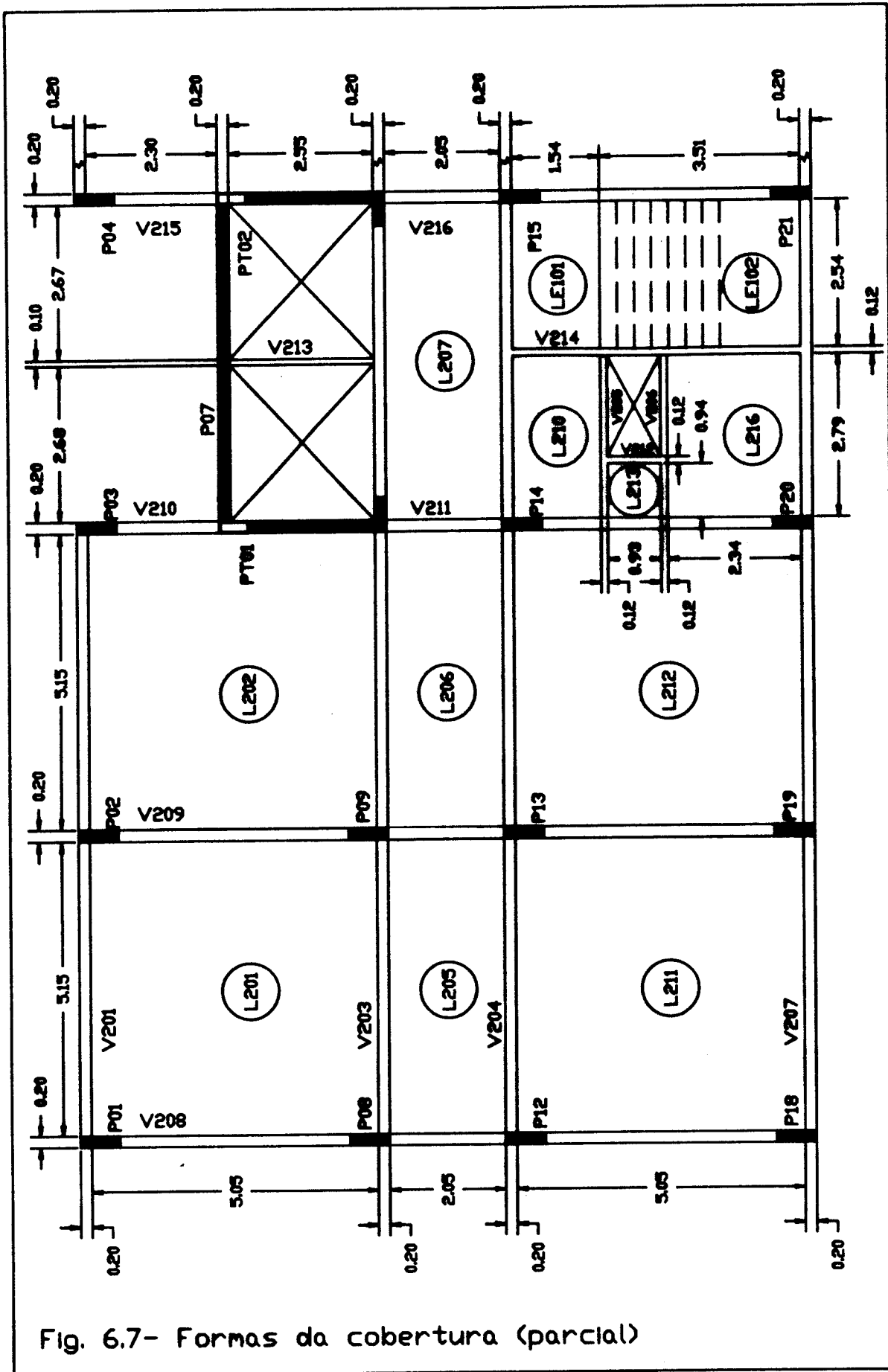
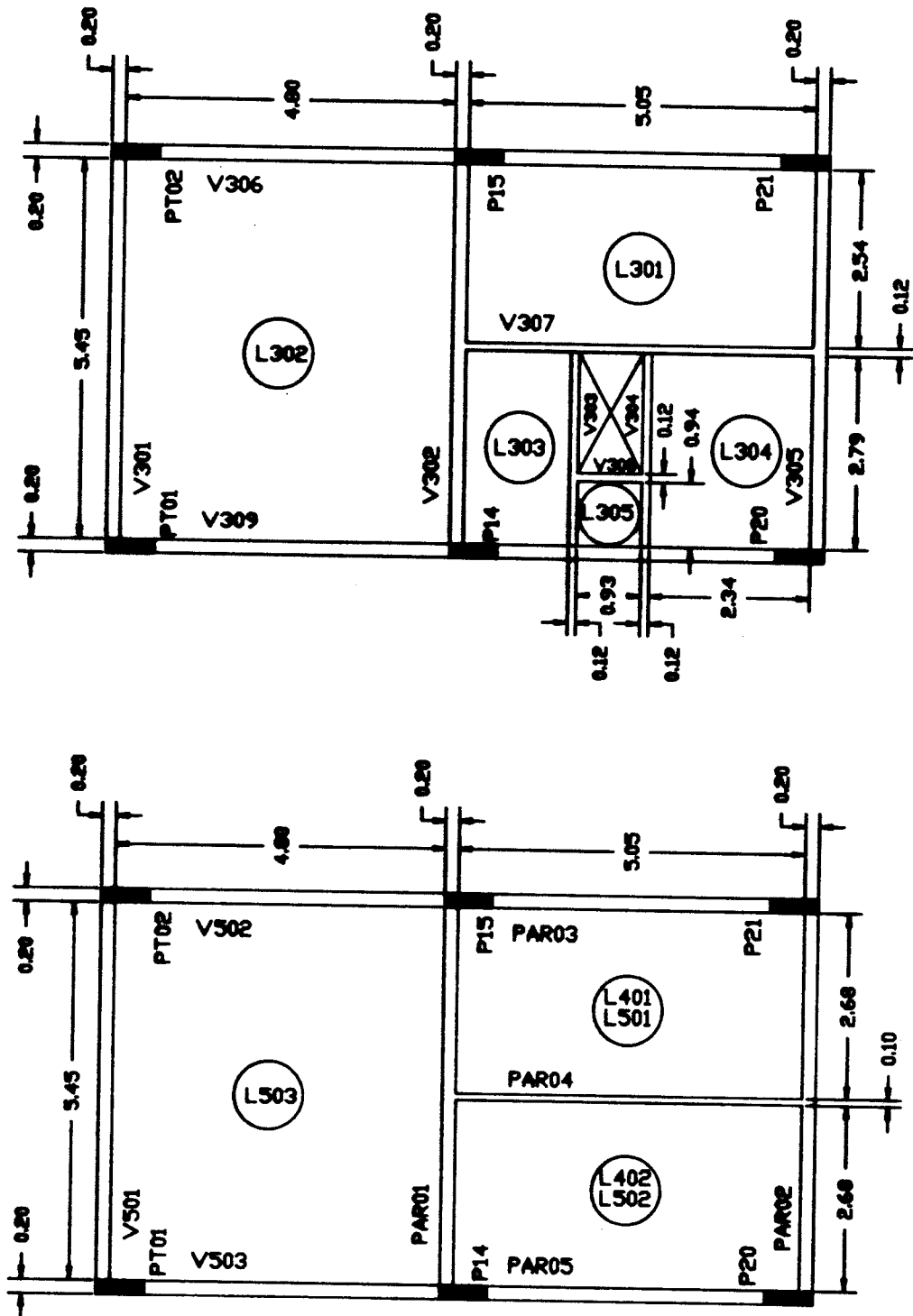


Fig. 6.6- Formas do pavimento-tipo (parcial)





DBS: Numeração 400 refere-se ao fundo da caixa d' água.

Fig. 6.8- Formas da casa de máquinas / caixa d' água

6.3- PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES E DAS PAREDES

Para definir a área da seção transversal de concreto (A_c) dos pilares e paredes, adota-se o procedimento descrito no item 3.2.A deste trabalho, onde definem-se as áreas de influência de cada elemento conforme ilustra a figura 6.9, tomando-se como base a planta de formas do pavimento-tipo.

Uma vez definida a área de influência de cada pilar, calcula-se A_c através da equação 3.1, fazendo-se as seguintes considerações:

- carga uniformemente distribuída pela área de influência $P_i = 12,0 \text{ kN/m}^2$, por se tratar de um edifício comercial sem utilização específica, com o emprego de tijolos furados;
- devido à simetria da estrutura estuda-se somente a metade do edifício;
- resistência característica de compressão do concreto $f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$;
- o número de pavimentos (n^o pavto) será tomado igual a 10,7, pois além dos dez pavimentos-tipo existentes, adota-se 70% das cargas desse pavimento para a cobertura, devido à sua semelhança com o tipo e ausência de alvenarias;
- as cargas devidas à casa de máquinas e caixa d'água serão estimadas a parte;
- para os pilares P01, P02, P08, P09, P12, P13, P18 e P19 adota-se $\beta = 1,4$, pois estes devem fazer parte dos pórticos que irão contraventar o edifício na direção mais desfavorável;
- para a parede P07 também adota-se $\beta = 1,4$.

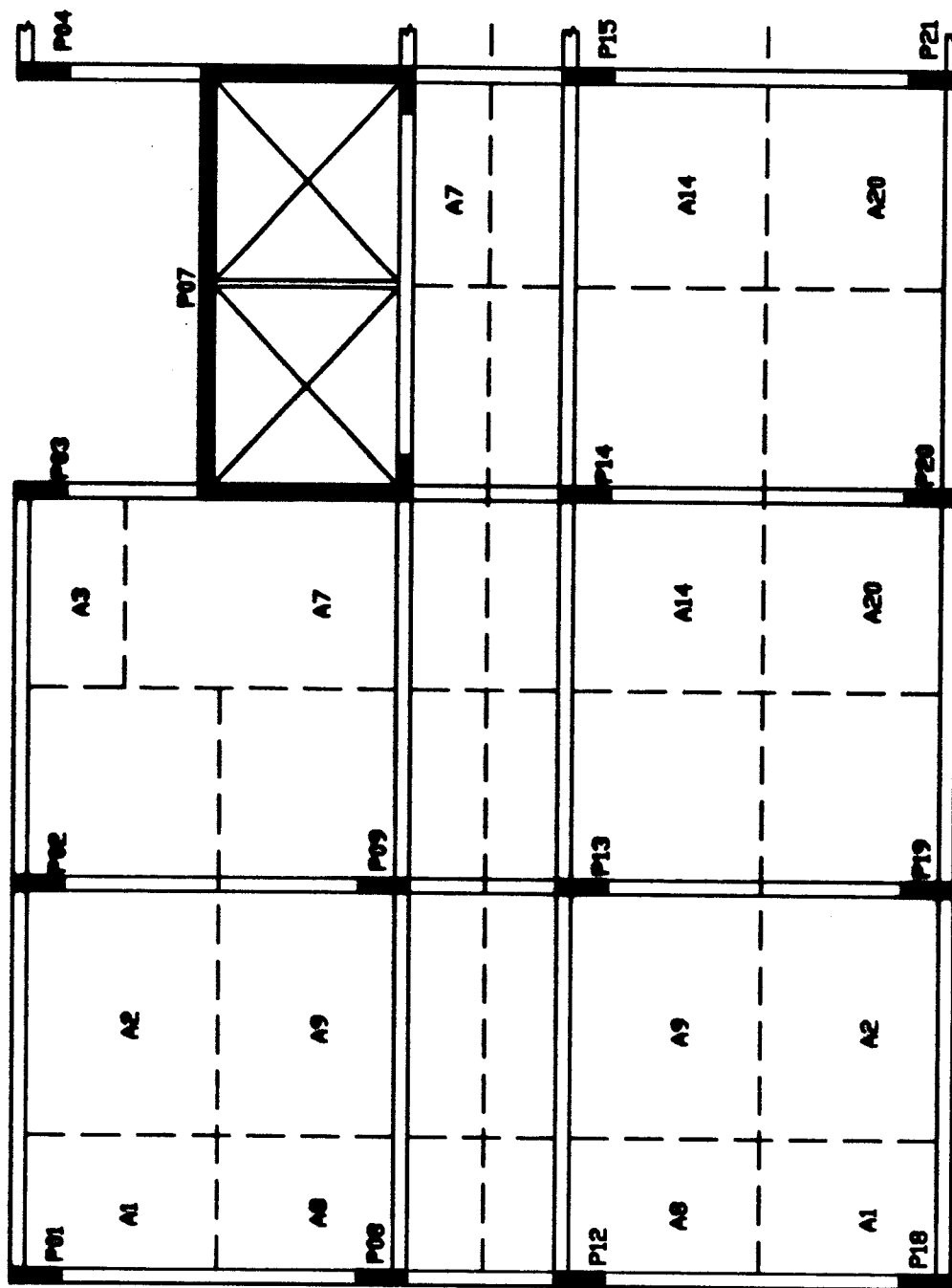


Fig. 6.9- Áreas de influência dos pilares

Dessa forma, monta-se a tabela auxiliar 6.1, onde é apresentado um resumo de todos os dados pertinentes ao pré-dimensionamento, que irá fornecer as cargas aproximadas dos pilares, não incluídas as vigas-baldrame e as fundações, e as suas respectivas seções.

Tab. 6.1 - Cargas aproximadas e seção transversal dos pilares e paredes.

Pilares / Paredes	A_1 (m ²)	Carga Tipo (kN)	Carga Parcial (kN)	C. Máq. C. Água (kN)	Carga Total (kN)	β	A_c (cm ²)	b x h
P01=P18	4,4	52,80	564,96	-	565	1,4	700	20 x 35
P02=P19	13,4	161,04	1723,13	-	1723	1,4	2000	20 x100
P03	3,6	43,68	467,38	-	467	1,0	420	20 x 20
P07	35,6	427,20	4571,04	100,00	4671	1,4	4720	*
P08=P12	7,6	91,20	975,84	-	976	1,4	1140	20 x 60
P09=P13	23,2	278,16	2976,31	-	2976	1,4	3000	20 x150
P14	20,9	250,80	2683,56	193,28	2877	1,0	2080	20 x100
P20	12,1	145,20	1553,64	193,28	1747	1,0	1460	20 x 75

(*) dimensões já estão definidas na figura 6.6.

Cabe ressaltar que as dimensões tabeladas podem não ser definitivas, podendo ser necessário um ajuste posterior da mesma, pois as cargas totais apresentadas são aproximadas, logo não podem ser comunicadas à equipe de fundação.

6.4- AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

Para garantir a estabilidade global do edifício e poder considerar os nós da estrutura como sendo fixos, é necessário que o parâmetro de instabilidade (α), dado pela equação 2.1, seja menor ou igual a 0,6.

Assim sendo, deve-se calcular o valor de α para cada direção do edifício em estudo, fazendo-se as seguintes

considerações:

- altura total do edifício (H) igual a 36,80 m;

- soma total de todas as cargas verticais da construção (R_v) será igual à soma de todos os valores contidos na coluna "Cargas Totais" da tabela 6.1, multiplicados pelo número de pilares correspondentes, ou seja:

$$R_v = 565,0 \cdot 4 + 1723,0 \cdot 4 + 467,0 \cdot 2 + 4671,0 + \\ + 976,0 \cdot 4 + 2976,0 \cdot 4 + 2877,0 \cdot 2 + 1747,0 \cdot 2 \\ \therefore R_v = 39.809,0 \text{ kN};$$

- a parede P07 deverá contraventurar o edifício. Caso não seja possível, deve-se criar pórticos auxiliares.

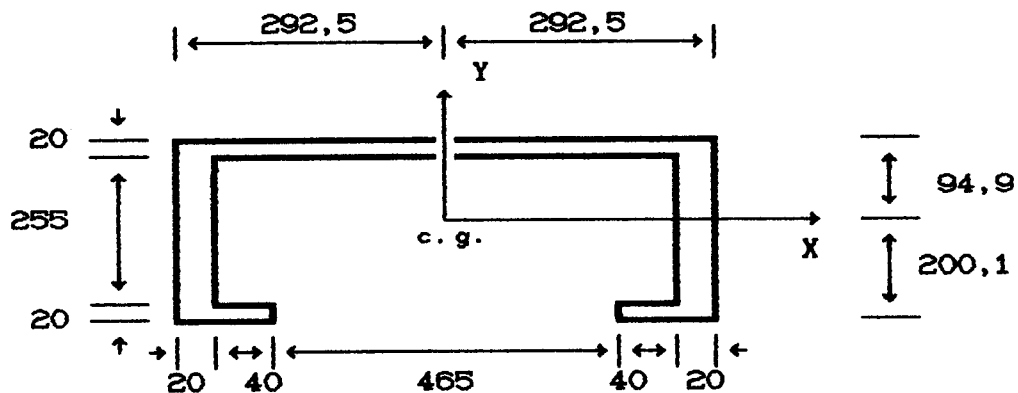
A- Parede P07 contraventando toda a estrutura

Utilizando-se a equação 2.3, tem-se:

$$E_{cs} = 0,9 \cdot 6600,0 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (\text{MPa})$$

$$\therefore E_{cs} = 27542,65 \text{ MPa}$$

As características geométricas da parede P07 são apresentadas pela figura 6.10.



$$A_c = 2,43 \text{ m}^2 \quad ; \quad I_{xx} = 2,55 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 13,14 \text{ m}^4$$

Fig. 6.10 - Características geométricas da parede P07.

Logo, para cada direção, tem-se:

- Direção X

$$\alpha_x = 36,8 \sqrt{\frac{39.809,0}{27.542.650,0 \cdot 13,14}} = 0,39 < 0,6$$

- Direção Y

$$\alpha_y = 36,8 \sqrt{\frac{39.809,0}{27.542.650,0 \cdot 2,55}} = 0,88 > 0,6$$

De acordo com estes resultados, pode-se concluir que a parede P07 é suficiente para contraventar o edifício na direção do eixo X e que para a direção do eixo Y deve-se utilizar pórticos auxiliares para ajudar no contraventamento da estrutura.

B- Parede P07 e pórticos auxiliares contraventando a estrutura na direção Y

Para ajudar a parede P07 no contraventamento da estrutura na direção Y, criam-se pórticos auxiliares formados pelos seguintes pilares:

- Pórtico 01 : P01 - P08 - P12 - P18 (2 vezes)
- Pórtico 02 : P02 - P09 - P13 - P19 (2 vezes)

Logo, para o cálculo do novo valor de α_y , deve-se calcular a rigidez equivalente do novo conjunto, utilizando-se o procedimento do item 2.3.3 deste trabalho.

Dessa forma, monta-se o sistema único de contraventamento, conforme ilustra a figura 6.11, sendo este formado pela união de todos os pórticos e paredes por intermédio de barras rotuladas, aplica-se uma carga unitária uniformemente distribuída na lateral do conjunto e calcula-se o deslocamento do topo do sistema com auxílio de um programa computacional específico. Na sequência são mostrados os resultados obtidos pelo programa SAP90.

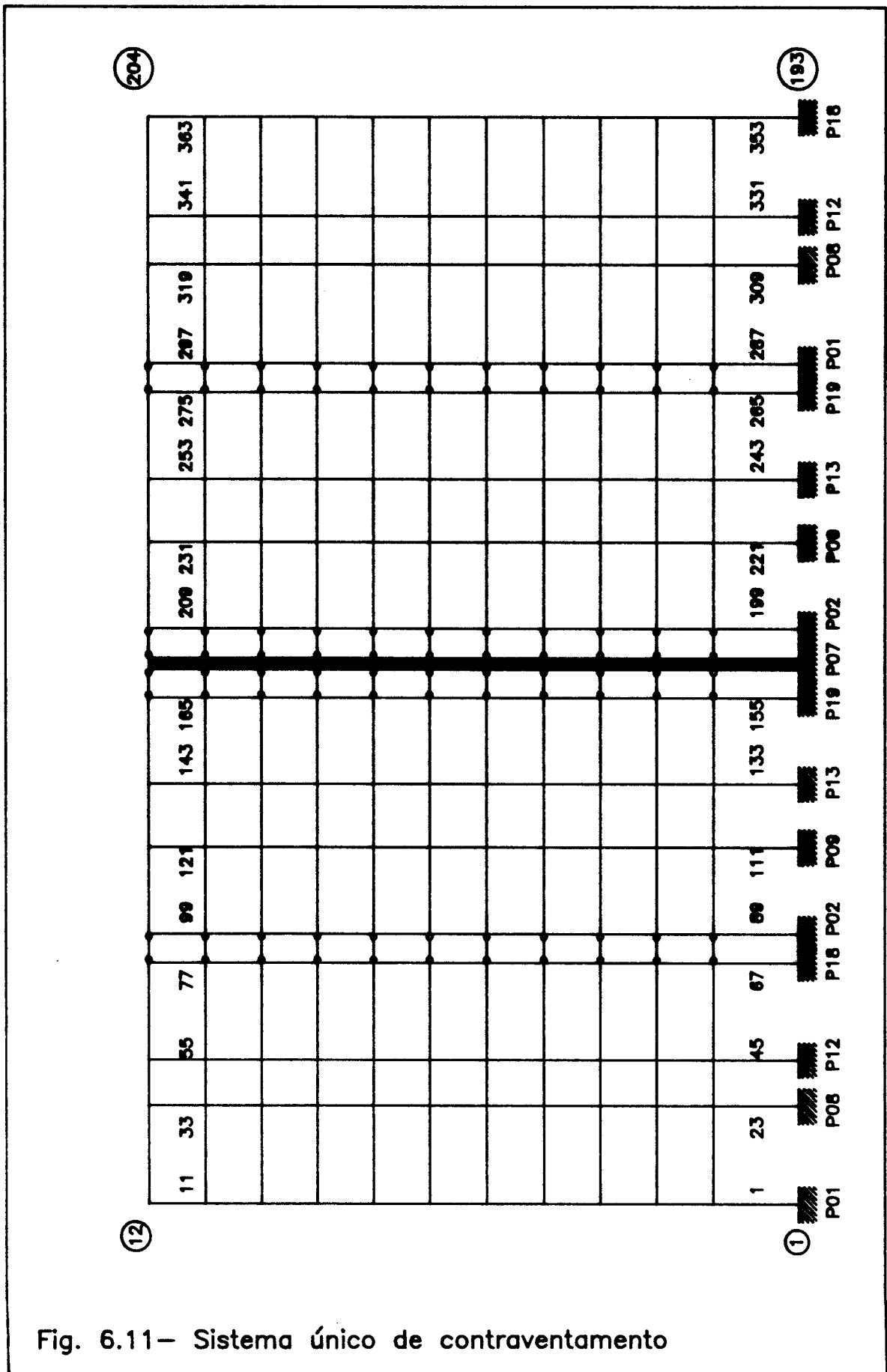


Fig. 6.11- Sistema único de contraventamento

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:examrige.SDL

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO RIGIDEZ EQUIVALENTE

J O I N T D I S P L A C E M E N T S

LOAD CONDITION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(Y)	U(Z)	R(X)
12	.8395E-03	.3580E-04	.7656E-05
24	.8371E-03	.1858E-04	-.1498E-04
36	.8361E-03	-.1712E-04	-.1391E-04
48	.8344E-03	-.3832E-04	-.7241E-05
60	.8344E-03	.2703E-04	-.1616E-04
72	.8338E-03	.1186E-04	-.1803E-04
84	.8342E-03	-.1157E-04	-.1899E-04
96	.8361E-03	-.2853E-04	-.2014E-04
108	.8361E-03	.0000E+00	-.2203E-04
120	.8361E-03	.2860E-04	-.2013E-04
132	.8308E-03	.1167E-04	-.1935E-04
144	.8281E-03	-.1198E-04	-.1869E-04
156	.8257E-03	-.2813E-04	-.1737E-04
168	.8257E-03	.3900E-04	-.7362E-05
180	.8241E-03	.1804E-04	-.1511E-04
192	.8236E-03	-.1811E-04	-.1505E-04
204	.8232E-03	-.3888E-04	-.7069E-05

Uma vez calculada a flecha do topo da estrutura, utiliza-se a equação 2.5 para a obtenção da rigidez equivalente, ou seja

$$(E_c I)_{eq.} = \frac{36,8^4}{8 \cdot 0,8232 \cdot 10^{-9}} = 278.481.228,4 \text{ kN.m}^2$$

Logo, o novo valor de α para a direção Y é dado por:

$$\alpha_y = 36,8 \sqrt{\frac{39.809,0}{(E_c I)_{eq.}}} = 0,44 < 0,6$$

Assim sendo, pode-se concluir que o edifício está devidamente contraventado nas duas direções, permitindo que os pilares e paredes sejam tratados como se pertencessem a uma estrutura com nós fixos.

6.5- CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO

A consideração da ação do vento em edifícios altos não é obrigatória quando ocorrerem simultaneamente as três condições descritas no item 2.3.4 deste trabalho.

Entretanto, é necessário quantificar os esforços resultantes da mesma para verificar se os mesmos são desprezíveis ou não. Para isso, utiliza-se o mesmo sistema mostrado pela figura 6.11, onde se aplica a totalidade da ação do vento na lateral do conjunto, utilizando-se cargas concentradas nos nós, obtidas de acordo com a NBR-6123⁽⁰⁵⁾, como segue.

- Cálculo da velocidade característica do vento (V_k)

$$V_{ki} = V_0 S_1 S_{2i} S_3$$

onde

$V_0 = 45,0 \text{ m/s}$, $S_1 = 1,0$ (caso a), S_{2i} = depende da altura h_i (classe b, categoria 4) e $S_3 = 1,0$ (grupo 2).

- Cálculo da pressão dinâmica (q)

$$q_1 = \frac{V_{ki}^2}{1600} \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Cálculo do coeficiente de arrasto (Ca)

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_{\text{maior}}}{L_{\text{menor}}} &= \frac{27,30}{13,00} = 2,1 \\ \frac{H}{L_{\text{maior}}} &= \frac{36,80}{27,30} = 1,35 \end{aligned} \right\} \quad Ca = 1,33$$

- Cálculo das forças concentradas (F)

$$F_i = Ca \cdot q_1 \cdot A_i \quad (\text{kN}) \quad \text{com} \quad A_i = h_i \cdot 27,30$$

Tab. 6.2 - Cálculo das forças nos nós devidas à ação do vento.

Nó	h_i (m)	S_{z1}	V_{ki} (m/s)	q_1 (kN/m ²)	A_i (m ²)	F_i (kN)
2	4,80	0,55	24,75	0,383	109,20	55,60
3	8,00	0,62	27,90	0,487	87,36	56,53
4	11,20	0,69	31,05	0,603	87,36	70,01
5	14,40	0,69	31,05	0,603	87,36	70,01
6	17,60	0,75	33,75	0,712	87,36	82,72
7	20,80	0,85	38,25	0,914	87,36	106,24
8	24,00	0,85	38,25	0,914	87,36	106,24
9	27,20	0,85	38,25	0,914	87,36	106,24
10	30,40	0,93	41,85	1,095	87,36	127,18
11	33,60	0,93	41,85	1,095	87,36	127,18
12	36,80	0,93	41,85	1,095	43,68	63,59

A seguir, calculam-se os esforços com o mesmo programa utilizado anteriormente, cujos resultados são mostrados na sequência.

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:exevent.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO ESFORCOS ACAO VENTO

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
1	1	128.38	.0	2.91	-8.01			
			4.8	2.91	5.95			
2	1	120.63	.0	7.24	-12.32			
			3.2	7.24	10.84			
3	1	109.71	.0	9.21	-15.17			
			3.2	9.21	14.29			
4	1	96.81	.0	10.02	-16.33			
			3.2	10.02	15.73			
5	1	82.73	.0	10.86	-17.61			
			3.2	10.86	17.16			
6	1	67.95	.0	11.16	-17.85			
			3.2	11.16	17.85			
7	1	53.50	.0	10.24	-16.27			
			3.2	10.24	16.50			
8	1	39.89	.0	9.69	-15.48			
			3.2	9.69	15.54			
9	1	26.86	.0	9.55	-15.10			
			3.2	9.55	15.45			
10	1	14.95	.0	8.06	-12.44			
			3.2	8.06	13.36			
11	1	5.50	.0	6.08	-8.55			
			3.2	6.08	10.89			
23	1	140.45	.0	9.95	-31.76			
			4.8	9.95	15.99			
24	1	123.74	.0	19.11	-35.28			
			3.2	19.11	25.87			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 2

PROGRAM:SAP90/FILE:exeavent.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO ESFORCOS ACAA VENTO

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
25	1	103.80	.0	23.86	-41.61			
			3.2	23.86	34.74			
26	1	82.60	.0	24.99	-42.24			
			3.2	24.99	37.73			
27	1	61.69	.0	26.36	-43.63			
			3.2	26.36	40.72			
28	1	41.81	.0	26.28	-42.18			
			3.2	26.28	41.93			
29	1	24.85	.0	23.00	-36.18			
			3.2	23.00	37.42			
30	1	11.42	.0	21.00	-33.09			
			3.2	21.00	34.10			
31	1	.40	.0	20.29	-31.23			
			3.2	20.29	33.71			
32	1	-7.17	.0	16.29	-23.01			
			3.2	16.29	29.12			
33	1	-7.14	.0	7.33	-8.53			
			3.2	7.33	14.95			
45	1	-140.44	.0	9.37	-30.30			
			4.8	9.37	14.67			
46	1	-123.50	.0	19.47	-35.97			
			3.2	19.47	26.34			
47	1	-103.58	.0	23.62	-41.18			
			3.2	23.62	34.39			
48	1	-82.30	.0	25.08	-42.39			
			3.2	25.08	37.85			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 3

PROGRAM:SAP90/FILE:exenvent.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO ESFORCOS ACAA VENTO

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
49	1	-61.33	.0	26.23	-43.34			
			3.2	26.23	40.58			
50	1	-41.21	.0	25.95	-41.68			
			3.2	25.95	41.37			
51	1	-24.08	.0	23.04	-36.31			
			3.2	23.04	37.41			
52	1	-10.64	.0	21.02	-33.07			
			3.2	21.02	34.20			
53	1	.55	.0	19.96	-30.70			
			3.2	19.96	33.18			
54	1	8.32	.0	16.13	-23.04			
			3.2	16.13	28.58			
55	1	7.78	.0	8.45	-10.39			
			3.2	8.45	16.65			
67	1	-128.38	.0	2.30	-6.48			
			4.8	2.30	4.54			
68	1	-120.87	.0	7.61	-13.01			
			3.2	7.61	11.34			
69	1	-109.93	.0	8.94	-14.72			
			3.2	8.94	13.90			
70	1	-97.11	.0	10.11	-16.47			
			3.2	10.11	15.86			
71	1	-83.09	.0	10.71	-17.29			
			3.2	10.71	16.98			
72	1	-68.55	.0	10.78	-17.28			
			3.2	10.78	17.22			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 4

PROGRAM:SAP90/FILE:exemvent.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO ESFORCOS ACOAO VENTO

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
73	1	-54.27	.0	10.28	-16.39			
			3.2	10.28	16.50			
74	1	-40.68	.0	9.72	-15.46			
			3.2	9.72	15.64			
75	1	-27.81	.0	9.18	-14.51			
			3.2	9.18	14.87			
76	1	-16.10	.0	7.91	-12.46			
			3.2	7.91	12.83			
77	1	-6.14	.0	7.37	-10.68			
			3.2	7.37	12.91			
89	1	265.09	.0	18.29	-94.15			
			4.8	18.29	-6.32			
90	1	247.71	.0	13.53	-44.63			
			3.2	13.53	-1.34			
91	1	225.58	.0	20.09	-50.96			
			3.2	20.09	13.33			
92	1	199.60	.0	20.89	-45.01			
			3.2	20.89	21.83			
93	1	171.37	.0	22.33	-41.54			
			3.2	22.33	29.90			
94	1	142.28	.0	22.62	-35.47			
			3.2	22.62	36.93			
95	1	113.70	.0	19.87	-27.26			
			3.2	19.87	36.31			
96	1	86.45	.0	18.68	-24.87			
			3.2	18.68	34.90			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 5

PROGRAM:SAP90/FILE:exemvent.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO ESFORCOS ACO VENTO

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
97	1	60.68	.0	19.49	-22.98			
			3.2	19.49	39.39			
98	1	36.99	.0	18.22	-13.80			
			3.2	18.22	44.52			
99	1	16.66	.0	11.71	-.83			
			3.2	11.71	36.64			
111	1	174.79	.0	44.08	-273.62			
			4.8	44.08	-62.03			
112	1	162.47	.0	38.71	-148.09			
			3.2	38.71	-24.20			
113	1	145.74	.0	46.59	-137.27			
			3.2	46.59	11.82			
114	1	126.65	.0	50.47	-120.01			
			3.2	50.47	41.50			
115	1	106.54	.0	52.00	-100.71			
			3.2	52.00	65.71			
116	1	86.67	.0	50.72	-79.46			
			3.2	50.72	82.84			
117	1	67.82	.0	45.26	-58.66			
			3.2	45.26	86.16			
118	1	50.53	.0	41.72	-47.75			
			3.2	41.72	85.74			
119	1	35.11	.0	41.45	-39.32			
			3.2	41.45	93.33			
120	1	21.61	.0	38.48	-20.48			
			3.2	38.48	102.66			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 6

PROGRAM:SAP90/FILE:exemvent.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO ESFORCOS ACO VENTO

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
121	1	9.90	.0	23.77	4.84			
			3.2	23.77	80.91			
133	1	-175.02	.0	35.97	-249.62			
			4.8	35.97	-76.98			
134	1	-161.40	.0	41.83	-160.07			
			3.2	41.83	-26.21			
135	1	-144.54	.0	47.23	-138.93			
			3.2	47.23	12.20			
136	1	-125.32	.0	50.68	-119.36			
			3.2	50.68	42.83			
137	1	-104.94	.0	51.53	-98.77			
			3.2	51.53	66.11			
138	1	-84.57	.0	49.73	-77.94			
			3.2	49.73	81.20			
139	1	-65.24	.0	45.43	-59.20			
			3.2	45.43	86.17			
140	1	-47.50	.0	41.58	-46.73			
			3.2	41.58	86.33			
141	1	-31.48	.0	38.95	-37.37			
			3.2	38.95	87.28			
142	1	-17.59	.0	35.34	-25.71			
			3.2	35.34	87.38			
143	1	-7.28	.0	31.32	-13.56			
			3.2	31.32	86.66			
155	1	-264.48	.0	8.13	-65.02			
			4.8	8.13	-26.01			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 7

PROGRAM:SAP90/FILE:exeavent.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - CALCULO ESFORCOS ACAA VENTO

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
156	1	-248.78	.0	18.80	-60.94			
			3.2	18.80	-60.94			
157	1	-226.79	.0	19.68	-50.19			
			3.2	19.68	12.79			
158	1	-200.93	.0	21.53	-45.29			
			3.2	21.53	23.61			
159	1	-172.97	.0	21.79	-39.17			
			3.2	21.79	30.57			
160	1	-144.37	.0	21.33	-33.57			
			3.2	21.33	34.69			
161	1	-116.29	.0	20.23	-28.30			
			3.2	20.23	36.42			
162	1	-89.48	.0	18.50	-23.71			
			3.2	18.50	35.50			
163	1	-64.31	.0	17.36	-20.92			
			3.2	17.36	34.64			
164	1	-41.02	.0	12.91	-17.61			
			3.2	12.91	23.69			
165	1	-19.29	.0	21.72	-25.57			
			3.2	21.72	43.93			

Resta, agora, saber se esses resultados são realmente desprezíveis ou não. Essa análise deverá ser concluída após a obtenção dos valores dos esforços provenientes das cargas permanentes e de uso, pois os resultados da ação do vento só podem ser desprezados mediante a comparação entre esforços.

6.6- SOLICITAÇÕES INICIAIS DE PROJETO

Conforme visto no item 3.6.3 deste trabalho, os carregamentos básicos de edifícios são divididos em verticais e horizontais. Como os horizontais, que são provenientes da ação do vento, já foram calculados no item anterior, passa-se, então, para a determinação dos esforços devidos aos carregamentos verticais.

6.6.1- LEVANTAMENTO DAS CARGAS ATUANTES

As cargas verticais de projeto de edifícios são divididas em permanentes e de uso. Dessa forma, para o exemplo em questão, tem-se:

A- Cargas permanentes

- Revestimentos de pisos : $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- revestimentos de forros : $0,5 \text{ kN/m}^2$;
- peso específico do concreto armado : $25,0 \text{ kN/m}^3$;
- coberturas com telhas de fibro-cimento, inclusive madeiramentos : $0,4 \text{ kN/m}^2$;
- paredes de tijolos cerâmicos, maciços, com espessura total de 25 cm, inclusive argamassas de assentamento e revestimento (1 tijolo) : $2,8 \text{ kN/m}^2$;

- idem, com espessura total de 15 cm (1/2 tijolo) : 1,8 kN/m².

B- Cargas de uso

- Forros não destinados a depósitos e sem acesso ao público : 0,5 kN/m²;

- salas, copas, cozinhas e banheiros residenciais : 1,5 kN/m²;

- escritórios de uso geral e banheiros : 2,0 kN/m²;

- áreas de circulação, corredores, escadas, hall de entrada com acesso ao público : 3,0 kN/m²;

- idem, sem acesso ao público : 2,0 kN/m²;

- casa de máquinas : 7,5 kN/m².

6.6.2- CÁLCULO ESTÁTICO DAS LAJES

Para efetuar o cálculo estático das lajes é necessário que se defina a espessura das mesmas. Para isso, emprega-se o procedimento descrito pela NBR-6118⁽⁰²⁾, item 4.2.3.1.c, o qual se respeitado, dispensa um cálculo mais rigoroso da flecha.

Uma vez definida tal espessura, passa-se para a definição das cargas atuantes, permitindo, assim, o cálculo das reações de apoio das lajes, conforme item 3.3.2.9 da NBR-6118⁽⁰²⁾, cujos valores são mostrados pelas tabelas 6.3 e 6.4, onde a primeira é referente às cargas permanentes e a segunda às cargas de uso.

Neste item, não serão calculados os momentos fletores das lajes, por não serem necessários no dimensionamento de pilares.

Tab. 6.3 - Reações (V) das lajes devidas à G em kN/m.

LAJ	l_x	l_y	h	pp	rev	par	tel	G	T	V_{xg}	V_{xg}'	V_{yg}	V_{yg}'
101 102	5,25	5,35	15	3,75	1,0	1,35	-	6,10	4	5,9	10,3	5,8	10,1
111 112	5,25	5,35	15	3,75	1,0	1,35	-	6,10	4	5,9	10,3	5,8	10,1
105	2,25	5,35	15	3,75	1,0	-	-	4,75	8	-	4,5	1,5	2,7
106	2,25	5,35	15	3,75	1,0	-	-	4,75	9	-	4,2	-	2,7
107	2,25	5,65	15	3,75	1,0	-	-	4,75	5	3,5	-	-	4,6
110	1,70	2,95	7	1,75	1,0	1,83	-	4,58	1	2,7	-	1,9	-
113	1,05	1,10	7	1,75	1,0	-	-	2,75	1	0,8	-	0,7	-
116	2,50	2,95	7	1,75	1,0	-	-	2,75	1	2,0	-	1,7	-
LE 101	1,65	2,70	12	3,00	1,0	5,58	-	9,58	-	6,4	-	7,6	-
LE 102	--	3,60	12	3,00	1,0	1,11	-	5,11	-	-	-	9,2	-
201 202	5,25	5,35	15	3,75	0,5	-	0,4	4,65	4	4,6	7,9	4,5	7,7
211 212	5,25	5,35	15	3,75	0,5	-	0,4	4,65	4	4,6	7,9	4,5	7,7
205	2,25	5,35	15	3,75	0,5	-	0,4	4,65	8	-	4,4	1,5	2,6
206	2,25	5,35	15	3,75	0,5	-	0,4	4,65	9	-	4,1	-	2,6
207	2,25	5,65	15	3,75	1,0	-	-	4,75	5	3,5	-	-	4,6
210	1,70	2,95	7	1,75	1,0	-	-	2,75	1	1,7	-	1,2	-
213	1,05	1,10	7	1,75	1,0	-	-	2,75	1	0,8	-	0,7	-
216	2,50	2,95	7	1,75	1,0	1,25	-	4,00	1	2,8	-	2,5	-
301	1,65	5,25	10	2,50	-	-	-	2,50	1	1,7	-	1,0	-
302	5,00	5,65	15	3,75	-	-	0,7	4,45	1	6,2	-	5,6	-
303	1,70	2,95	10	2,50	-	-	-	2,50	1	1,5	-	1,1	-
304	1,05	1,10	10	2,50	-	-	-	2,50	1	0,7	-	0,7	-
305	2,50	2,95	10	2,50	-	-	-	2,50	1	1,8	-	1,6	-
401 402	2,80	5,25	20	5,00	-	-	-	5,00	9	-	5,1	-	3,5
501 502	2,80	5,25	10	2,50	0,5	-	-	3,00	4	2,3	3,9	1,5	2,7
503	5,00	5,65	10	2,50	0,5	-	-	3,00	3	3,7	6,4	2,8	-

Tab. 6.4 - Reações (V) das lajes devidas à Q em kN/m.

LAJ	l_x	l_y	esc sal	cir	for	cas máq	água par.	G	T	V_{xg}	V'_{xg}	V_{yg}	V'_{yg}
101 102	5,25	5,35	2,0	-	-	-	-	2,0	4	2,0	3,4	1,9	3,3
111 112	5,25	5,35	2,0	-	-	-	-	2,0	4	2,0	3,4	1,9	3,3
105	2,25	5,35	-	3,0	-	-	-	3,0	8	-	2,8	1,0	1,7
106	2,25	5,35	-	3,0	-	-	-	3,0	9	-	2,7	-	1,7
107	2,25	5,65	-	3,0	-	-	-	3,0	5	2,2	-	-	2,9
110	1,70	2,95	-	3,0	-	-	-	3,0	1	1,8	-	1,3	-
113	1,05	1,10	1,5	-	-	-	-	1,5	1	0,4	-	0,4	-
116	2,50	2,95	1,5	-	-	-	-	1,5	1	1,1	-	0,9	-
LE 101	1,65	2,70	-	3,0	-	-	3,27	6,27	-	4,2	-	5,0	-
LE 102	--	3,60	-	3,0	-	-	-	3,0	-	-	-	5,4	-
201 202	5,25	5,35	-	-	0,5	-	-	0,5	4	0,5	0,9	0,5	0,8
211 212	5,25	5,35	-	-	0,5	-	-	0,5	4	0,5	0,9	0,5	0,8
205	2,25	5,35	-	-	0,5	-	-	0,5	8	-	0,5	0,2	0,3
206	2,25	5,35	-	-	0,5	-	-	0,5	9	-	0,4	-	0,3
207	2,25	5,65	1,5	-	-	-	-	1,5	5	1,1	-	-	1,5
210	1,70	2,95	1,5	-	-	-	-	1,5	1	0,9	-	0,6	-
213	1,05	1,10	1,5	-	-	-	-	1,5	1	0,4	-	0,4	-
216	2,50	2,95	1,5	-	-	-	-	1,5	1	1,1	-	0,9	-
301	1,65	5,25	-	-	-	3,0	-	3,0	1	2,1	-	1,2	-
302	5,00	5,65	-	-	-	7,5	-	7,5	1	10,5	-	9,4	-
303	1,70	2,95	-	-	-	3,0	-	3,0	1	1,8	-	1,3	-
304	1,05	1,10	-	-	-	3,0	-	3,0	1	0,8	-	0,8	-
305	2,50	2,95	-	-	-	3,0	-	3,0	1	2,2	-	1,9	-
401 402	2,80	5,25	-	-	-	-	14,0	14,0	9	-	14,4	-	9,8
501 502	2,80	5,25	-	-	0,5	-	-	0,5	4	0,4	0,7	0,3	0,4
503	5,00	5,65	-	-	0,5	-	-	0,5	3	0,6	1,1	0,5	-

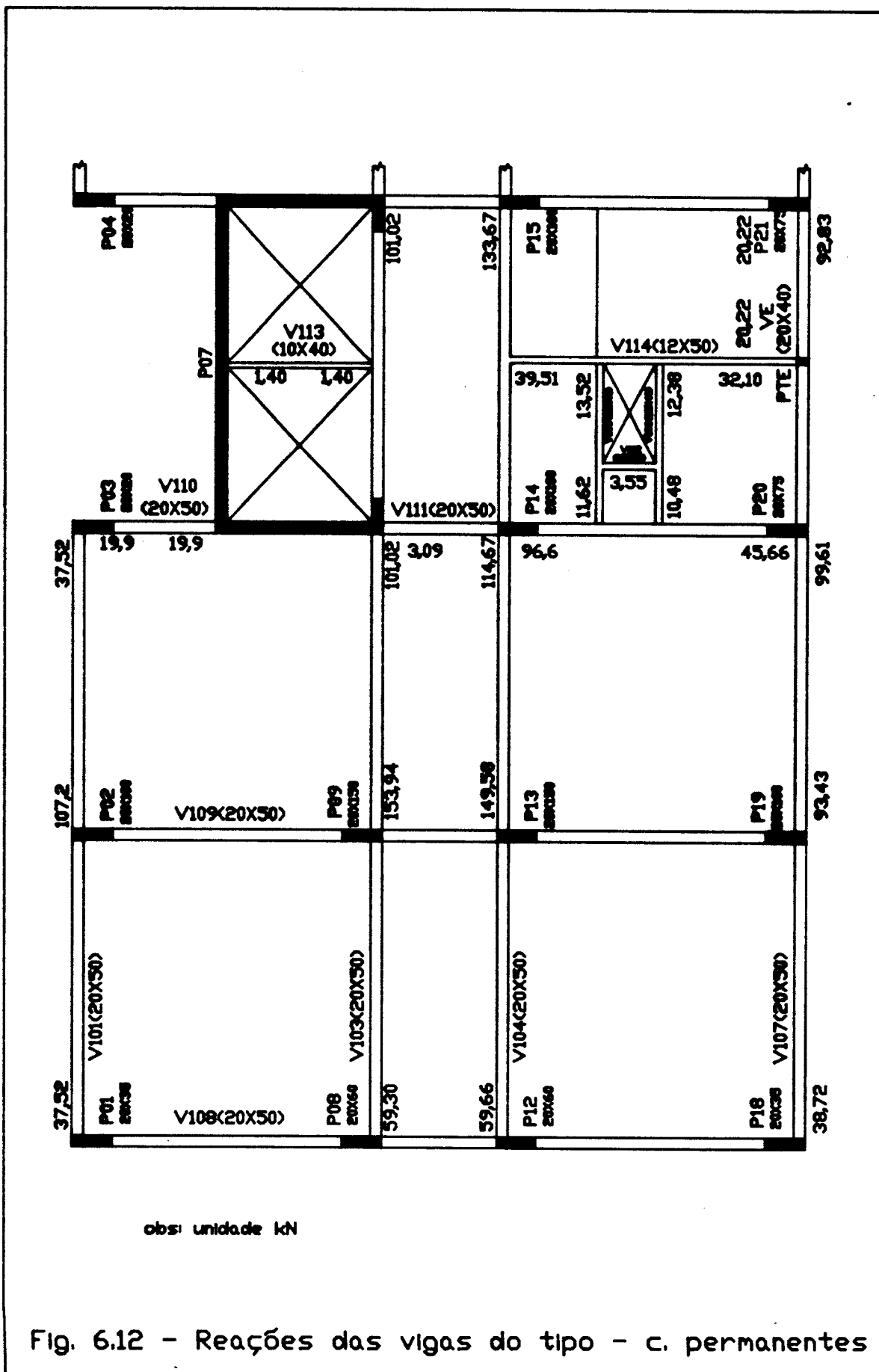
6.6.3- CÁLCULO ESTÁTICO DAS VIGAS

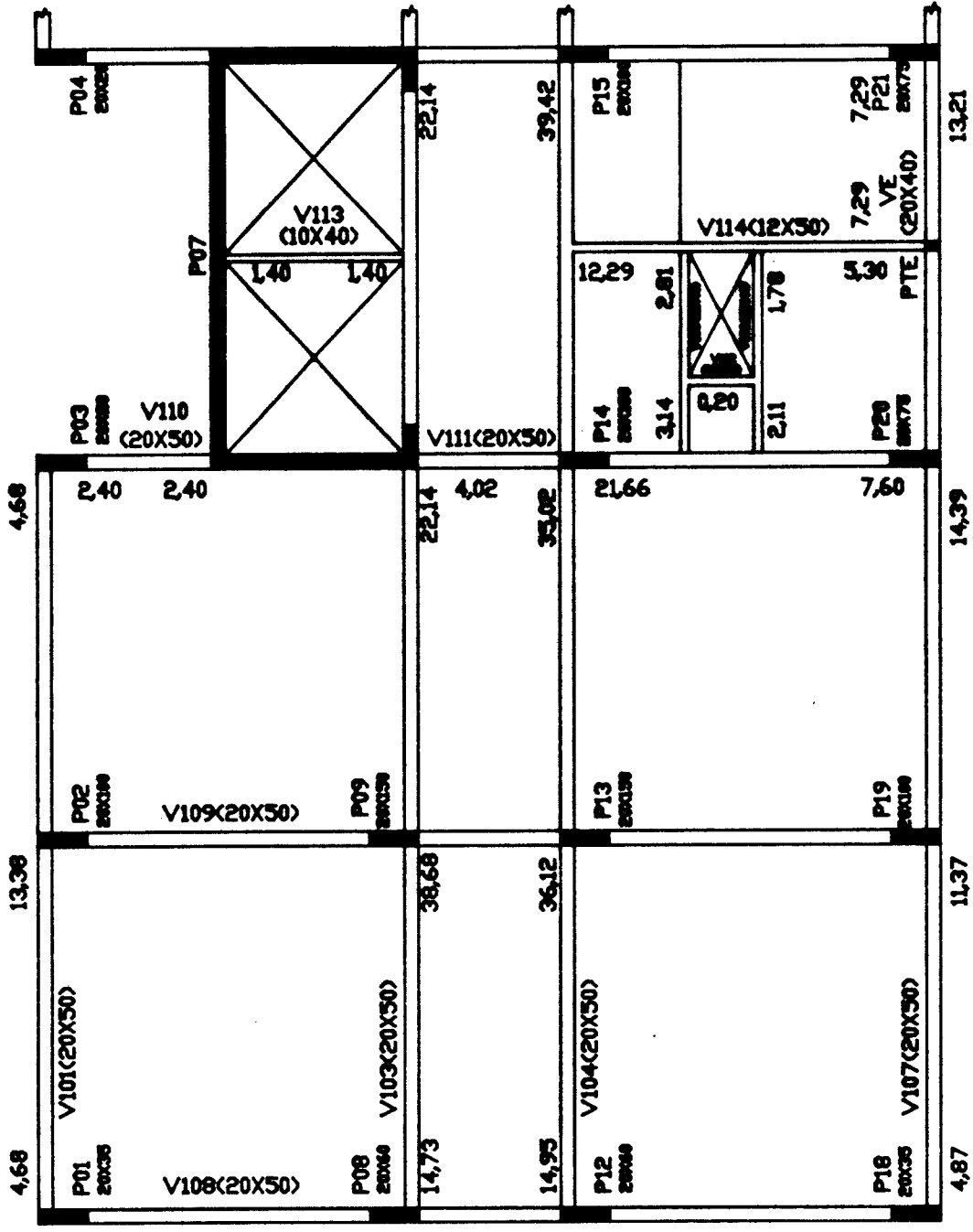
De forma análoga ao item anterior, deve-se definir, em primeiro lugar, as dimensões das vigas para que se possa efetuar o cálculo estático das mesmas. O critério adotado para tal finalidade, será o de tomar a altura da viga igual ao vão livre dividido por dez, devendo-se fazer um ajuste na fase de detalhamento em função dos momentos máximos. Cabe lembrar que a largura das mesmas já foram definidas em função do projeto arquitetônico.

Com a definição dessas dimensões, passa-se para o cálculo das reações das vigas do pavimento-tipo, cobertura e casa de máquinas / caixa d'água, cujos resultados são apresentados de forma esquemática pelas figuras 6.12 @ 6.17, fazendo-se a separação entre cargas permanentes e de uso. No cálculo desses resultados, foi considerado a metade do binário devido ao momento quando este for de alívio.

Da mesma forma, calculam-se os momentos de engastamento das vigas devidos às mesmas cargas, utilizando-se o procedimento simplificado descrito no item 3.6.1 deste trabalho, sendo os resultados também fornecidos de forma esquemática pelas figuras 6.18 @ 6.23.

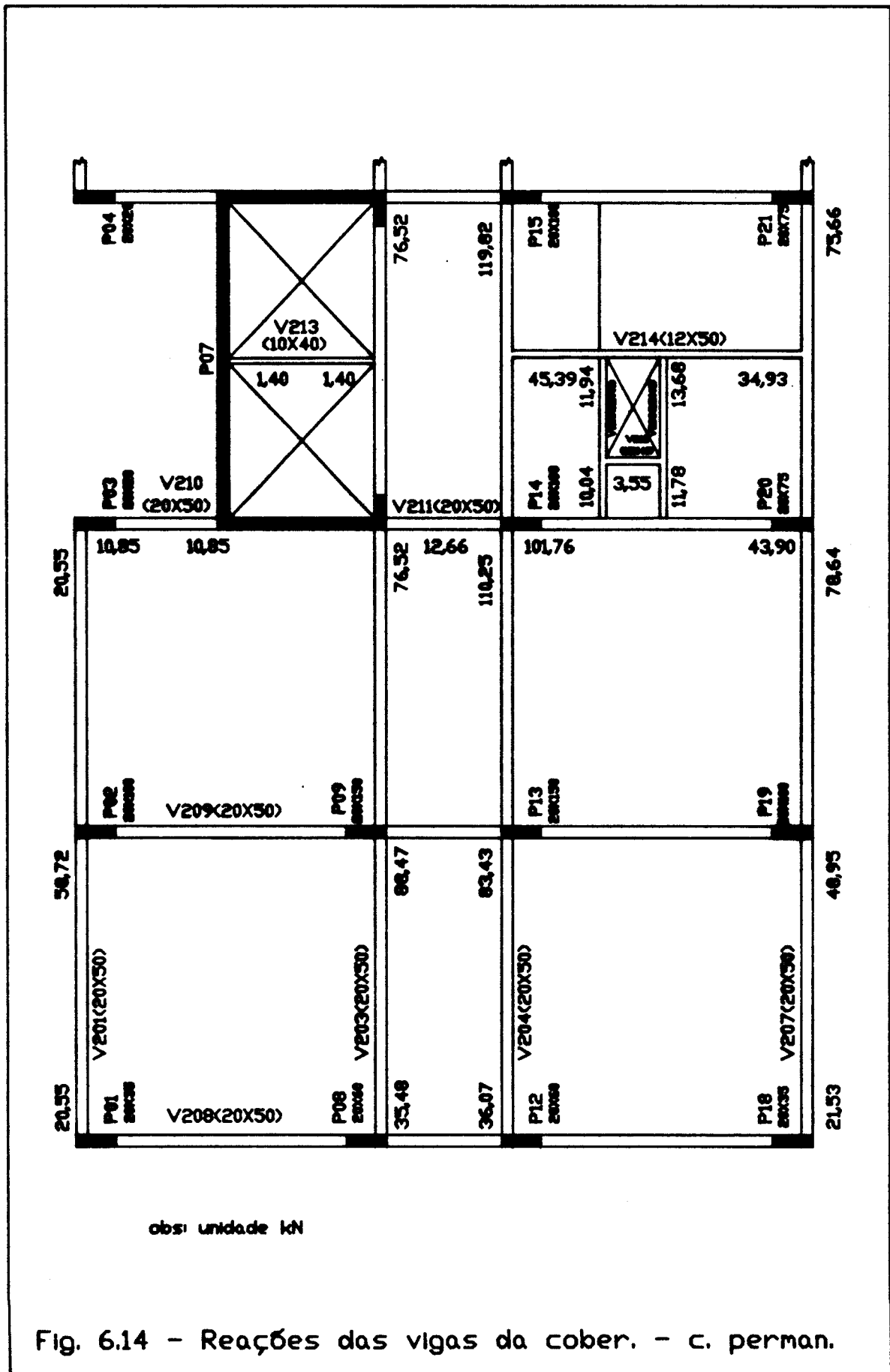
Deve-se ressaltar que as vigas calculadas neste item não fazem parte dos pórticos de contraventamento; logo pode-se utilizar qualquer processo da estática das estruturas para a obtenção das reações de apoio. Com relação aos carregamentos das mesmas, são considerados o peso próprio, peso das alvenarias, reações de apoio das lajes e cargas concentradas nos vãos, como é o caso de vigas com apoios indiretos ou pilaretes que nascem no meio do vão. Já os vãos livres entre apoios discretos, foram considerados como sendo a distância entre o centro de cada pilar, exceção feita às vigas que morrem no P07.

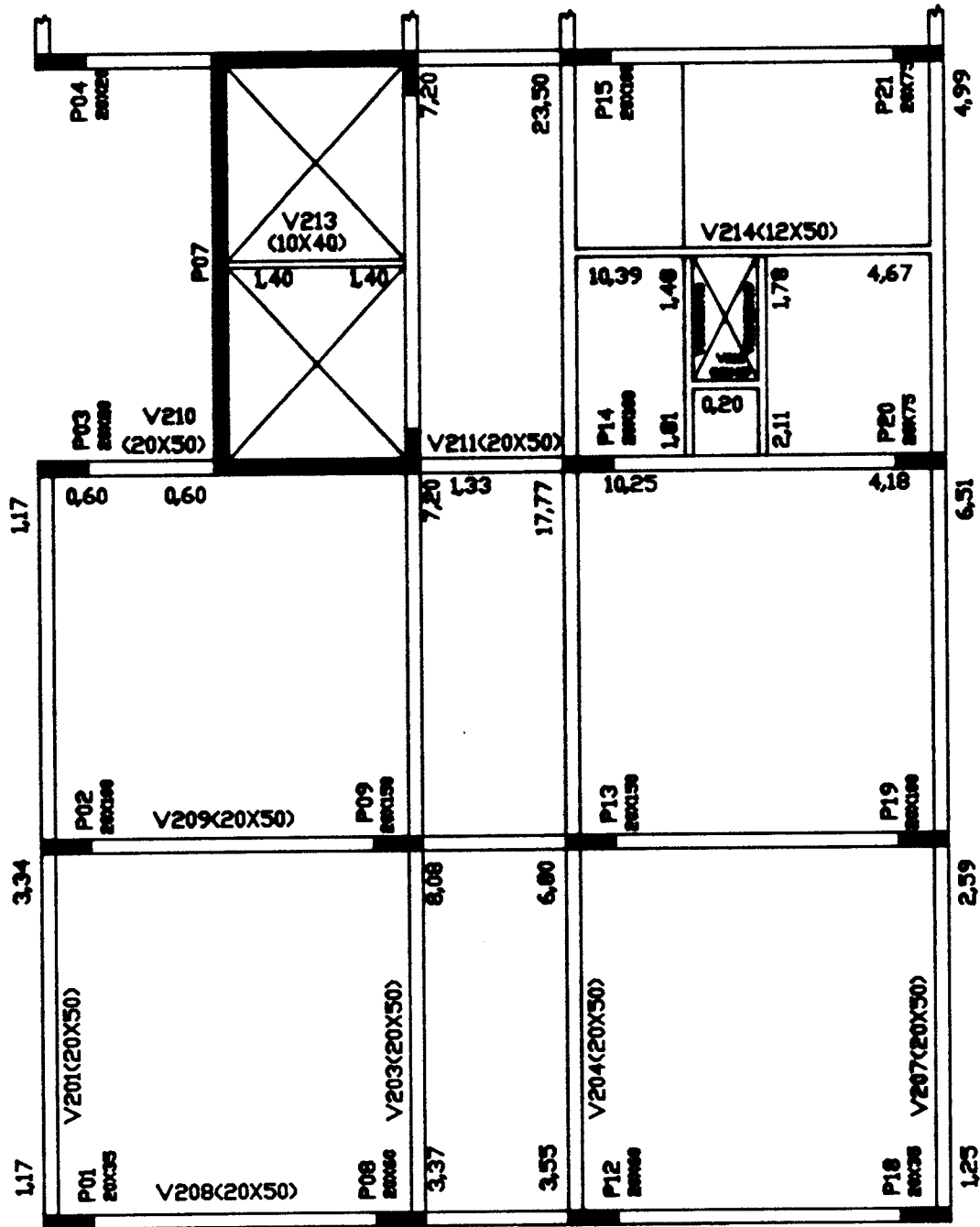




obs: unidade kN

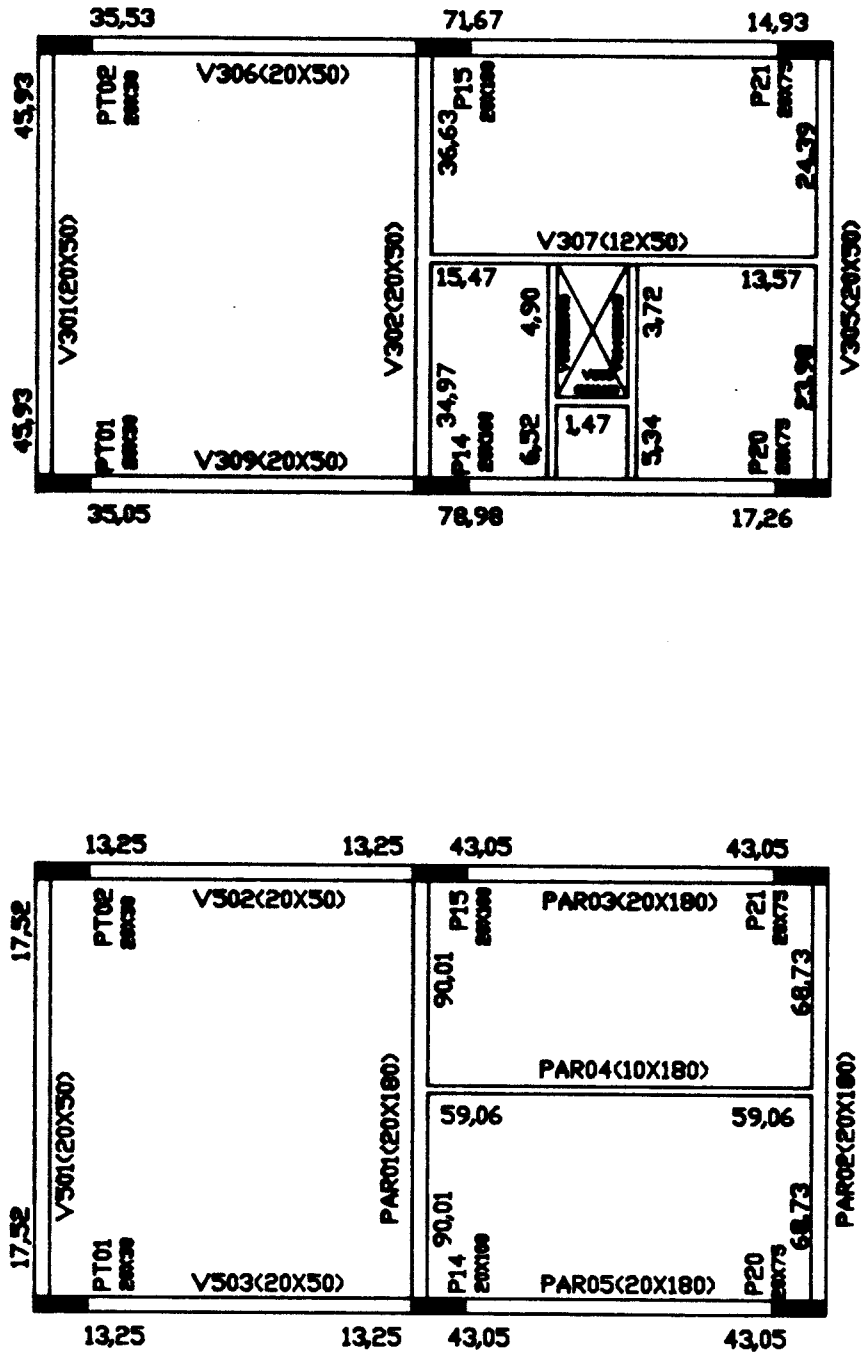
Fig. 6.13 - Reações das vigas do tipo - c. de uso





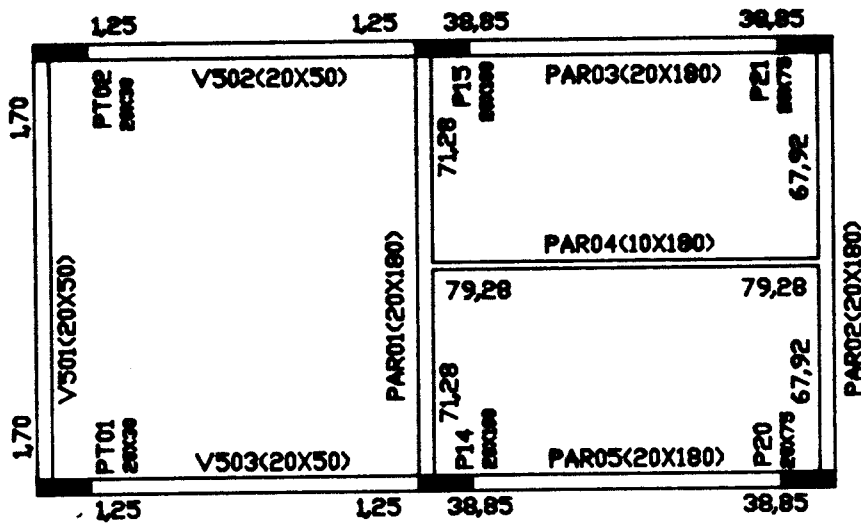
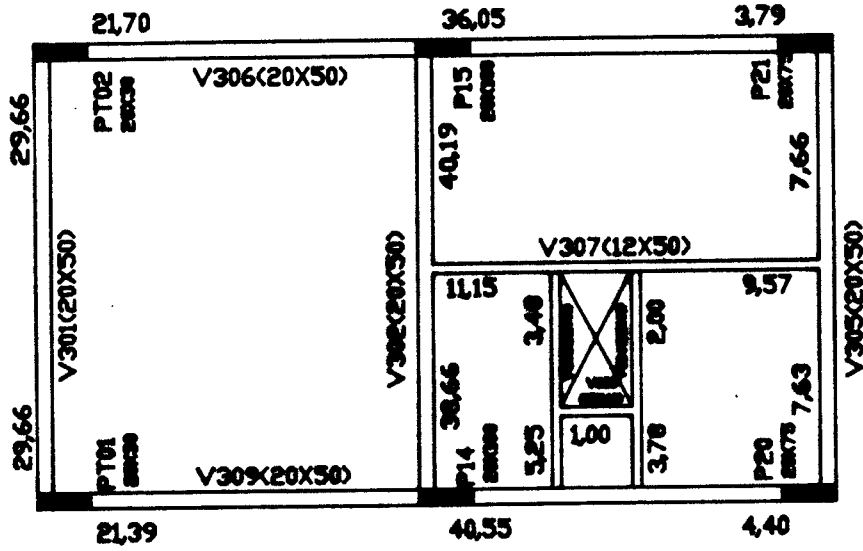
obs: unidade kN

Fig. 6.15 - Reações das vigas da cober. - c. uso



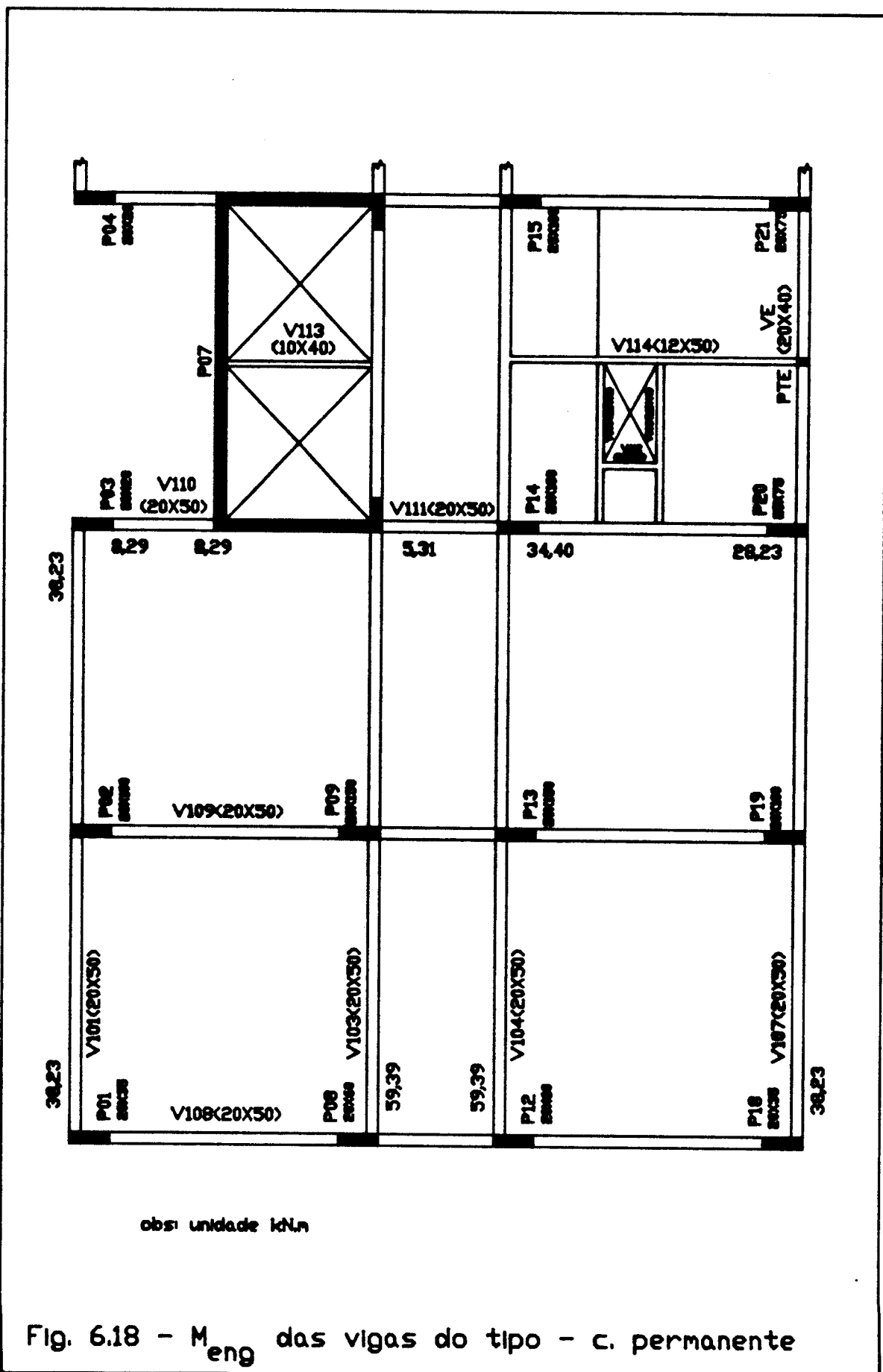
obs: unidade kN

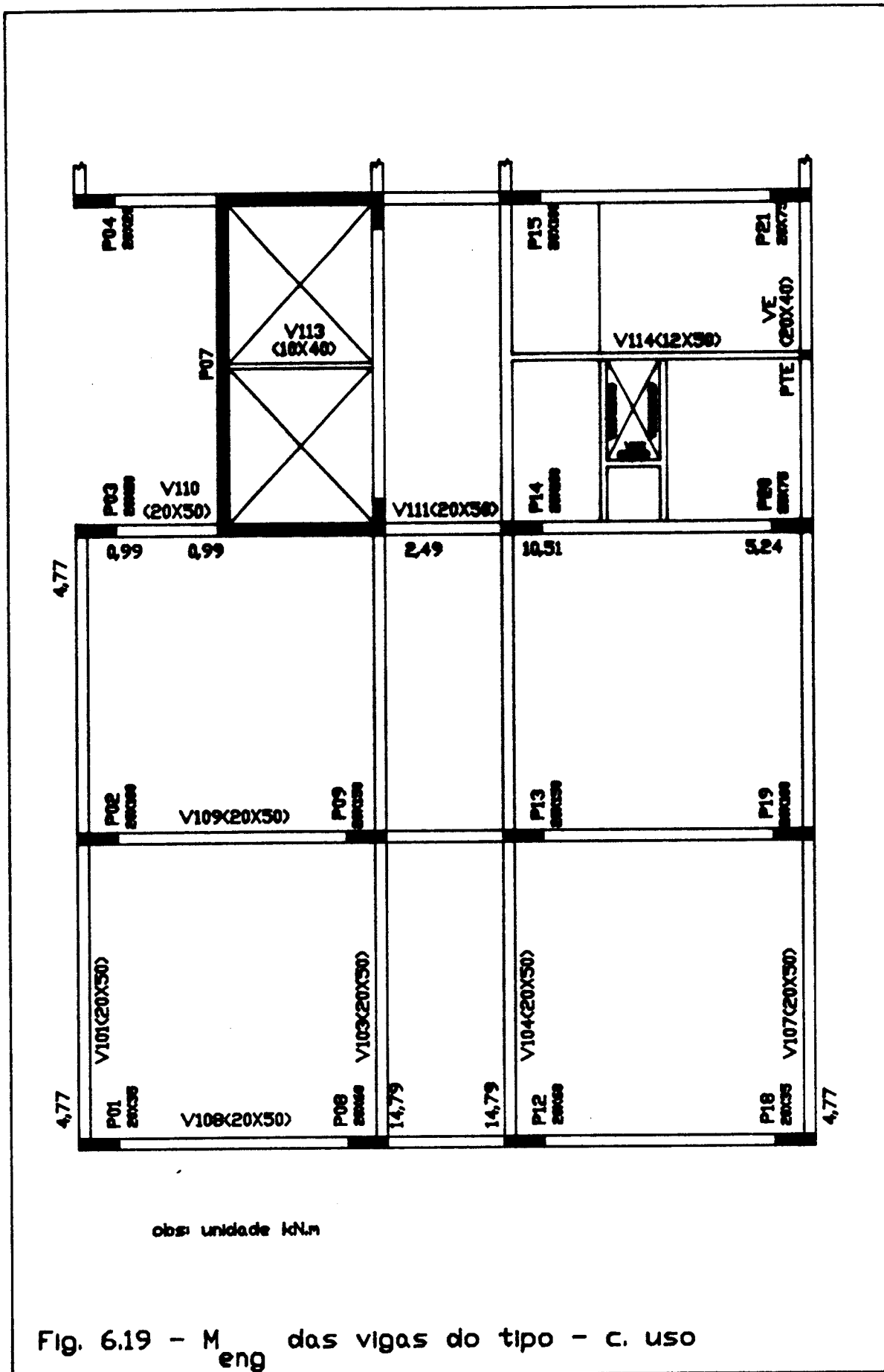
Fig. 6.16 - Reações das vigas da c.m. - c. permanente

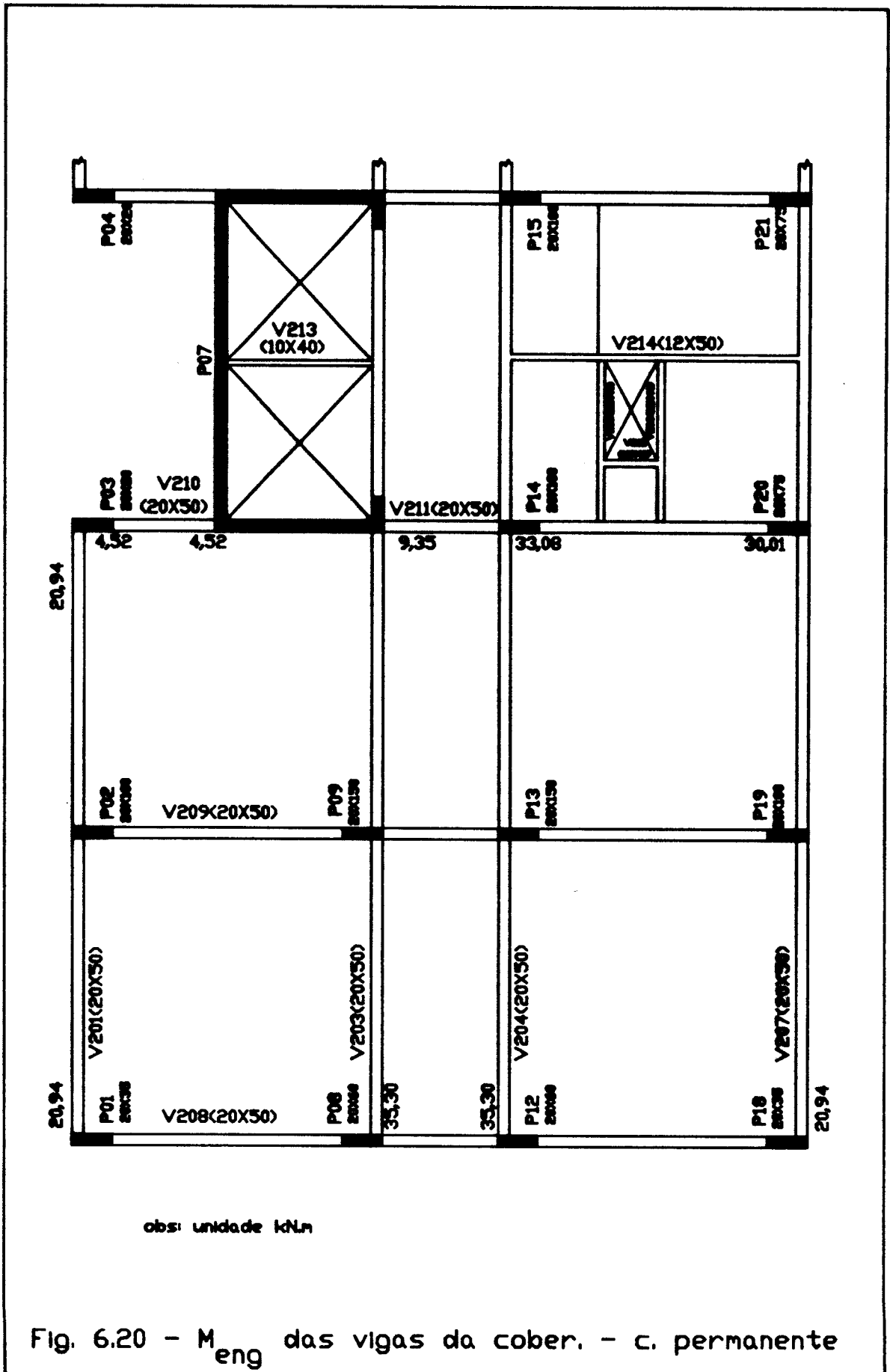


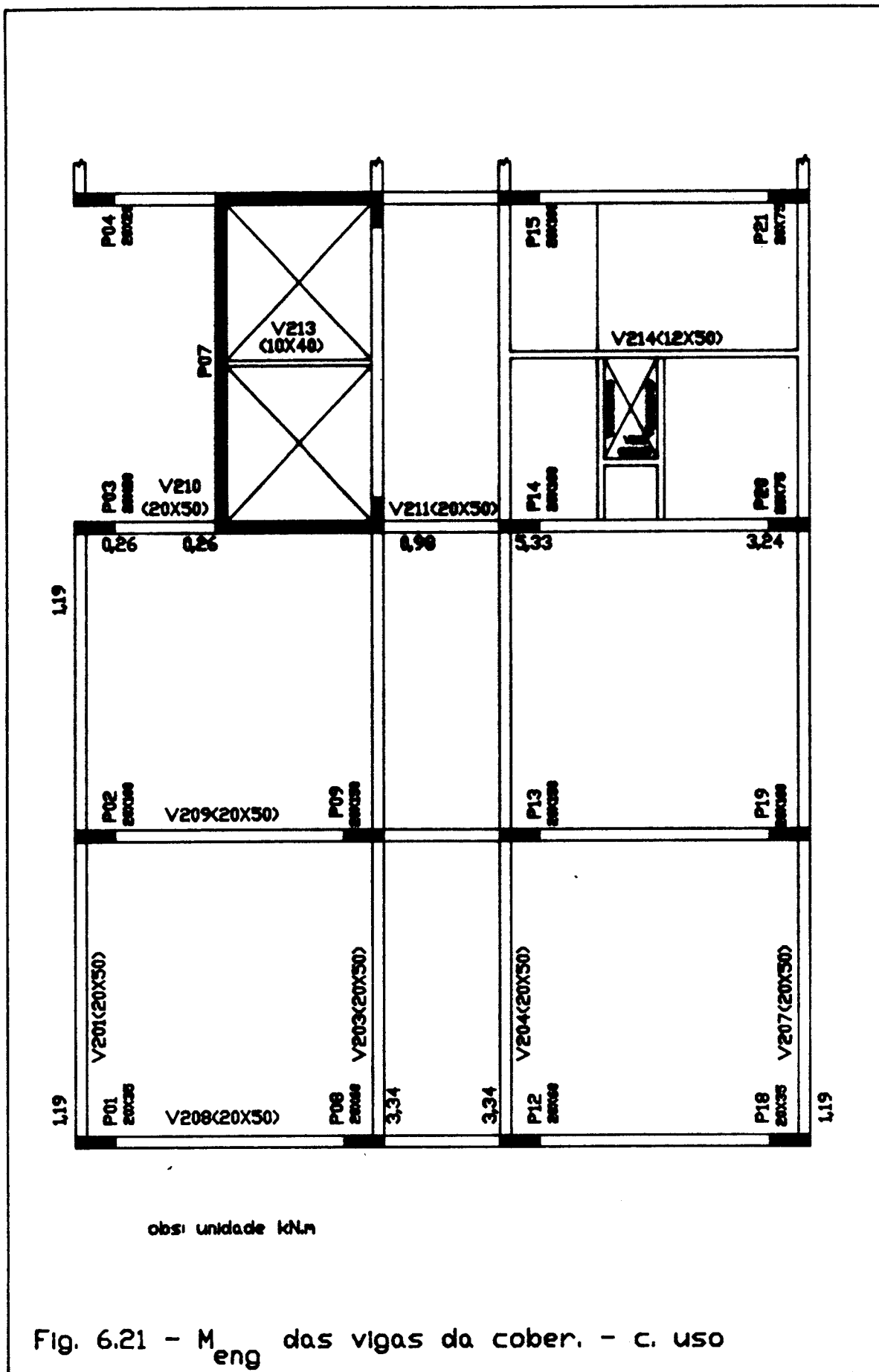
obs: unidade kN

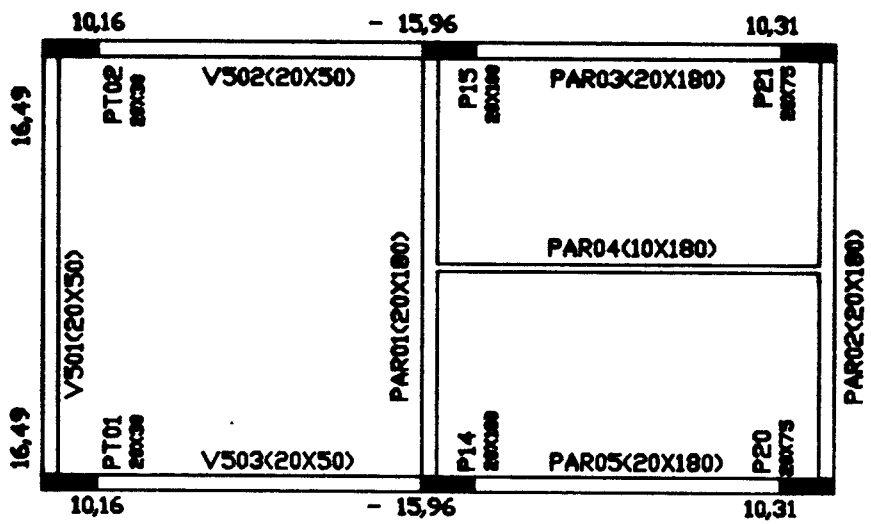
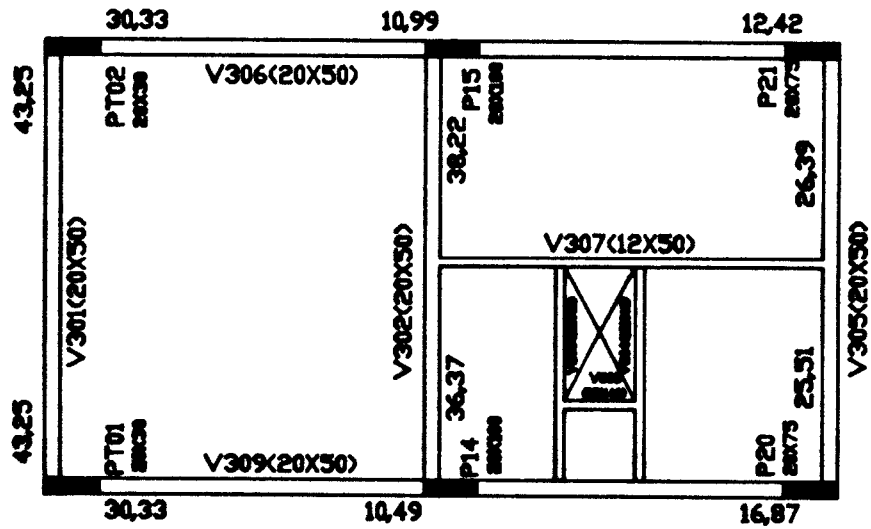
Fig. 6.17 - Reações das vigas da c.m. - c. uso





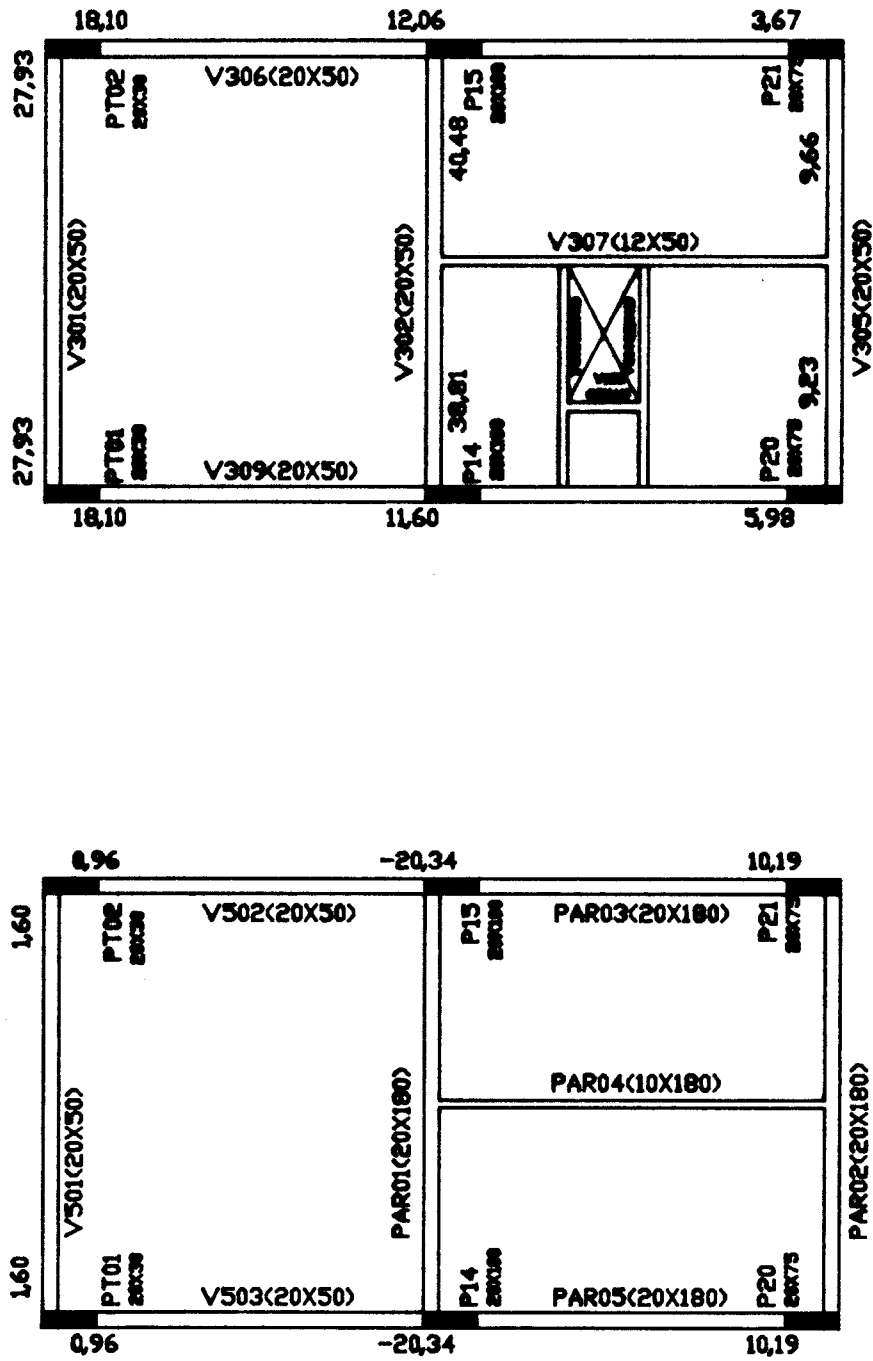






obs: unidade kNm

Fig. 6.22 - M_{eng} das vigas da c.m. - c. permanente



obs: unidade kN.m

Fig. 6.23 - M_{eng} das vigas da c.m. - c. uso

6.6.4- CÁLCULO ESTÁTICO DOS PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO

Para a obtenção das solicitações iniciais de projeto dos pilares de contraventamento, deve-se fazer uma análise estática das estruturas que foram escolhidas para contraventar o edifício, utilizando-se o mesmo programa computacional empregado no item 6.4 deste trabalho.

Assim sendo, passa-se para o cálculo estático dos pórticos que desempenham a função acima descrita, ilustrados pela figura 6.24, considerando-se cada um trabalhando isoladamente.

Os carregamentos a serem utilizados são devidos ao peso próprio das vigas, reações de apoio das lajes, peso das alvenarias e cargas concentradas nos nós, sendo estas provenientes das reações das vigas perpendiculares a cada pórtico. Além disso, serão considerados os momentos fletores devidos às excentricidades das reações dessas vigas em relação ao nó do pórtico em questão.

Na sequência, são mostrados os esforços atuantes em cada estrutura, devendo-se salientar que os mesmos são devidos às cargas permanentes e cargas de uso atuando em separado.

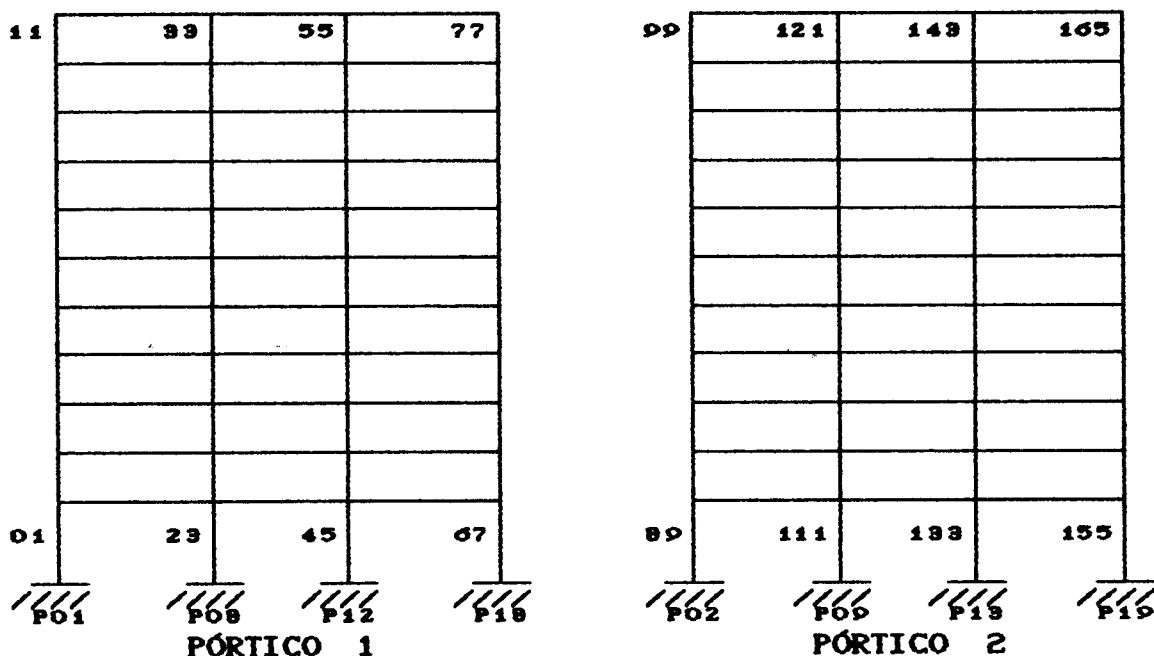


Fig. 6.24 - Pórticos de contraventamento.

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:exemp01.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 1

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
1								
1	-777.58	.0		-1.81	2.91			
		4.8		-1.81	-5.80			
2	-99.73	.0		-.26	.42			
		4.8		-.26	-.83			
2								
1	-703.47	.0		-6.90	11.62			
		3.2		-6.90	-10.45			
2	-90.47	.0		-1.05	1.73			
		3.2		-1.05	-1.64			
3								
1	-628.96	.0		-5.93	9.45			
		3.2		-5.93	-9.53			
2	-81.00	.0		-1.03	1.61			
		3.2		-1.03	-1.67			
4								
1	-554.75	.0		-5.89	9.46			
		3.2		-5.89	-9.38			
2	-71.43	.0		-1.10	1.75			
		3.2		-1.10	-1.78			
5								
1	-480.73	.0		-5.74	9.21			
		3.2		-5.74	-9.16			
2	-61.79	.0		-1.16	1.84			
		3.2		-1.16	-1.87			
6								
1	-406.88	.0		-5.63	9.03			
		3.2		-5.63	-8.99			
2	-52.07	.0		-1.20	1.91			
		3.2		-1.20	-1.94			
7								
1	-333.17	.0		-5.54	8.89			
		3.2		-5.54	-8.86			
2	-42.29	.0		-1.24	1.97			
		3.2		-1.24	-1.99			
8								
1	-259.56	.0		-5.48	8.78			

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 1

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2		-32.48	3.2	-5.48	-8.76			
			.0	-1.27	2.02			
9	1	-186.04	3.2	-5.42	-8.65			
			.0	-1.28	2.05			
2		-22.62	3.2	-1.28	-2.05			
			.0	-1.32	2.09			
10	1	-112.55	3.2	-5.51	-8.90			
			.0	-1.32	-2.13			
2		-12.75	3.2	-1.32	-2.13			
			.0	-4.49	7.80			
11	1	-39.28	3.2	-4.49	-6.56			
			.0	-1.15	1.94			
2		-2.88	3.2	-1.15	-1.74			
			.0	2.48	-4.02			
23	1	-1251.42	4.8	2.48	7.88			
			.0	.20	-.32			
2		-211.35	4.8	.20	.62			
			.0	9.11	-15.68			
24	1	-1133.35	3.2	9.11	13.48			
			.0	.65	-1.18			
2		-190.26	3.2	.65	.90			
			.0	7.71	-12.10			
25	1	-1015.69	3.2	7.71	12.58			
			.0	.41	-.66			
2		-169.38	3.2	.41	.65			
			.0	8.21	-13.18			
26	1	-897.73	3.2	8.21	13.10			
			.0	.37	-.62			
2		-148.58	3.2	.37	-.62			
			.0					

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 3
PROGRAM:SAP90/FILE:exemp01.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 1

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI 3.2	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	

27	1	-779.58	.0	8.29	-13.26			
			3.2	8.29	13.28			
	2	-127.86	.0	.30	-.51			
			3.2	.30	.46			

28	1	-661.26	.0	8.42	-13.48			
			3.2	8.42	13.48			
	2	-107.21	.0	.25	-.42			
			3.2	.25	.39			

29	1	-542.81	.0	8.52	-13.63			
			3.2	8.52	13.62			
	2	-86.61	.0	.21	-.35			
			3.2	.21	.33			

30	1	-424.24	.0	8.59	-13.75			
			3.2	8.59	13.75			
	2	-66.05	.0	.18	-.30			
			3.2	.18	.29			

31	1	-305.59	.0	8.63	-13.82			
			3.2	8.63	13.80			
	2	-45.52	.0	.15	-.25			
			3.2	.15	.22			

32	1	-186.90	.0	8.67	-13.88			
			3.2	8.67	13.87			
	2	-25.02	.0	.22	-.29			
			3.2	.22	.40			

33	1	-68.00	.0	9.02	-14.20			
			3.2	9.02	14.68			
	2	-4.50	.0	-.20	.02			
			3.2	-.20	-.61			

45	1	-1255.57						

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 4
PROGRAM:SAP90/FILE:exemp01.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 1

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			.0	-2.48	3.91			
2	-212.55		4.8	-2.48	-7.97			
			.0	-.20	.30			
			4.8	-.20	-.64			

46	1	-1137.15						
			.0	-9.10	15.56			
			3.2	-9.10	-13.55			
	2	-191.29						
			.0	-.65	1.16			
			3.2	-.65	-.92			

47	1	-1019.13						
			.0	-7.70	11.99			
			3.2	-7.70	-12.64			
	2	-170.26						
			.0	-.42	.65			
			3.2	-.42	-.68			

48	1	-900.81						
			.0	-8.19	13.08			
			3.2	-8.19	-13.15			
	2	-149.33						
			.0	-.38	.62			
			3.2	-.38	-.59			

49	1	-782.29						
			.0	-8.28	13.16			
			3.2	-8.28	-13.32			
	2	-128.49						
			.0	-.31	.51			
			3.2	-.31	-.49			

50	1	-663.60						
			.0	-8.41	13.40			
			3.2	-8.41	-13.51			
	2	-107.73						
			.0	-.26	.43			
			3.2	-.26	-.42			

51	1	-544.78						
			.0	-8.50	13.56			
			3.2	-8.50	-13.65			
	2	-87.03						
			.0	-.22	.36			
			3.2	-.22	-.35			

52	1	-425.84						
			.0	-8.58	13.69			
			3.2	-8.58	-13.76			
	2	-66.37						

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 5
PROGRAM:SAP90/FILE:exemp01.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 1

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE	AXIAL
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	TORQ
		.0	-20	.31		
		3.2	-20	-.31		

53						
1	-306.83	.0	-8.62	13.77		
		3.2	-8.62	-13.81		
2	-45.76	.0	-.16	.27		
		3.2	-.16	-.24		

54						
1	-187.79	.0	-8.66	13.84		
		3.2	-8.66	-13.87		
2	-25.16	.0	-.23	.31		
		3.2	-.23	-.42		

55						
1	-68.54	.0	-9.01	14.17		
		3.2	-9.01	-14.67		
2	-4.57	.0	.18	-.00		
		3.2	.18	.58		

67						
1	-790.58	.0	1.81	-2.92		
		4.8	1.81	5.77		
2	-101.90	.0	.26	-.42		
		4.8	.26	.83		

68						
1	-715.27	.0	6.88	-11.61		
		3.2	6.88	10.41		
2	-92.45	.0	1.06	-1.74		
		3.2	1.06	1.64		

69						
1	-639.56	.0	5.92	-9.45		
		3.2	5.92	9.49		
2	-82.77	.0	1.03	-1.63		
		3.2	1.03	1.68		

70						
1	-564.14	.0	5.87	-9.45		
		3.2	5.87	9.34		
2	-73.00	.0	1.11	-1.77		
		3.2	1.11	1.79		

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 6
PROGRAM:SAP90/FILE:exemp01.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 1

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
71 -----								
1	-488.92	.0		5.72	-9.19			
		3.2		5.72	9.12			
2	-63.15	.0		1.17	-1.85			
		3.2		1.17	1.88			
72 -----								
1	-413.87	.0		5.62	-9.02			
		3.2		5.62	8.96			
2	-53.23	.0		1.21	-1.93			
		3.2		1.21	1.95			
73 -----								
1	-338.96	.0		5.53	-8.87			
		3.2		5.53	8.82			
2	-43.24	.0		1.25	-1.99			
		3.2		1.25	2.01			
74 -----								
1	-264.16	.0		5.46	-8.76			
		3.2		5.46	8.72			
2	-33.21	.0		1.28	-2.04			
		3.2		1.28	2.05			
75 -----								
1	-189.43	.0		5.40	-8.67			
		3.2		5.40	8.62			
2	-23.15	.0		1.29	-2.07			
		3.2		1.29	2.07			
76 -----								
1	-114.74	.0		5.50	-8.72			
		3.2		5.50	8.88			
2	-13.06	.0		1.33	-2.11			
		3.2		1.33	2.15			
77 -----								
1	-40.26	.0		4.47	-7.78			
		3.2		4.47	6.53			
2	-2.98	.0		1.17	-1.97			
		3.2		1.17	1.77			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 1

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 2

PROGRAM:SAP90/FILE:exemp02.F3F

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
89	1	-1859.37	.0	3.98	-12.61			
			4.8	3.98	6.50			
	2	-309.27	.0	-.01	-1.09			
			4.8	-.01	-1.13			
90	1	-1685.65	.0	-10.84	26.15			
			3.2	-10.84	-8.53			
	2	-280.78	.0	-3.53	7.06			
			3.2	-3.53	-4.24			
91	1	-1511.08	.0	-6.56	13.82			
			3.2	-6.56	-7.17			
	2	-251.76	.0	-3.06	5.31			
			3.2	-3.06	-4.49			
92	1	-1336.19	.0	-7.42	15.77			
			3.2	-7.42	-7.97			
	2	-222.34	.0	-3.39	5.91			
			3.2	-3.39	-4.95			
93	1	-1160.93	.0	-7.60	15.78			
			3.2	-7.60	-8.54			
	2	-192.59	.0	-3.60	6.21			
			3.2	-3.60	-5.31			
94	1	-985.31	.0	-7.78	16.05			
			3.2	-7.78	-8.84			
	2	-162.55	.0	-3.78	6.50			
			3.2	-3.78	-5.60			
95	1	-809.23	.0	-8.21	16.76			
			3.2	-8.21	-9.50			
	2	-132.25	.0	-3.97	6.79			
			3.2	-3.97	-5.91			
96	1	-632.62	.0	-8.81	17.30			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 2

PROGRAM:SAP90/FILE:exemp02.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 2

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORD
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
97	2	-101.72	3.2	-8.81	-10.88			
			.0	-4.13	6.98			
			3.2	-4.13	-6.24			
98	1	-455.50	3.2	-9.25	-12.52			
			.0	-9.25	17.07			
			3.2	-4.26	7.04			
99	2	-71.02	3.2	-4.26	-6.58			
			.0	-4.43	6.93			
			3.2	-4.43	-7.25			
111	1	-278.01	3.2	-9.90	-15.43			
			.0	-9.90	16.24			
			3.2	-4.43	6.93			
112	2	-40.22	3.2	-4.43	-7.25			
			.0	-10.02	13.39			
			3.2	-10.02	-18.67			
113	1	-100.49	3.2	-4.24	6.24			
			.0	-4.24	-7.34			
			3.2	8.53	-26.22			
114	2	-582.93	4.8	8.53	14.73			
			.0	.49	-3.33			
			4.8	.49	-.98			
115	1	-2285.51	3.2	-10.76	39.22			
			.0	-10.76	4.78			
			3.2	-4.00	9.73			
116	2	-524.64	3.2	-4.00	-3.07			
			.0	-11.44	34.44			
			3.2	-11.44	-2.17			
117	1	-2049.93	3.2	-4.36	9.26			
			.0	-4.36	-4.68			
			3.2	-10.87	30.35			
118	2	-466.75	3.2	-10.87	-4.44			
			.0	-10.87	-4.44			
			3.2	-4.39	8.75			
119	1	-1813.44	3.2	-4.39	8.75			
			.0	-4.39	8.75			
			3.2	-4.39	8.75			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 3

PROGRAM:SAP90/FILE:exemp02.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 2

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
115	1	-1576.43	.0	-11.32	30.28			
			3.2	-11.32	-5.96			
	2	-351.74	.0	-4.62	9.01			
			3.2	-4.62	-5.78			
116	1	-1338.99	.0	-11.68	30.90			
			3.2	-11.68	-6.47			
	2	-294.59	.0	-4.81	9.32			
			3.2	-4.81	-6.08			
117	1	-1101.10	.0	-12.77	32.87			
			3.2	-12.77	-8.01			
	2	-237.59	.0	-5.11	9.75			
			3.2	-5.11	-6.58			
118	1	-862.70	.0	-14.55	34.22			
			3.2	-14.55	-12.33			
	2	-180.71	.0	-5.40	9.94			
			3.2	-5.40	-7.33			
119	1	-623.85	.0	-15.65	32.61			
			3.2	-15.65	-17.47			
	2	-123.91	.0	-5.58	9.73			
			3.2	-5.58	-8.13			
120	1	-384.78	.0	-16.77	29.23			
			3.2	-16.77	-24.43			
	2	-67.16	.0	-5.92	9.25			
			3.2	-5.92	-9.69			
121	1	-145.57	.0	-17.46	22.60			
			3.2	-17.46	-33.27			
	2	-10.41	.0	-4.83	7.64			
			3.2	-4.83	-7.83			
133	1	-2387.54						

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 4
PROGRAM:SAP90/FILE:exemp02.F3F

EXEMPLE DISSERTACAO - PORTICO 2

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	2	-555.12	.0	15.34	-37.00			
			4.8	15.34	36.66			

134	1	-2155.93	.0	11.39	-1.10			
			3.2	11.39	36.34			
	2	-498.81	.0	4.12	-4.21			
			3.2	4.12	8.97			

135	1	-1925.93	.0	8.86	2.46			
			3.2	8.86	30.80			
	2	-443.06	.0	3.97	-4.01			
			3.2	3.97	8.70			

136	1	-1697.12	.0	9.04	-9.93			
			3.2	9.04	27.98			
	2	-387.72	.0	4.17	-4.73			
			3.2	4.17	8.60			

137	1	-1469.38	.0	9.30	-2.75			
			3.2	9.30	27.00			
	2	-332.75	.0	4.39	-5.33			
			3.2	4.39	8.71			

138	1	-1242.79	.0	9.67	-3.22			
			3.2	9.67	27.71			
	2	-278.10	.0	4.61	-5.68			
			3.2	4.61	9.08			

139	1	-1017.54	.0	9.28	-2.02			
			3.2	9.28	27.67			
	2	-223.79	.0	4.61	-5.67			
			3.2	4.61	9.07			

140	1	-793.61	.0	7.68	-1.05			
			3.2	7.68	23.52			
	2	-169.74	.0					
			3.2					

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 5

PROGRAM:SAP90/FILE:exemp02.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 2

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
			.0	4.50	-5.86			
			3.2	4.50	8.53			
141	1	-570.85	.0	7.19	-4.28			
			3.2	7.19	18.74			
	2	-115.92	.0	4.62	-6.58			
			3.2	4.62	8.21			
142	1	-349.08	.0	8.35	-8.98			
			3.2	8.35	17.74			
	2	-62.26	.0	4.92	-7.06			
			3.2	4.92	8.69			
143	1	-127.66	.0	7.88	-10.04			
			3.2	7.88	15.17			
	2	-8.60	.0	4.09	-6.55			
			3.2	4.09	6.53			
155	1	-1355.47	.0	7.00	-15.10			
			4.8	7.00	18.51			
	2	-244.41	.0	1.84	-3.90			
			4.8	1.84	4.91			
156	1	-1192.47	.0	10.21	-11.96			
			3.2	10.21	20.71			
	2	-217.45	.0	3.41	-4.98			
			3.2	3.41	5.94			
157	1	-1029.55	.0	9.14	-9.67			
			3.2	9.14	19.59			
	2	-190.12	.0	3.45	-4.80			
			3.2	3.45	6.23			
158	1	-866.69	.0	9.26	-10.67			
			3.2	9.26	18.96			
	2	-162.50	.0	3.62	-5.16			
			3.2	3.62	6.42			

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP

PAGE 6
PROGRAM:SAP90/FILE:exemp02.F3F

EXEMPLO DISSERTACAO - PORTICO 2

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORO
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	

159	1	-703.63	.0	9.63	-11.73			
			3.2	9.63	19.08			
	2	-134.60	.0	3.83	-5.60			
			3.2	3.83	6.68			

160	1	-540.22	.0	9.79	-12.38			
			3.2	9.79	18.95			
	2	-106.44	.0	3.98	-5.92			
			3.2	3.98	6.83			

161	1	-376.36	.0	11.70	-13.54			
			3.2	11.70	23.91			
	2	-78.05	.0	4.47	-6.30			
			3.2	4.47	8.00			

162	1	-256.72	.0	15.68	-20.17			
			3.2	15.68	29.99			
	2	-58.29	.0	5.03	-7.62			
			3.2	5.03	8.48			

163	1	-185.82	.0	17.70	-26.68			
			3.2	17.70	29.96			
	2	-40.97	.0	5.21	-8.12			
			3.2	5.21	8.57			

164	1	-114.51	.0	18.32	-27.67			
			3.2	18.32	30.95			
	2	-23.55	.0	5.43	-8.26			
			3.2	5.43	9.11			

165	1	-43.03	.0	19.60	-27.03			
			3.2	19.60	35.70			
	2	-6.13	.0	4.99	-7.70			
			3.2	4.99	8.27			

6.6.5- RESUMO DAS SOLICITAÇÕES INICIAIS DE PROJETO

Uma vez calculados todos os valores das solicitações iniciais de projeto, passa-se para a fase de organização dos dados a serem fornecidos ao programa aqui desenvolvido, utilizando-se, para isso, a planilha 3.1 apresentada no item 3.6.3 deste trabalho.

Para efeito de exemplo, são montadas as respectivas planilhas para os pilares P01, P02, P03, P08, P09, P14 e P20, referentes aos níveis do pavimento-térreo e primeiro pavimento-tipo; com isso, espera-se cobrir todas as situações básicas de projeto em relação aos pilares contraventados e de contraventamento. Na sequência, são mostradas tais planilhas.

Plan. 6.1 - Planilha de dados referente ao pilar P01.

Nº	1				2			
	TERREO				1 PAVTO			
descrição								
comp. (l)	4,80				3,20			
N_{gk}	+777,58				+703,47			
N_{qk}	+99,73				+90,45			
x / y	x		y		x		y	
N_{wk}	-		-128,38		-		-120,63	
T / B	T	B	T	B	T	B	T	B
M_{gk}	3,6*	-1,8*	-5,8	2,9	7,9*	-8,1*	-10,5	11,6
M_{qk}	0,5*	-0,2*	-0,8	0,4	1,0*	-1,0*	-1,6	1,7
M_{wk}	-	-	6,0	-8,0	-	-	10,8	-12,3
V_{gk}	-	-	1,8	-1,8	-	-	6,9	-6,9
V_{qk}	-	-	0,3	-0,3	-	-	1,1	-1,1
V_{wk}	-	-	-2,9	2,9	-	-	-7,2	7,2

(*) resultados obtidos após a utilização das equações 3.08, 3.09, 3.11 e 3.12.

Plan. 6.2 - Planilha de dados referente ao pilar P02.

Nº	1				2			
descrição	TERREO				1 PAVTO			
comp. (1)	4,80				3,20			
N_{gk}	+1859,37				+1685,65			
N_{qk}	+309,27				+280,78			
x / y	x		y		x		y	
N_{wk}	-		-265,10		-		-247,70	
T / B	T	B	T	B	T	B	T	B
M_{gk}	-	-	6,5	-12,6	-	-	-8,5	26,2
M_{qk}	-	-	-1,1	-1,1	-	-	-4,2	7,1
M_{wk}	-	-	-6,3	-94,2	-	-	-1,3	-44,6
V_{gk}	-	-	-4,0	4,0	-	-	10,8	-10,8
V_{qk}	-	-	0,0	0,0	-	-	3,5	-3,5
V_{wk}	-	-	-18,3	18,3	-	-	-13,5	13,5

(*) resultados obtidos após a utilização das equações 3.08, 3.09, 3.11 e 3.12.

Plan. 6.3 - Planilha de dados referente ao pilar P03.

Nº	1				2			
descrição	TERREO				1 PAVTO			
comp. (1)	4,80				3,20			
N_{gk}	+605,60				+548,18			
N_{qk}	+72,57				+65,49			
x / y	x		y		x		y	
N_{wk}	-		-		-		-	
T / B	T	B	T	B	T	B	T	B
M_{gk}	-2,3*	1,2*	-0,3*	0,1*	-5,1*	5,2*	-0,6*	0,1*
M_{qk}	-0,3*	0,2*	0,0*	0,0*	-0,6*	0,6*	-0,6*	0,1*
M_{wk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V_{gk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V_{qk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V_{wk}	-	-	-	-	-	-	-	-

(*) resultados obtidos após a utilização das equações 3.08, 3.09, 3.11 e 3.12.

Plan. 6.4 - Planilha de dados referente ao pilar P08.

Nº	1				2			
descrição	TERREO				1 PAVTO			
comp. (1)	4,80				3,20			
N_{gk}	+1251,42				+1133,35			
N_{qk}	+211,35				+190,26			
x / y	x		y		x		y	
N_{wk}	-		-140,45		-		-123,74	
T / B	T	B	T	B	T	B	T	B
M_{gk}	8,3*	-4,2*	13,5	-15,7	17,8*	-18,2*	12,6	-12,1
M_{qk}	2,1*	-1,1*	0,9	-1,2	4,4*	-4,5*	0,7	-0,7
M_{wk}	-	-	16,0	-31,8	-	-	25,9	-35,3
V_{gk}	-	-	-2,5	2,5	-	-	-9,1	9,1
V_{qk}	-	-	-0,2	0,2	-	-	-0,7	0,7
V_{wk}	-	-	-10,0	10,0	-	-	-19,1	19,1

(*) resultados obtidos após a utilização das equações 3.08, 3.09, 3.11 e 3.12.

Plan. 6.5 - Planilha de dados referente ao pilar P09.

Nº	1				2			
descrição	TERREO				1 PAVTO			
comp. (1)	4,80				3,20			
N_{gk}	+2520,49				+2285,51			
N_{qk}	+582,93				+524,64			
x / y	x		y		x		y	
N_{wk}	-		-174,80		-		-162,50	
T / B	T	B	T	B	T	B	T	B
M_{gk}	-	-	14,7	-26,2	-	-	4,8	39,2
M_{qk}	-	-	-1,0	-3,3	-	-	-3,1	9,7
M_{wk}	-	-	-62,0	-273,	-	-	-24,2	-148,
V_{gk}	-	-	-8,5	8,5	-	-	10,8	-10,8
V_{qk}	-	-	-0,5	0,5	-	-	4,0	-4,0
V_{wk}	-	-	-44,1	44,1	-	-	-38,7	38,7

(*) resultados obtidos após a utilização das equações 3.08, 3.09, 3.11 e 3.12.

Plan. 6.6 - Planilha de dados referente ao pilar P14.

N ^o	1				2			
descrição	TERREO				1 PAVTO			
comp. (1)	4,80				3,20			
N _{gk}	+2584,97				+2373,70			
N _{qk}	+785,41				+728,73			
x / y	x		y		x		y	
N _{wk}	-		-		-		-	
T / B	T	B	T	B	T	B	T	B
M _{gk}	-	-	16,0*	-8,0*	-	-	32,5*	-34,3*
M _{qk}	-	-	4,9*	-2,5*	-	-	9,9*	-10,5*
M _{wk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V _{gk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V _{qk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V _{wk}	-	-	-	-	-	-	-	-

(*) resultados obtidos após a utilização das equações 3.08, 3.09, 3.11 e 3.12.

Plan. 6.7 - Planilha de dados referente ao pilar P20.

N ^o	1				2			
descrição	TERREO				1 PAVTO			
comp. (1)	4,80				3,30			
N _{gk}	+1728,26				+1582,99			
N _{qk}	+349,39				+327,40			
x / y	x		y		x		y	
N _{wk}	-		-		-		-	
T / B	T	B	T	B	T	B	T	B
M _{gk}	-	-	5,6*	-2,9*	-	-	11,8*	-12,4*
M _{qk}	-	-	1,3*	-0,7*	-	-	2,5*	-2,7*
M _{wk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V _{gk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V _{qk}	-	-	-	-	-	-	-	-
V _{wk}	-	-	-	-	-	-	-	-

(*) resultados obtidos após a utilização das equações 3.08, 3.09, 3.11 e 3.12.

Cabe lembrar que os valores tabelados poderiam ser gerados por programas específicos e fornecidos através de um arquivo de dados; assim, seria evitado o trabalho de digitação dos mesmos. Dessa forma, seria possível a interligação entre programas aplicativos voltados para o cálculo das estruturas correntes em concreto armado.

6.7- SOLICITAÇÕES FINAIS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

De posse dos valores das solicitações iniciais de projeto, pode-se calcular as solicitações finais de cálculo e efetuar o dimensionamento das armaduras, através da execução do programa CADIDEP.

Para que se possa entender o funcionamento do referido programa, apresenta-se um fluxograma simplificado contendo apenas as macro funções existentes, permitindo, assim, uma visualização global da sua estruturação interna, ilustrado pela figura 6.25.

Assim sendo, uma vez iniciada a execução do mesmo, é mostrada uma tela de apresentação contendo informações básicas do software e na sequência é solicitado o número do projeto em questão. A seguir, devem ser introduzidos os dados do projeto e do pilar em estudo, bem como os valores das solicitações iniciais de projeto. Uma vez concluída essa etapa, o programa apresenta um menu auxiliar que permite o arquivamento total dos dados, a alteração dos dados do pilar e do projeto, a alteração dos carregamentos e o acréscimo dos mesmos, além de apresentar um mecanismo para que se possa chegar no menu principal. Esse novo menu contém os dispositivos básicos para efetuar o cálculo das solicitações finais, o dimensionamento das armaduras e o respectivo detalhamento, permitindo, ainda, a criação de um arquivo para desenho, a visualização dos resultados na tela e impressora, a introdução de novos dados e a sua finalização. A sequência de telas referentes às etapas acima descritas, quando da execução do programa, e os resultados finais são mostrados em seguida.

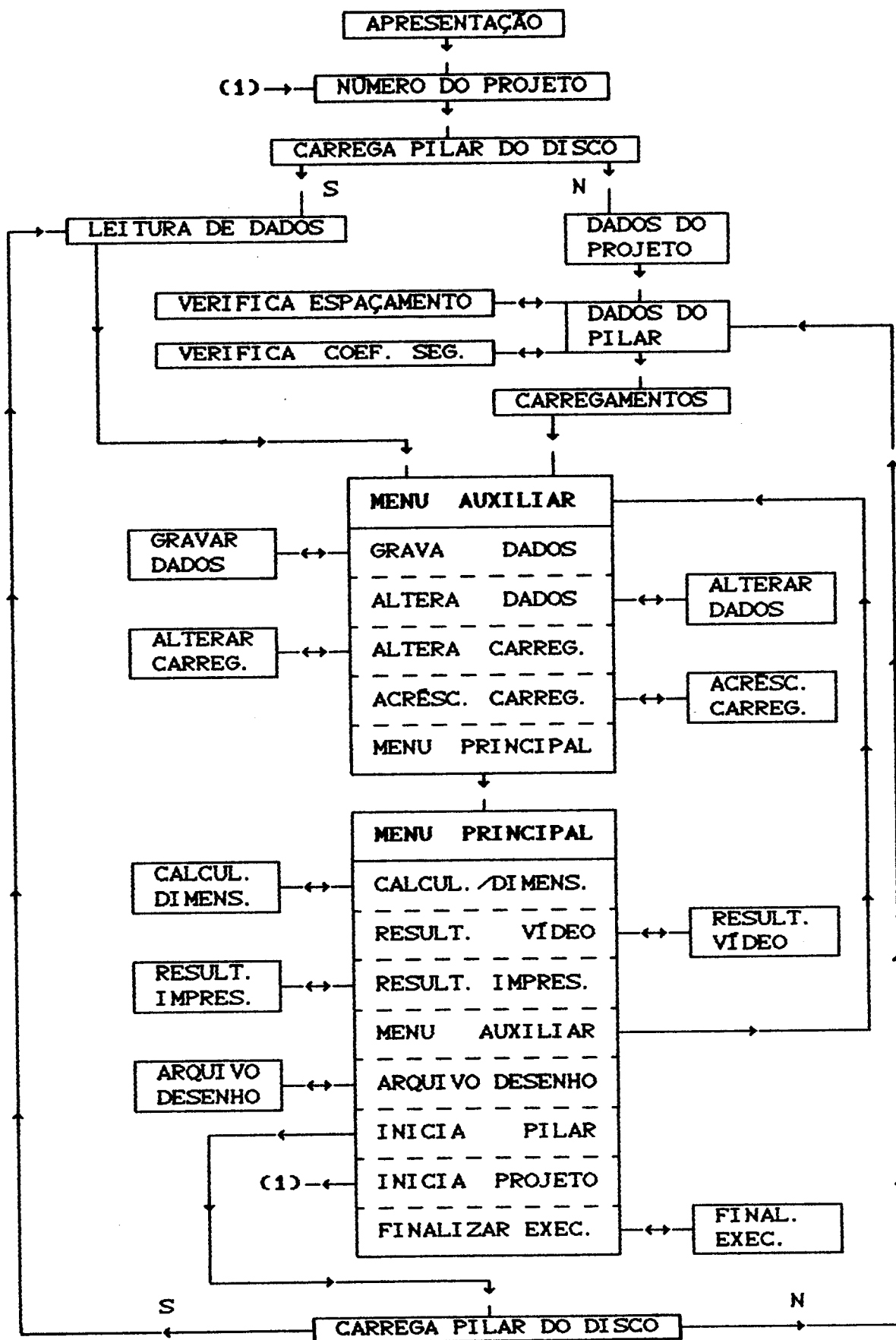


Fig. 6.25 - Fluxograma global do programa CADIDEP.

CARREGANDO PILAR projeto:400
#####

Pilares Arquivados:

- J
- J
- 0-)P1 J
- 1-)P2 J
- 2-)P3 J
- 3-)P8 J
- 4-)P9 J
- 5-)P14 J
- 6-)P20 J
- J
- J
- J
- J
- J
- J
- J
- J
- J
- J

Digite o codigo do pilar escolhido:

P1 CORRECAO DADOS PROJETO projeto:400
#####

Obra: DISSERTACAO
 Proo: ENG. ROGERIO O. RODR
 Cliente: EESC/USP
 Local: SAO CARLOS
 Data: AGOSTO/92
 Ref: EXEMPLO

#####

P1 MENU AUXILIAR projeto:400
#####

- Gravar os Dados em Disco..... 1
- Correcao dos Dados do Projeto..... 2
- Correcao dos Dados do Pilar..... 3
- Correcao dos Carregamentos..... 4
- Acrescimo de Carregamentos..... 5
- Menu Principal..... 6

DIGITE SUA OPCAO

P1 MENU PRINCIPAL projeto:400
#####

- Calcular / Dimensionar..... 1
- Resultados no Video..... 2
- Resultados na Impressora..... 3
- Montar Arquivo para Desenho..... 4
- Menu Auxiliar..... 5
- Iniciar outro Pilar..... 6
- Iniciar outro Projeto..... 7
- Finalizar..... 8

DIGITE SUA OPCAO

P1 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P1

DADOS:

Secao: 25 x 45

Dx= 22.0 cm Dy= 42.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 4 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P1 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (%)	As (cm ²)	DIAM. (mm)
1	TERREO	4.80	2.17	24.46	19.73

<ENTER>

P1 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 f1:
PILAR :P1

DADOS:

Secao: 20 x 45

Dx= 19.0 cm Dy= 42.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 4 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P1 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	1 PAVTO	3.20	2.65	23.82	19.47

<ENTER>

P2 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P2

DADOS:

Secao: 25 x100

Dx= 22.0 cm Dy= 97.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 7 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P2 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Rd (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	TERREO	4.80	2.53	63.30	23.99

<ENTER>

P2 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P2

DADOS:

Secao: 20 x100

Dx= 17.0 cm Dy= 97.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 7 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P2 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Rd (%)	As (cm ²)	DIAM. (mm)
1	1 PAVTO	3.20	2.60	51.96	21.74

<ENTER>

P3 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P3

DADOS:

Secao: 25 x 30

Dx= 22.0 cm Dy= 27.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 2 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P3 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (Z)	As (cm ²)	DIAM. (mm)
1	TERREO	4.80	2.45	18.35	24.17

<ENTER>

P3 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 f1:
PILAR :P3

DADOS:

Secao: 20 x 30

Dx= 17.0 cm Dy= 27.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 2 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P3 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	1 PAVTO	3.20	2.85	17.10	23.33

<ENTER>

P8 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P8

DADOS:

Secao: 25 x 70

Dx= 22.0 cm Dy= 67.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 5 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P8 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (Z)	As (cm ²)	DIAM. (mm)
1	TERREO	4.80	2.26	39.57	22.45

<ENTER>

P8 RESULTADOS projeto:400
 #####

PROJETO :400 fl:
 PILAR :P8

DADOS:

 Secao: 20 x 70

Dx= 17.0 cm Dy= 67.0 cm fck= 18 MPa 6c= 1.40
 nx= 2 ny= 5 fyk= 500 MPa 6s= 1.15
TIPO A 6f= 1.40

 (ENTER)

P8 RESULTADOS projeto:400
 #####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	1 PAVTO	3.20	3.09	43.23	23.46

 (ENTER)

P9 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P9

DADOS:

Secao: 25 x140

Dx= 22.0 cm Dy= 137.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 10 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P9 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	TERREO	4.80	2.09	73.31	21.60

<ENTER>

P9 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:

PILAR :P9

DADOS:

Secao: 20 x140

Dx= 17.0 cm Dy= 137.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 10 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P9 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	R ₀ (%)	A _s (cm ²)	DIAM. (mm)
1	1 PAVTO	3.20	2.30	64.40	20.25

<ENTER>

P14 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P14

DADOS:

Secao: 25 x140

Dx= 22.0 cm Dy= 137.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 10 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P14 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	TERREO	4.80	2.06	72.08	21.42

<ENTER>

P14 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 f1:
PILAR :P14

DADOS:

Secao: 20 x140

Dx= 17.0 cm Dy= 137.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 10 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P14 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Rd (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	1 PAVTO	3.20	2.60	72.82	21.53

<ENTER>

P20 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P20

DADOS:

Secao: 25 x 90

Dx= 22.0 cm Dy= 87.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 6 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P20 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Rc (%)	As (cm ²)	DIAM. (mm)
1	TERREO	4.80	2.51	56.42	24.47

<ENTER>

P20 RESULTADOS projeto:400
#####

PROJETO :400 fl:
PILAR :P20

DADOS:

Secao: 20 x 90

Dx= 17.0 cm Dy= 87.0 cm fck= 18 MPa Gc= 1.40
nx= 2 ny= 6 fyk= 500 MPa Gs= 1.15
TIPO A Gf= 1.40

<ENTER>

P20 RESULTADOS projeto:400
#####

NIVEL	DESCRICAO	COMPRIMENTO (m)	Ro (%)	As (cm2)	DIAM. (mm)
1	1 PAVTO	3.20	2.61	46.90	22.31

<ENTER>

P20 MENU PRINCIPAL projeto:400
#####

- Calcular / Dimensionar..... 1
- Resultados no Video..... 2
- Resultados na Impressora..... 3
- Montar Arquivo para Desenho..... 4
- Menu Auxiliar..... 5
- Iniciar outro Pilar..... 6
- Iniciar outro Projeto..... 7
- Finalizar..... 8

QUER FINALIZAR ? <S/N>

P20 FINALIZACAO projeto:400
#####

-----FINAL DO PROCESSAMENTO-----

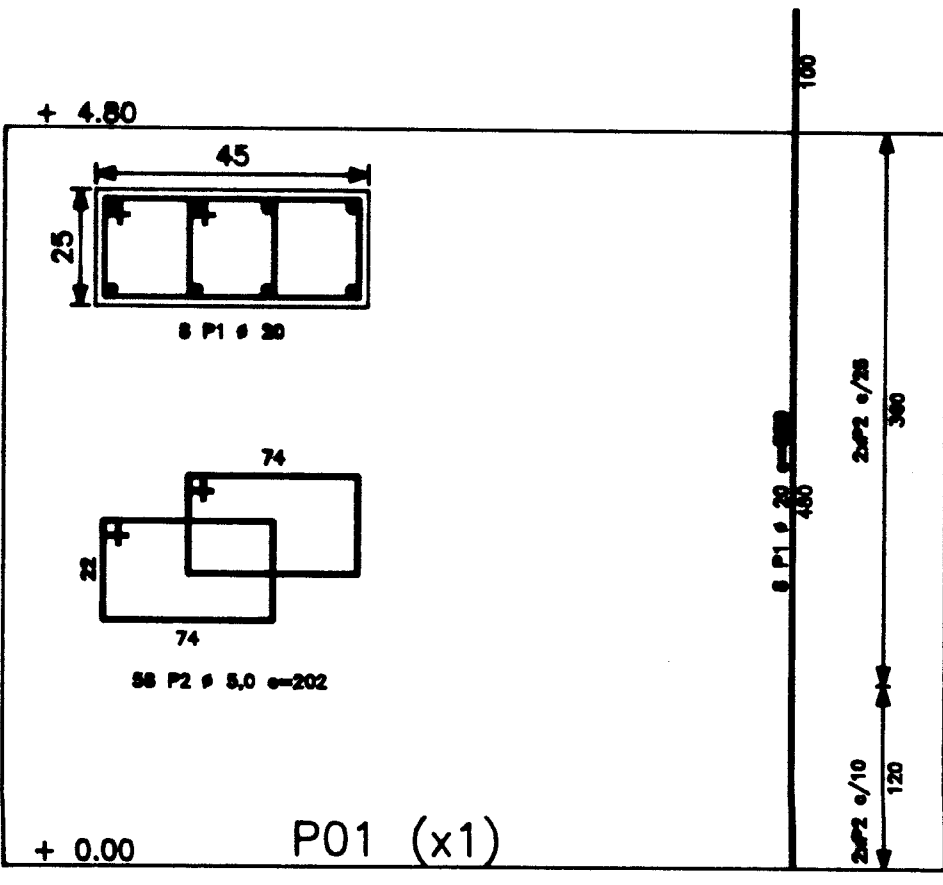
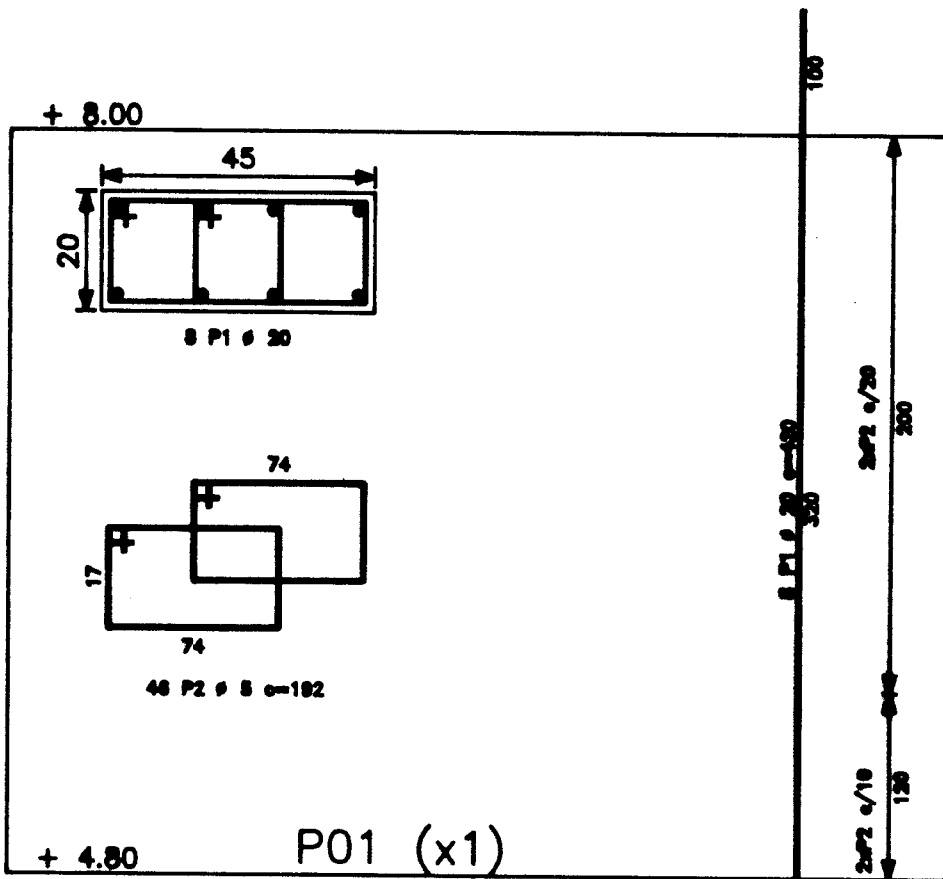
Az\>

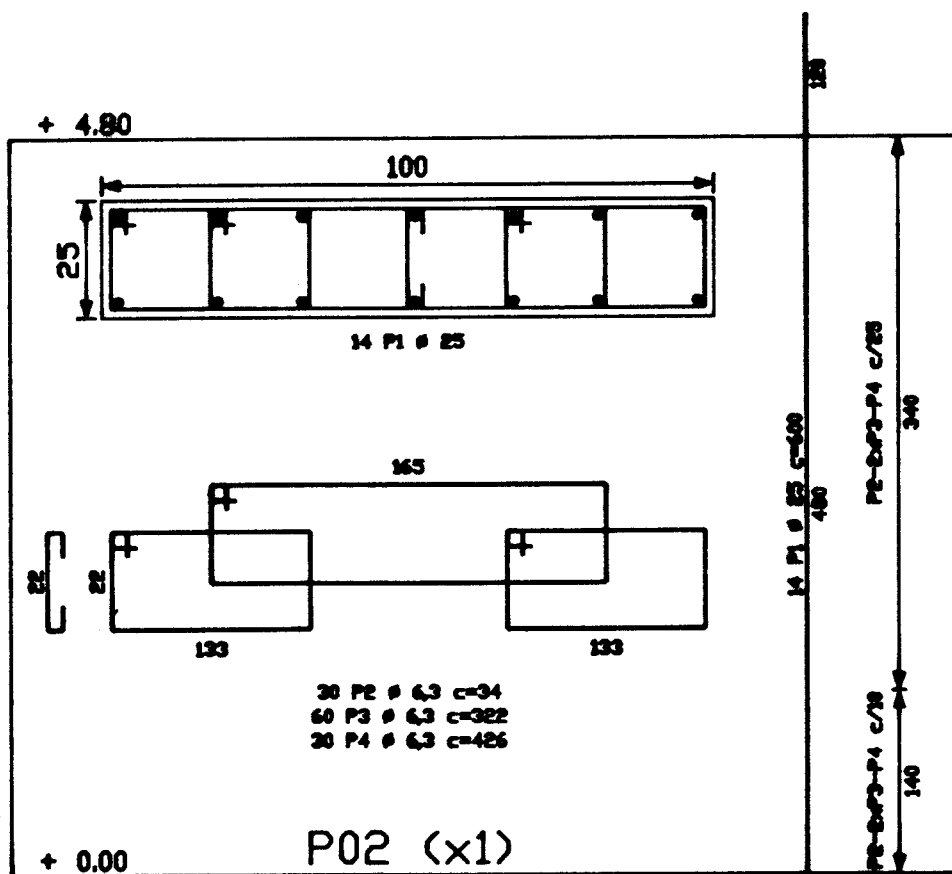
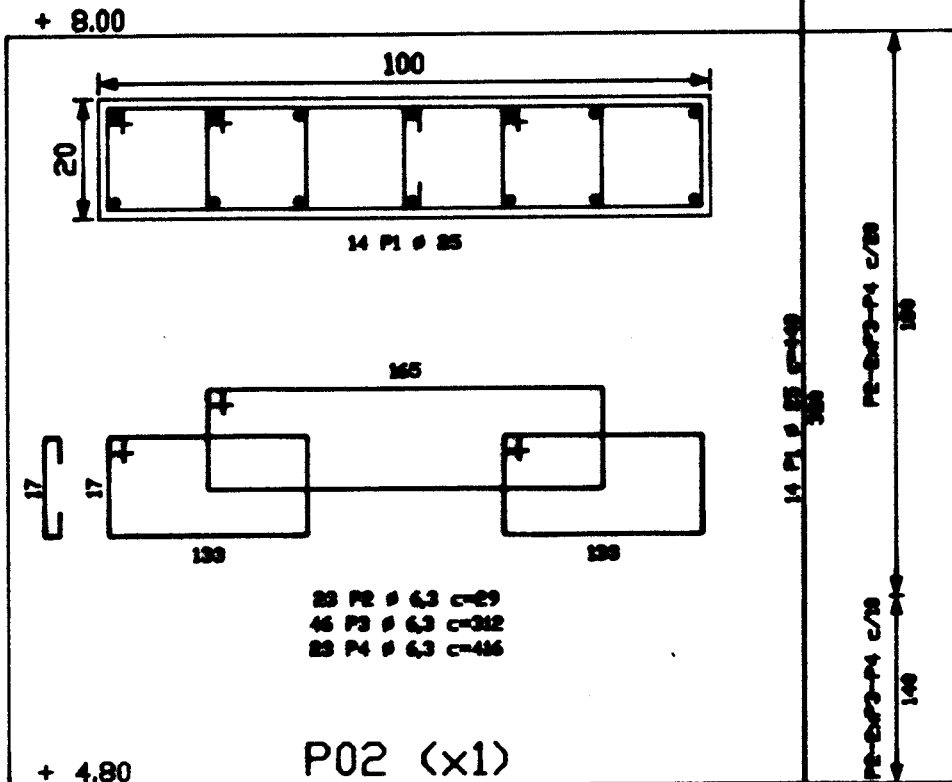
#####

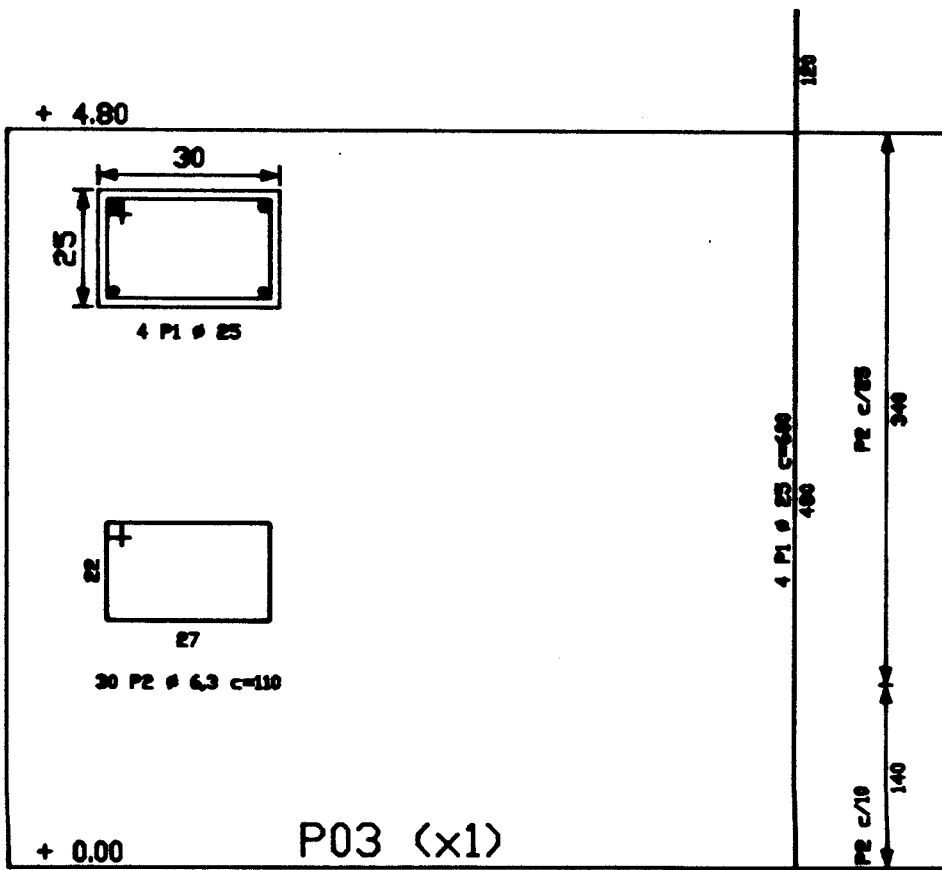
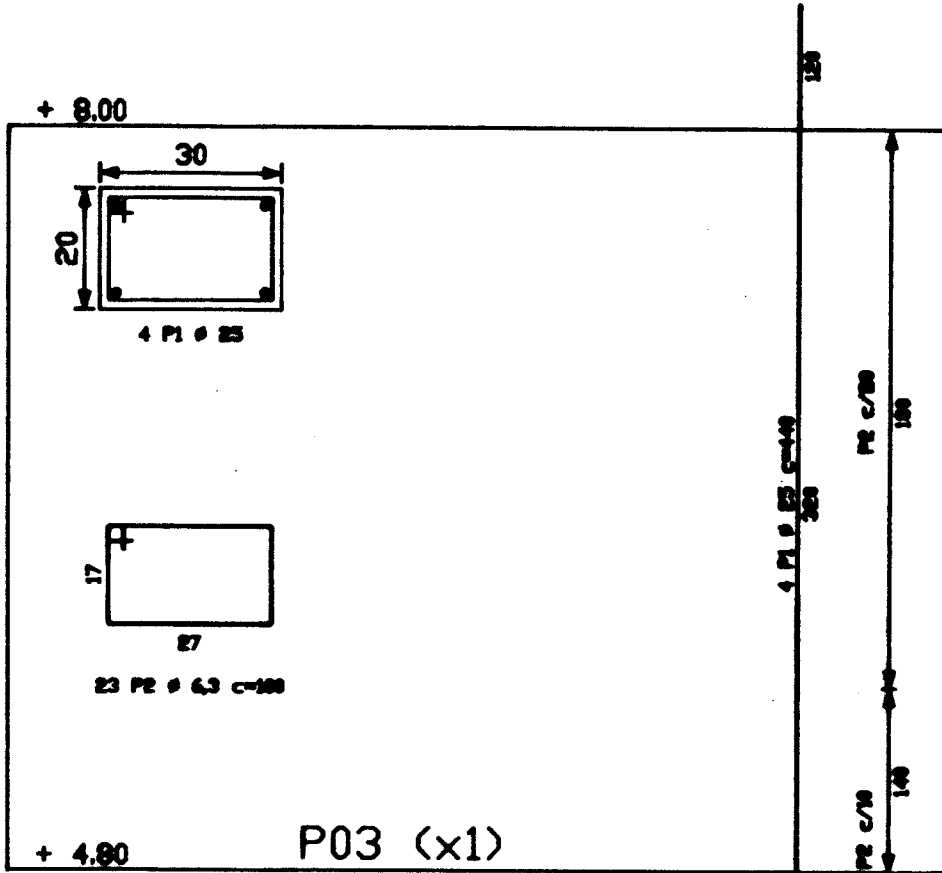
6.8- DETALHAMENTO DOS PILARES E PAREDES

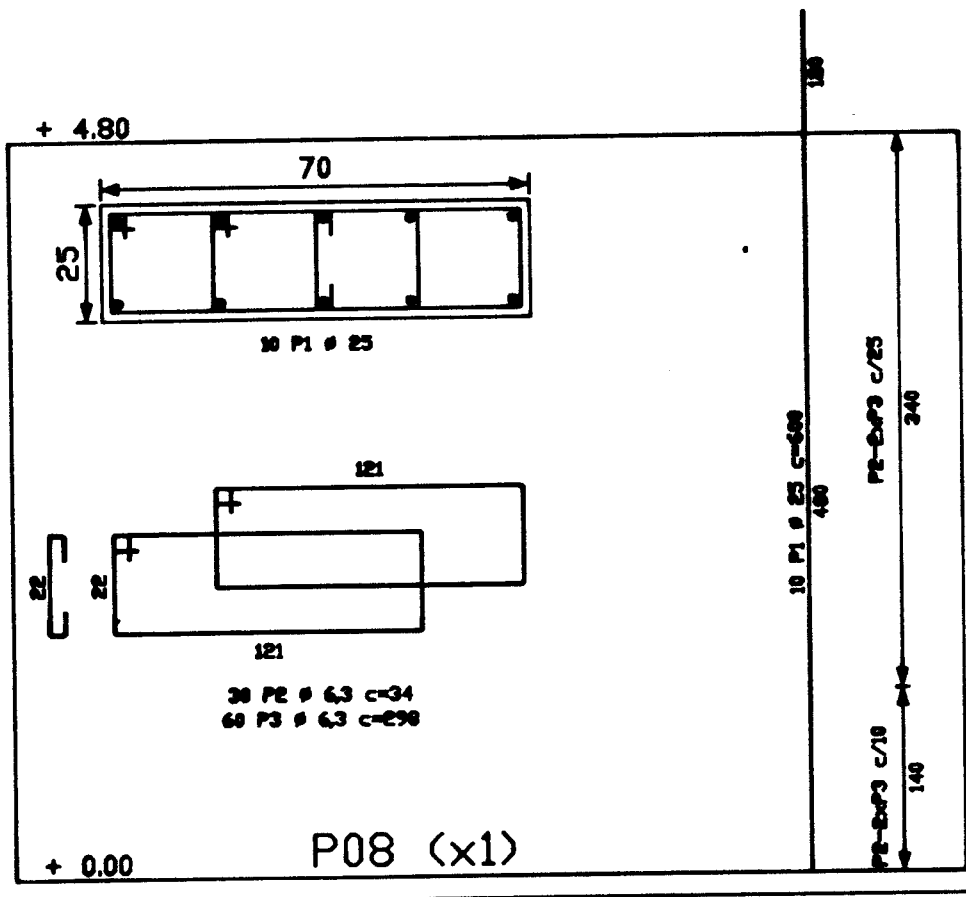
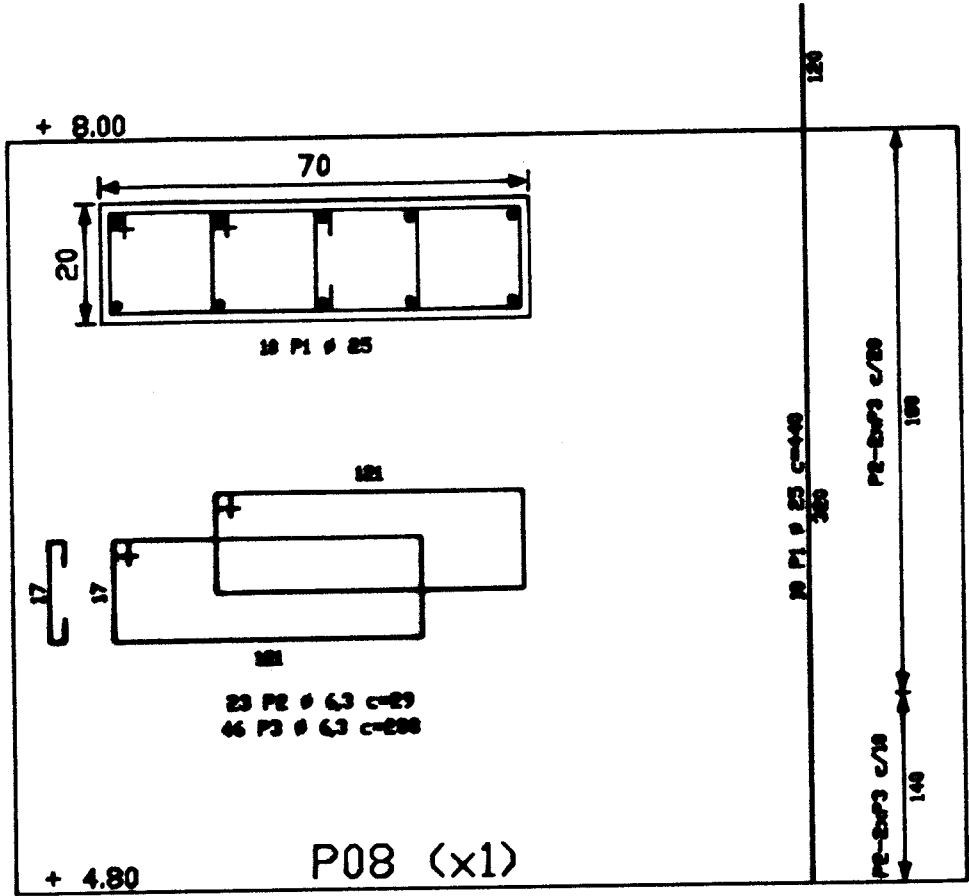
Uma vez concluída a etapa de cálculo e de dimensionamento, pode-se dar início à fase de detalhamento dos pilares e das paredes da estrutura.

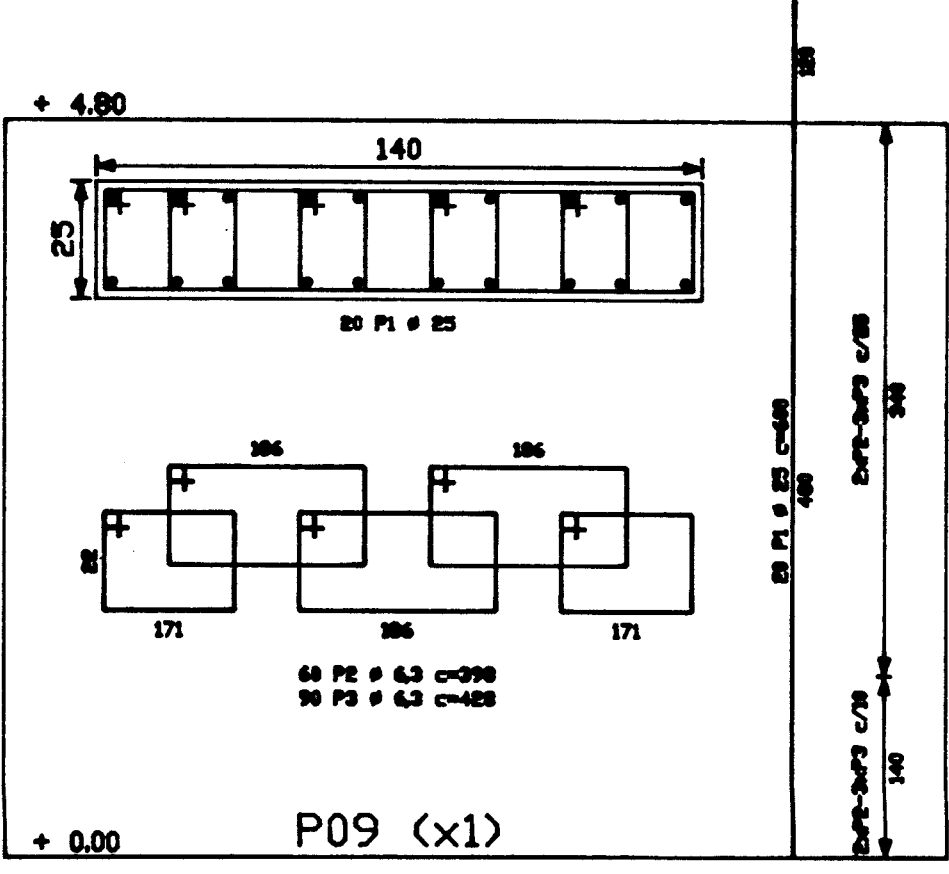
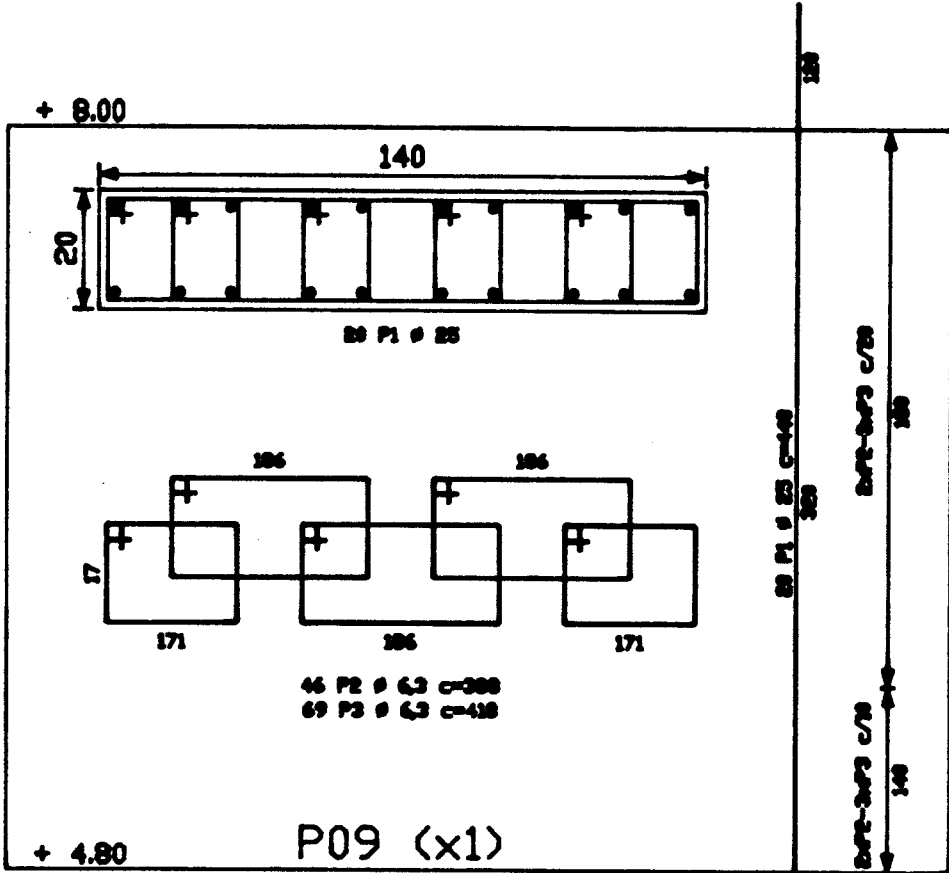
Para a execução dessa etapa, foi criado o programa DESENHO, em linguagem LISP, cuja função principal é a de servir como intercomunicador entre o software AUTOCAD e o programa principal CADIDEP. Esse programa auxiliar faz a leitura do arquivo de dados para desenho, sendo esse gerado pelo programa CADIDEP, e fornece os comandos elementares para que o AUTOCAD faça o respectivo desenho. A seguir, são mostrados os detalhamentos dos pilares constantes no exemplo em questão.

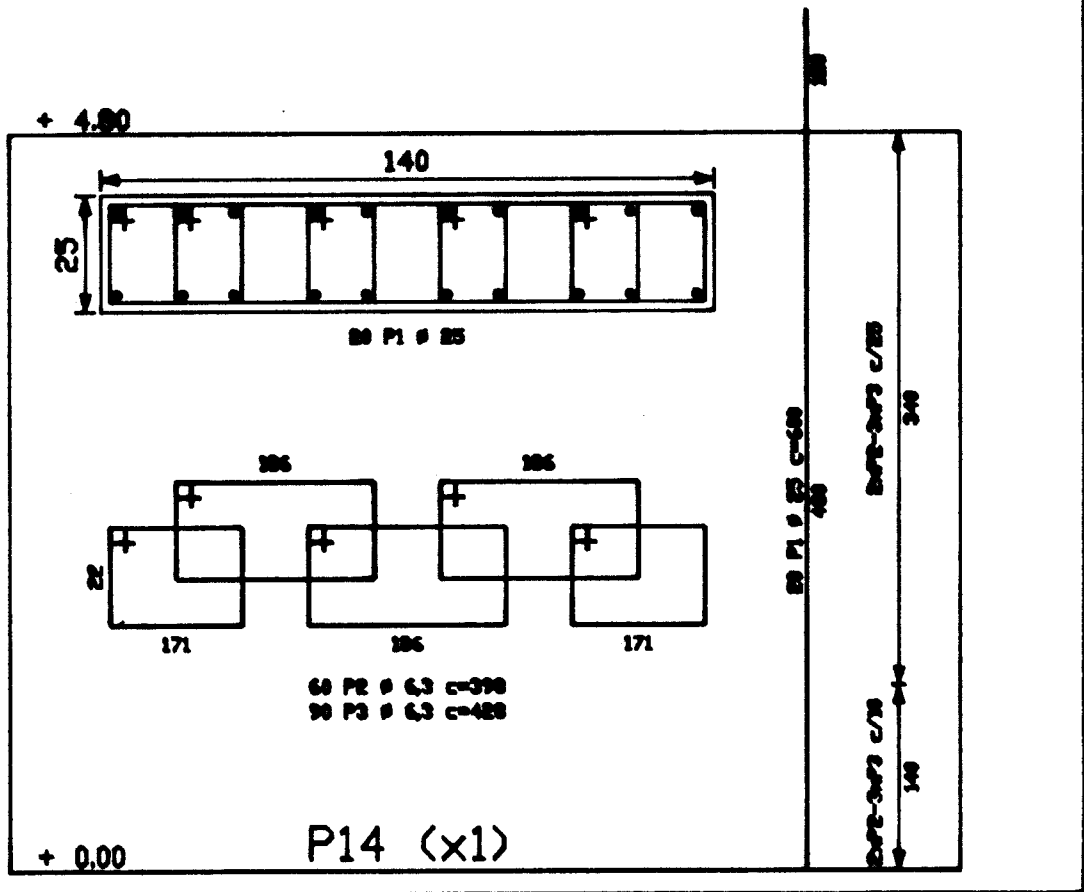
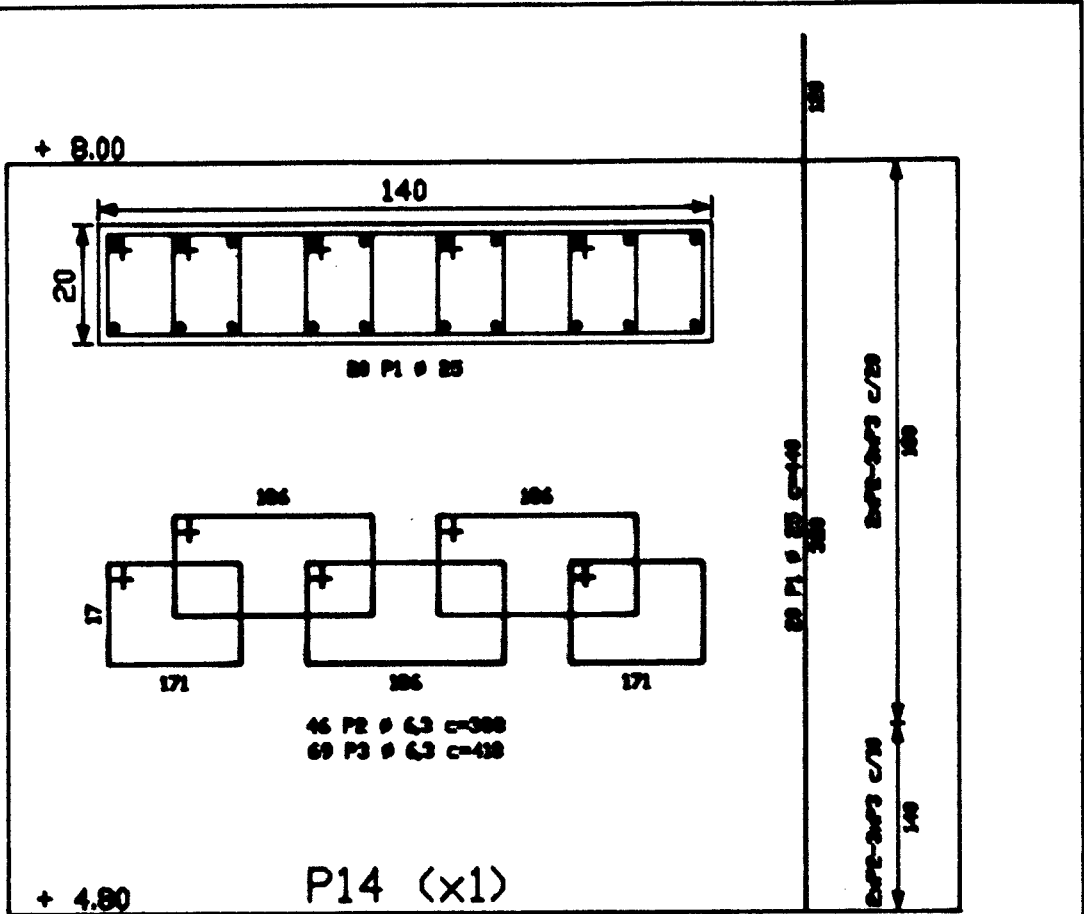


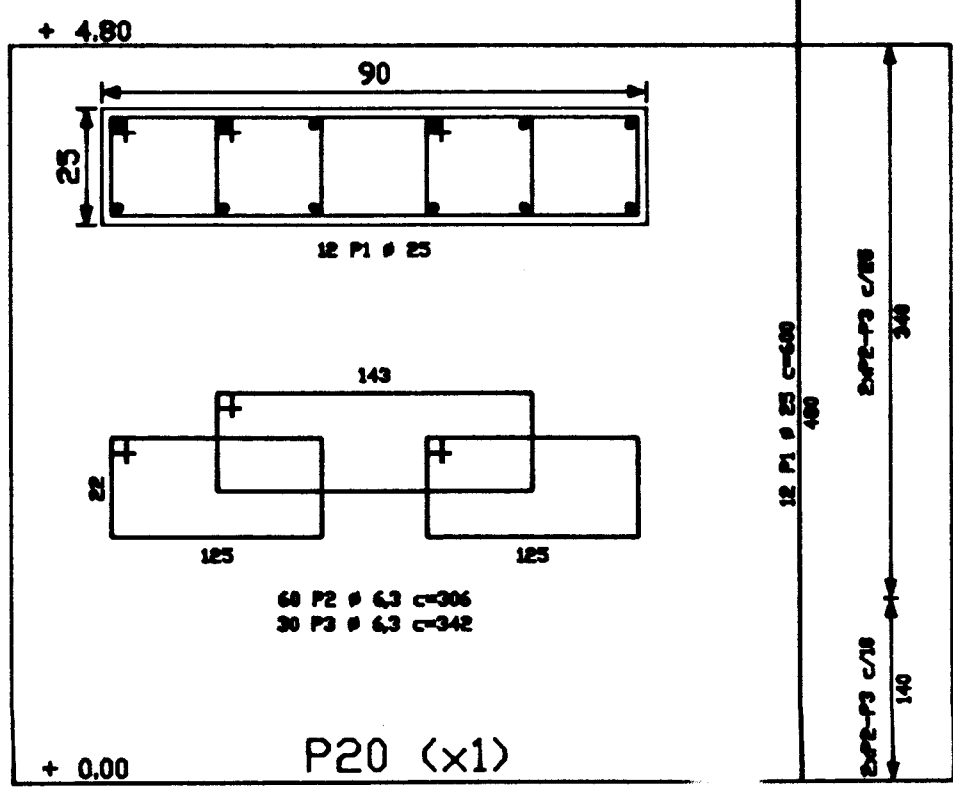
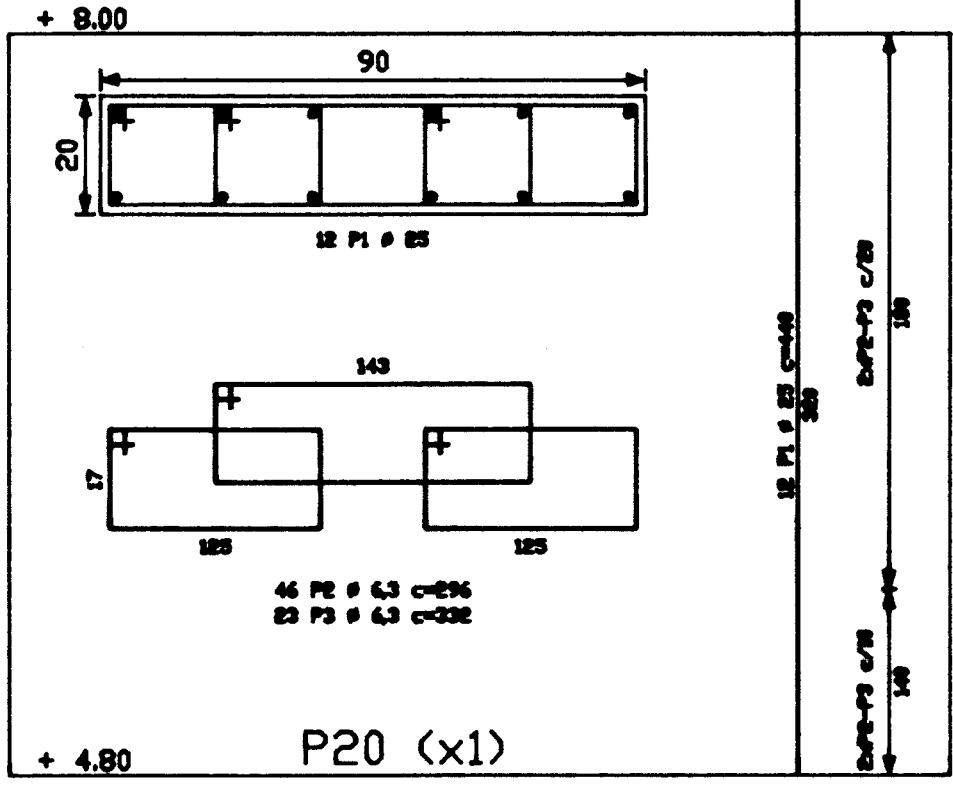












7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1- PROCEDIMENTO DE CÁLCULO UTILIZADO

Na definição da área da seção transversal de concreto dos pilares, optou-se pelo procedimento que considera a área de influência de cada pilar submetida a uma carga uniformemente distribuída de $12,0 \text{ kN/m}^2$. Como consequência, foram calculadas as cargas totais dos pilares, dadas pela tabela 6.1, e suas respectivas dimensões.

Quando da comparação entre esses resultados e os valores das solicitações iniciais de projeto, dados pelas planilhas 6.1 e 6.7, nota-se que os dados provenientes do pré-dimensionamento são menores que os dados reais obtidos, indicando que o valor adotado para a carga uniformemente distribuída foi insuficiente, necessitando de uma melhor calibração.

Em função desse fato, quando foi efetuado o dimensionamento das armaduras, houve a necessidade de se alterar as dimensões da seção transversal de cada pilar, pois as seções inicialmente adotadas apresentaram, em geral, uma

taxa de armadura muito elevada.

Logo, a utilização de tal procedimento é viável, desde que o valor da carga uniformemente distribuída seja adotado de forma coerente com o tipo de estrutura em análise. Já para a avaliação da estabilidade global, o procedimento adotado se mostrou satisfatório.

Com relação às solicitações devidas à ação do vento, mesmo tendo sido satisfeitas as condições impostas pelo item 2.3.4, as mesmas não podem ser desprezadas, pois os valores obtidos tem a mesma ordem de grandeza das solicitações devidas às cargas de uso, conforme análise das planilhas 6.1 e 6.7.

7.2- UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA CADIDEP

Uma vez obtidas todas as solicitações atuantes nos pilares e paredes, utilizou-se o programa CADIDEP para a obtenção dos resultados finais já mostrados.

A utilização desse programa evita que se faça de forma manual, a combinação entre as solicitações, o dimensionamento das armaduras e o detalhamento dos pilares.

Com relação ao seu funcionamento, o programa possui uma entrada de dados de fácil manuseio, com dispositivos de correção e arquivamento. Uma vez introduzidos os dados do pilar em análise, passa-se para a fase de cálculo, onde são efetuadas todas as combinações entre as solicitações e o respectivo dimensionamento. Entre todos os valores pertinentes a cada nível é selecionada a armadura máxima calculada, sendo essa utilizada no detalhamento do nível considerado.

Com relação ao seu desempenho, o programa se mostrou eficiente, pois todo o trabalho manual que anteriormente era executado em alguns dias, pode ser realizado, agora, em apenas algumas horas.

Embora a utilização do mesmo tenha sido satisfatória, deve-se ressaltar a impossibilidade de se efetuar o cálculo da parede P07, pois a mesma não possui seção transversal retangular. Cabe lembrar que o programa não

dimensiona pilares com índice de esbeltez maior que 140.

7.3- CONCLUSÕES

A principal meta deste trabalho foi a tentativa de se sistematizar todo o cálculo estrutural de pilares de concreto armado de forma simples.

Neste contexto, com a elaboração do programa CADIDEP, pode-se combinar, de diferentes maneiras, todas as solicitações provenientes dos diversos tipos de carregamentos, devendo ser estabelecidas tantas combinações quantas forem necessárias para que a segurança do edifício seja verificada. Cabe ressaltar que tal análise só é viável com a utilização do referido programa, tendo em vista o grande número de variáveis. Uma vez concluída esta etapa, passa-se para o dimensionamento e para o detalhamento, também, de maneira automatizada.

A vantagem de se utilizar tal programa diz respeito à possibilidade de se evitar erros de cálculo e de dimensionamento, além de viabilizar o detalhamento que outrora era feito manualmente; e também da utilização de novos modelos de análise estrutural, que podem ser implantados facilmente.

Sendo este o ponto de partida de um trabalho mais extenso, sugere-se que a sua continuidade deva estar centrada na melhoria do detalhamento, na inclusão de pilares com seções quaisquer e índice de esbeltez até 200, na consideração da estrutura trabalhando como um todo e na introdução de métodos de dimensionamento mais refinados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 01- AMARAL, N.A. Construções de concreto. São Paulo: Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, 1969. 2v.
- 02- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. NBR 6118 - Procedimentos para projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978. 76p.
- 03- _____. NBR 5627 - Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação a resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 1980. 3p.
- 04- _____. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 6p.
- 05- _____. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1980. 62p.
- 06- _____. NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 1984. 21p.
- 07- _____. NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro, 1985. 15p.
- 08- BORTOLIN, A.A. Flexão reta ou oblíqua em peças de concreto armado II. São Paulo: FAPESP, 1988. 47p. (Relatório).
- 09- BUCHAIN, Roberto. Efeitos de segunda ordem e estado limite último de instabilidade em pilares de concreto. São Paulo: USP, 1979. 81p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1979.
- 10- BURKE JUNIOR, J.U. Flexão normal composta: peças de seção retangular em concreto armado com armadura lateral, tabelas para dimensionamento. São Paulo: Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, 1974. 314p.
- 11- CABRÉ, F.M. Cálculo de secciones de hormigón armado, sometidas a sollicitacion normales, en el estado

- limite último. Madrid: Instituto Eduardo Torroja, 1972. 136p.
- 12- FORNI, Francisco Eduardo de Barros. Flexão oblíqua composta no concreto armado: seções quaisquer. São Paulo: USP, 1980. 266p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1980.
- 13- FRANÇA, R.L.S. Exemplo de cálculo do esforço de 2^a ordem global em um edifício de concreto armado. In: COLÓQUIO SOBRE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, 1985, São Paulo. Trabalhos apresentados... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 1985. paginação irregular.
- 14- FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: COLÓQUIO SOBRE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, 1985, São Paulo. Trabalhos apresentados... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 1985. paginação irregular.
- 15- FUSCO, P.B. Estruturas de concreto: solicitações normais. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981. 464p.
- 16- HOFFMANN, J.R. Pilares esbeltos de concreto armado: método exato. Rio Grande do Sul: UFRGS, 1978. 75p. (Caderno técnico, 18).
- 17- _____. Pilares esbeltos de concreto armado: método aproximado. Rio Grande do Sul: UFRGS, 1978. 75p. (Caderno técnico, 19).
- 18- LEONHARDT, F. , MONNING, E. Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v.1.
- 19- _____. Construções de concreto: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v.2.
- 20- _____. Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v.3.

- 21- MARINO, Marcos Antonio. Seções transversais de concreto armado sujeitas a solicitações normais. São Paulo: USP, 1979. 90p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1979.
- 22- MONTOYA, P.J., MESEGUER, A.G., CABRÉ, F.M. Hormigón armado. 9.ed. Barcelona: Gustavo Gili, 1973. 2v.
- 23- MORAES, M.V., RODRIGUES, R.O., VENTURINI, W.S., ANDRADE, J.R.L. Dimensionamento econômico de pilares de seção retangular de concreto armado. In: CONGRESSO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM ENGENHARIA, 4, 1985, São Carlos. Anais... São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1985. 385p. p.66.
- 24- PAULA, Joel Alves. Algoritmos para o estudo de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexão normal composta. São Carlos: USP, 1988. 191p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1988.
- 25- PETRUCCI, E.G.R. Materiais de construção. 3.ed. Porto Alegre: Globo, 1975. 435p.
- 26- PFEIL, W. Concreto armado. 4.ed.rev.aum. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985. 3v.
- 27- RODRIGUES, R.O. Automação do cálculo de peças de concreto armado submetidas à flexão oblíqua no estado limite último. Brasília: CNPq, 1985. 26p. (Relatório).
- 28- RODRIGUES, R.O., VENTURINI, W.S. Equações adimensionais para verificação e dimensionamento de peças de seção retangular de concreto armado no estado limite último. In: CONGRESSO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM ENGENHARIA, 4, 1985, São Carlos. Anais... São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1985. 385p. p.61.
- 29- RODRIGUES, R.O., VENTURINI, W.S., ANDRADE, J.R.L. Ábacos para o dimensionamento de seções retangulares de concreto armado no estado limite último. In: CONGRESSO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM

- ENGENHARIA, 4, 1985, São Carlos. Anais... São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1985. 385p. p.65.
- 30- RÜSCH, H. Concreto armado e protendido: propriedades dos materiais e dimensionamento. Rio de Janeiro: Campus, 1981. 396p.
- 31- SANTOS, L.M. Cálculo de concreto armado. 2.ed. São Paulo: LMS, 1983. 2v.
- 32- SANTOS NETTO, P. Ancoragem por aderência em barras para concreto armado. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1983. 28p. (Apostila).
- 33- SAUAIA, William. Estudo comparativo dos processos aproximados de dimensionamento à flexão oblíqua composta com redução a duas flexões normais. São Paulo: USP, 1981. 457p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1981.
- 34- SÜSSEKIND, J.C. Curso de concreto. 6.ed. Rio de Janeiro: Globo, 1989. 2v.
- 35- VENTURINI, W.S. Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1987. 286p. (Apostila).
- 36- _____. Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão oblíqua. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1990. 146p. (Apostila).