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

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS TESOURAS EM BALANÇO

ENGº REDOMARCK NUNES CASTELLO BRANCO

LABORATÓRIO DE MADEIRAS
BIBLIOTECA
EESC - USP

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

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof. Dr. Aluizio Fontana Margarido (EPUSP) - Titular
Prof. Dr. Eddie Mancini (EESC-USP) - Titular
Prof. Dr. Wander Miranda de Camargo (HIDROSERVICE-SP) - Suplente
Prof. Dr. José Elias Laier (EESC- USP) - Suplente

Prof. Dr. João Cesar Hellmeister (EESC-USP)
Orientador

1980

Aos meus pais

Roderick e Deciola

À minha esposa e filha

Suely e Nicolle Carolina

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. João Cesar Hellmeister, pela orientação cuidadosa durante o desenvolvimento deste trabalho;

Aos colegas e funcionários do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, pela amizade e auxílio prestados;

Ao Centro de Processamento de Dados da Escola de Engenharia de São Carlos, pela utilização de seus equipamentos;

À Fundação Universidade do Amazonas, ao PICD/FUA e ao CETIC/UTAM, pela cobertura financeira em todo o decorrer do Mestrado;

À Angela, pelo trabalho de datilografia e revisão, e a João Batista, pela elaboração dos desenhos;

À minha esposa e filho, Suely e Nicolle Carolina pelo carinho e alegria nos momentos mais difíceis.

ABSTRACTS

This work pertains to the study of a structure cantilever covering, designed with wooden beams of Peroba Rosa with commercial sections, 30 meters span, with intended use in sporting stadium.

Using a qualitative analysis on the span variation, type of vinculation, the position of the rods, type of roof tils and the height of the main wood column, structure two times externally hiper-static and internally isostatic was obtained, composed of 73 bars, of which two were of steel that are the auxiliary rods situated over the covering.

The height of the main wood column is 4 meters and the slope of the covering is of 12°, being that the connection of the cantilever structure to the pillar is obtained using metalic plates, and the connection of each joint is made by screws or metalic rings.

In the determination of tension forces is utilized a STRESS program of IBM-1130 computer.

Finally, the development of the mounting details of reduced models of scale 1:3.

RESUMO

O presente trabalho consiste no estudo de uma tesoura em balanço, projetada com vigas de madeira de Peroba Rosa, com seções comerciais, vão livre de 30 m, objetivando sua utilização em campos de esporte.

Através de uma análise qualitativa da variação do vão, tipo de vinculação, posicionamento dos tirantes, tipo de telha e altura do montante principal, chegou-se a uma estrutura duas vezes hiperestática externamente e isostática internamente, composta por 73 barras, sendo duas de aço, que são os tirantes auxiliares situados sobre a cobertura.

A altura do montante principal é de 4 m e a inclinação da cobertura é de 12°, sendo que a ligação da tesoura ao pilar é feita através de chapas metálicas, e a solidarização de cada nó através de parafusos ou anéis metálicos.

Na determinação dos esforços é utilizado o programa STRESS do computador IBM-1130.

No final, apresenta-se o desenvolvimento dos detalhes de montagem do modelo reduzido, na escala 1:3.

SUMÁRIO

1 - APRESENTAÇÃO 11
2 - INTRODUÇÃO 11
3 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DO TELHADO 14
3.1 - Vão livre 15
3.2 - Inclinação 16
3.3 - Tipo de cobertura 16
3.3.1 - Características das telhas 17
3.3.2 - Fixação das telhas 20
4 - ESPAÇAMENTO ENTRE TESOURAS E TERÇAS 20
4.1 - Tesouras 20
4.2 - Terças 21
5 - ATUAÇÃO DO VENTO 21
5.1 - Introdução 21
6 - CONTRAVENTAMENTOS 23
6.1 - Introdução 23
7 - LOCALIZAÇÃO DA ARQUIBANCADA EM RELAÇÃO AO CAMPO DE JOGO . . 25
8 - MADEIRA A SER USADA NA ESTRUTURA 26
9 - ESQUEMA ESTÁTICO DA TESOURA 27
9.1 - Introdução 27
10 - ESQUEMA ESTÁTICO ATIRANTADO 27
11 - CARACTERÍSTICAS DA TESOURA 28
11.1 - Numeração das barras e dos nós 28
11.2 - Características geométricas 30
11.2.1 - Comprimento dos montantes 31
11.2.2 - Comprimento das diagonais 32
11.3 - Sistemas global e local de referência 35
12 - INFLUÊNCIA DO PESO DAS TELHAS NA TESOURA 37
13 - INFLUÊNCIA DO PESO DAS TERÇAS NA TESOURA 39
14 - BARRAS DA TESOURA - ESTIMATIVA DAS SEÇÕES 40
15 - VENTO EM ESTRUTURAS - NORMALIZAÇÃO 40

15.1 - Ação do vento na cobertura 42
15.2 - Cargas na tesoura devido à ação do vento 45
16 - ACESSÓRIOS E MATERIAL COMPLEMENTAR DO TELHADO 49
17 - PESO PRÓPRIO DA TESOURA 50
18 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS BARRAS DA TESOURA 52
19 - TABELA FINAL DAS CARGAS VERTICAIS ATUANTES NA TESOURA . . . 52
20 - PROGRAMA STRESS PARA O ESQUEMA ESTÁTICO ATIRANTADO 54
20.1 - Preparação do programa 54
20.2 - Solução do programa 54
20.3 - Conclusões 57
21 - ESQUEMA ESTÁTICO DUPLAMENTE ATIRANTADO 58
22 - PROGRAMA STRESS PARA O ESQUEMA ESTÁTICO DUPLAMENTE ATIRANTADO 58
22.1 - Preparação do programa 58
22.2 - Solução do programa 59
22.3 - Conclusões 59
23 - CORREÇÃO DAS SEÇÕES 60
24 - PESO PRÓPRIO DA TESOURA COM AS SEÇÕES CORRIGIDAS 62
24.1 - Por área de influência 62
24.2 - Pesos iguais a cada nó 63
24.3 - Comparação entre as duas maneiras de cálculo 65
25 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES CORRIGIDAS 67
26 - PESO PRÓPRIO CORRIGIDO DE ACESSÓRIOS E MATERIAL COMPLEMENTAR 67
27 - TABELA FINAL DAS CARGAS VERTICAIS CORRIGIDAS ATUANTES NA TESOURA 69
28 - APLICACAO FINAL DO PROGRAMA STRESS 70
29 - VERIFICAÇÃO DA VALIDADE DOS RESULTADOS 71
29.1 - Esquema estático duplamente atirantado 71
30 - ÂNGULOS FORMADOS ENTRE AS BARRAS DE MADEIRA DA TESOURA . . . 72
30.1 - Ângulo entre a diagonal e o montante no banzo inferior 72

30.2 - Ângulo entre o banzo inferior e a diagonal 74
30.3 - Ângulo entre o banzo inferior e o montante 75
30.4 - Ângulo entre o banzo superior e a diagonal 76
30.5 - Ângulo entre a diagonal e o montante no banzo superior 77
30.6 - Ângulo entre o banzo superior e o montante 78

31 - NOÇÕES DE ESTRUTURA DE AÇO 79

31.1 - Capacidade da ligação por cisalhamento do parafuso . . 83
31.2 - Capacidade da ligação ao esmagamento do parafuso . . . 83

32 - VERIFICAÇAO FINAL DAS SEÇÕES DAS BARRAS DA TESOURA 84

32.1 - Barras sujeitas a esforços de tração 85
32.2 - Barras sujeitas a esforços de compressão 85
32.3 - Exemplos de aplicação 88
32.4 - Tabela de resultados 93
32.5 - Enchimento das seções compostas 99

33 - DISTÂNCIA MÁXIMA ENTRE PREGOS NAS BARRAS REFORÇADAS 103

34 - LIGAÇÕES PARAFUSADAS 105

34.1 - Detalhe dos nós com ligação parafusada 112
34.2 - Dimensionamento da ligação do nó 18 116

35 - EMENDAS COM PARAFUSOS NOS BANZOS SUPERIOR E INFERIOR 117

36 - DIMENSIONAMENTO DA TERÇA 123

37 - LIGAÇÕES COM ANEIS METÁLICOS 129

38 - FIXAÇÃO DA ESTRUTURA NO PILAR DE APOIO 150

38.1 - Ligação entre a tesoura e o pilar no nó 36 150
38.1.1 - Dimensionamento das chapas metálicas 150
38.1.2 - Dimensionamento dos anéis de ligação 152
38.2 - Ligação entre a tesoura e o pilar no nó 37 155
38.2.1 - Dimensionamento das chapas metálicas 155
38.2.2 - Dimensionamento dos anéis de ligação 156
38.3 - Ligação entre o tirante e o pilar no nó 38 161
38.3.1 - Dimensionamento das chapas metálicas 162

39 - FIXAÇÃO DOS TIRANTES NA TESOURA 166

39.1 - Ligação entre o tirante e a tesoura no nó 12 166
39.1.1 - Dimensionamento das chapas metálicas 166
39.1.2 - Dimensionamento dos anéis de ligação 166

39.2 - Ligação entre o tirante e a tesoura no nó 18 173
39.2.1 - Dimensionamento das chapas metálicas 173
39.2.2 - Dimensionamento dos parafusos de ligação . . 173
40 - CONTRAVENTAMENTO DAS TESOURAS 176
40.1 - Vertical 176
40.2 - Horizontal 179
40.3 - Detalhes construtivos 180
41 - PILAR DE APOIO 189
42 - CALHA DE COLETA DAS ÁGUAS PLUVIAIS 190
43 - ESQUEMA GERAL DA TESOURA 192
44 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NO PROGRAMA STRESS FINAL . . . 194
44.1 - Peso próprio e vento que carrega 194
44.2 - Peso próprio e vento que alivia 198
45 - MODELO REDUZIDO NA ESCALA 1:3 202
45.1 - Montagem do modelo. 205
45.1.1 - Classificação das peças de madeira 205
45.1.2 - Montagem da laje de reação 207
45.1.3 - Montagem da sapata de ligação e do pilar de 209
apoio 209
45.1.4 - Montagem da Tesoura 211
46 - CONSIDERAÇÕES FINAIS 215
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 217

1 - APRESENTAÇÃO

Há vários séculos a madeira vem sendo utilizada para fins estruturais. Na maioria das vezes, entretanto, sem cuidados especiais ou estudo criterioso na determinação dos esforços, das seções e dos elementos de ligação, tornando os resultados dos cálculos pouco compatíveis com a realidade.

No Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, vem se desenvolvendo há alguns anos trabalhos de pesquisa no sentido de ampliar os conhecimentos relativos às madeiras. Estes trabalhos tem a finalidade de solucionar vários problemas estruturais concernentes a esse material, e fornecer informações seguras de suas características físicas e mecânicas, tendo em vista sua aplicação na construção civil.

São valiosas as contribuições já alcançadas por meio destes trabalhos, pois, além da análise teórica tem sido feito ensaios em modelos reduzidos, possibilitando extrair subsídios importantes relativos ao comportamento estático da estrutura estudada. De fato, os modelos empregados, em escala pouco reduzida, de 1:2 a 1:7 apresentam condições amplamente favoráveis para a observação concreta das hipóteses teóricas adotadas no cálculo estrutural.

2 - INTRODUÇÃO

O trabalho apresentado a seguir tem o objetivo fundamental de desenvolver uma estrutura para cobrir grandes vãos, sem apoios intermediários ao longo de seu comprimento, com uma extremidade em balanço, destinada às arquibancadas de campos de esportes.

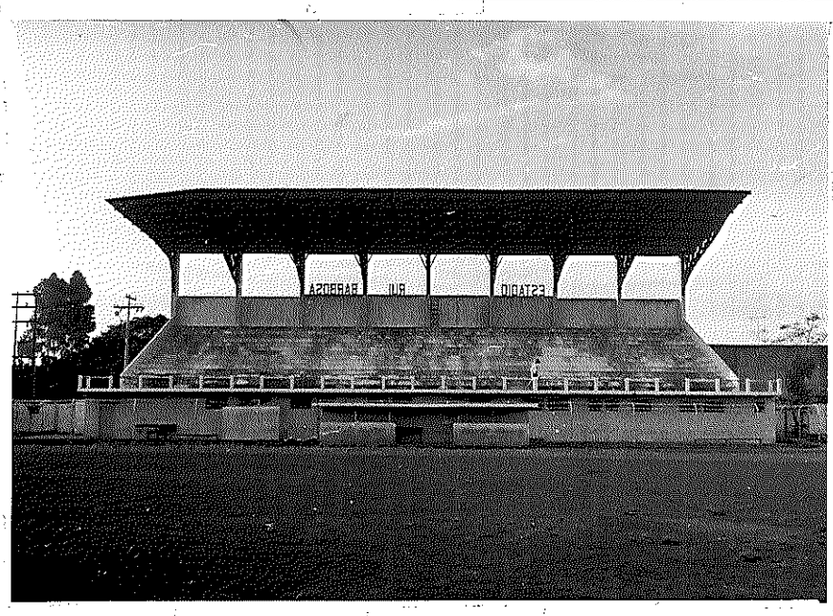
Entretanto, a preocupação não foi somente conseguir uma solução para a construção de estruturas de grande vão livre, mas, também utilizar no projeto peças de madeira de dimensões comerciais, tendo em vista leveza e baixo custo final da obra. Desde o início deste trabalho cuidou-se de projetar uma tesoura treliçada em balanço.

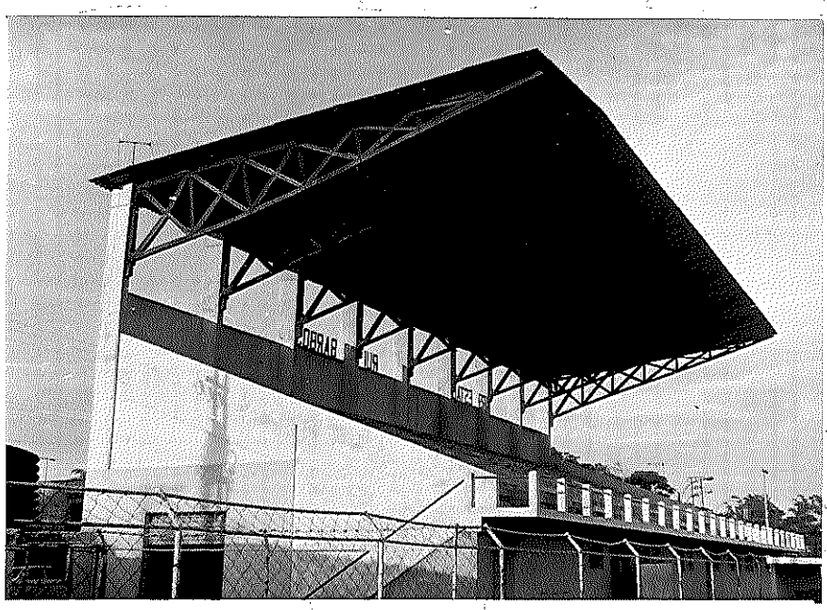
Lateralmente a cobertura é ilimitada, isto é, pode expandir-se sem que haja interferência direta nas conclusões do projeto básico.

Com relação à bibliografia específica para o estudo de tesouras em balanço, não foram encontradas publicações que esclarecessem o assunto de maneira amplamente satisfatória.

Como exemplos práticos observados em estruturas do tipo citado, estão os telhados das arquibancadas de tres estádios de futebol da cidade de São Carlos - SP.(Figs. 1 e 2)

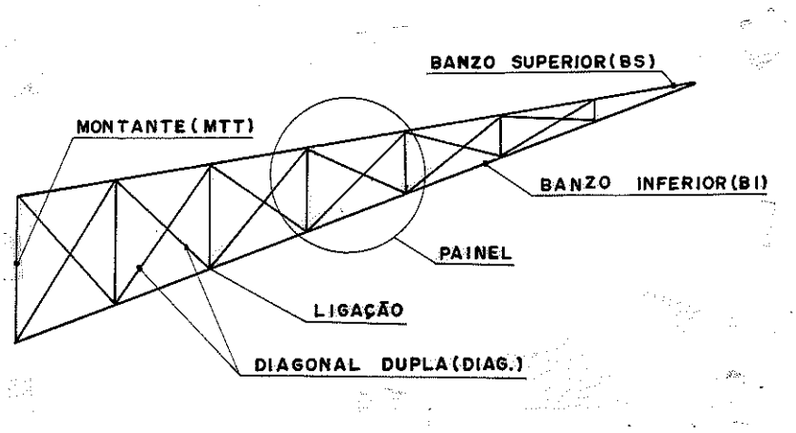
Esses telhados em balanço tem no máximo 12 m de vão livre, e seu funcionamento estrutural é baseado no comportamento das diagonais atuando somente à compressão. Em cada painel das tesouras há duas diagonais em "x" , e as ligações destas com relação às outras peças da estrutura são feitas por meio de encaixes, os quais,em hipótese alguma, podem trabalhar à tração.





FIGS. 1 e 2 - ARQUIBANCADA DO ESTÁDIO RUI BARBOSA
SÃO CARLOS - SP

Entretanto, se as ligações das diagonais duplas tivessem sido executadas de modo que estas pudessem suportar também esforços de tração, teríamos uma estrutura tantas vezes hiperestática, internamente, quantos fossem os painéis da tesoura, o que tornaria bastante difícil o cálculo dos esforços. (Fig. 3).



Escala 1:125

FIG. 3 - ESQUEMA ESTÁTICO DAS ESTRUTURAS VISITADAS

Além disso, com as diagonais trabalhando somente à compressão, surge um inconveniente muito sério: a estrutura funciona isostáticamente, e quando uma das diagonais estiver submetida a esforços de compressão, a outra receberá esforços de tração. Como a ligação é feita através de encaixes (ligação dentada), na tração, a barra deixa de trabalhar. (Fig. 4 e 4a).

FIG. 4

NÓ DE APOIO DAS TESOURAS
(ESTÁDIO RUI BARBOSA)

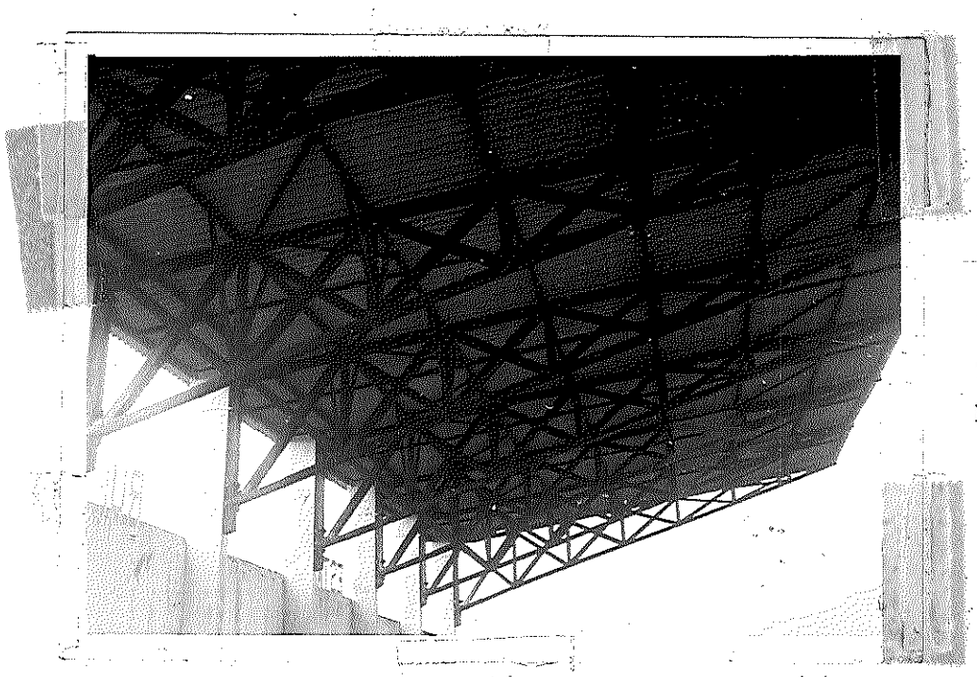


FIG.4a
VISTA INFERIOR DAS TESOURAS (ESTÁDIO RUI BARBOSA)

Na tesoura assim construida, a ação do peso próprio, juntamente com o vento que carrega a estrutura faz com que apenas uma diagonal esteja suportando esforços de compressão, enquanto a outra tem esforços nulos.

Quando houver inversão do carregamento produzido pelo vento, isto é, quando tivermos atuando peso próprio juntamente com o vento que alivia a estrutura, haverá também inversão de esforços nestas diagonais.

No momento desta mudança pode acontecer que as diagonais que estavam com esforço nulo, e agora estão sendo comprimidas, estejam fora de seus encaixes devido à deformação da estrutura quando da atuação do peso próprio, juntamente com o vento que a carrega.

No projeto desenvolvido a seguir, será utilizada apenas uma diagonal para cada painel, de forma a suprimir nas tesouras a deficiência de montagem das ligações dentadas. A idéia da diagonal única já foi aplicada em estudo teórico no LaMEM para o vão máximo de 20 m. (3) Esta idéia foi retomada tendo em vista estudo teórico e experimental para atingir um vão ainda maior.

3 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DO TELHADO

O telhado deverá ter todas as características de uma construção convencional, para que se possa projetá-lo e executá-lo sem a utilização de artifícios onerosos e/ou desnecessários.

Além disso, deve-se pensar seriamente em alguns outros aspectos, tais como:

- Segurança estrutural
- Deformação vertical da cobertura para cima ou para baixo, provocada pelas cargas permanentes (peso próprio), e/ou pelas cargas acidentais (vento que carrega ou vento que alivia)
- Deslocamento lateral provocado por instabilidade do conjunto telhado-tesouras
- Estética visual da cobertura, pois será uma construção totalmente a vista
- Perfeito escoamento de águas pluviais, de forma a evitar infiltração entre as telhas
- Utilização de peças comerciais de madeira para facilitar o fornecimento de material, bem como para diminuir o custo final da obra.
- Tratamento da madeira contra o ataque de fungos e insetos, para alcançar a máxima duração da estrutura

3.1 - Vão livre

O vão livre do telhado a considerar será de aproximadamente 30 m. Poderá entretanto ser alterado para mais ou para menos, dependendo de vários fatores: da distância entre as terças; da situação e colocação da calha no pilar para coleta das águas pluviais; e do posicionamento de beirais na extremidade de forma a diminuir em parte o impacto das chuvas no interior da arquibancada. (fig.5)

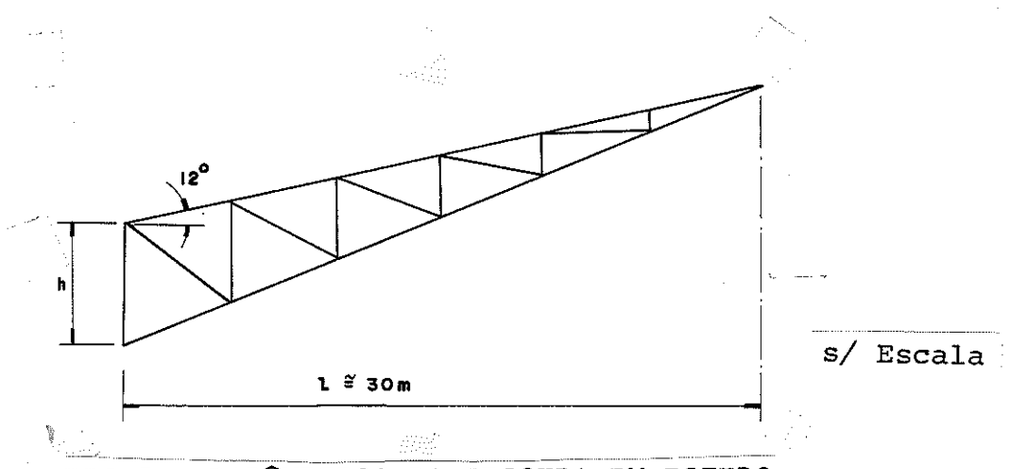


FIG.5 - PARÂMETROS DA TESOURA EM ESTUDO

3.2 - Inclinação

Para inclinação da cobertura com a horizontal adotou-se o valor de 12º. Esta inclinação é pouco superior à minima usual, tendo em vista a eficiência do escoamento das água pluviais, tanto quanto a estética do conjunto estrutural. As coberturas muito grandes com pequena inclinação podem entretanto apresentar dificuldades de escoamento para a água das chuvas.

3.3 - Tipo de cobertura

Quanto mais leve for a telha a ser usada na cobertura, tanto mais aliviadas de esforços ficarão as barras da tesoura. Do mesmo modo, ocorrerão menores flechas de cima para baixo.

De fato, de acordo com estudos anteriores realizados no LaMEM (3), constatou-se que para tesouras em balanço, isostáticas, tendo vão livre de mais ou menos 20 m e altura compreendida entre 1/5 e 1/4 do vão ($\ell/5 \leq h \leq \ell/4$), a telha ideal para a cobertura é a mais leve, como por exemplo a de alumínio.

Isso todavia acontece apenas quando agem sobre a estrutura o peso próprio e o vento que carrega. Entretanto, para atuação do peso próprio e do vento que alivia, notou-se também que os esforços nas barras são maiores, chegando quase a ultrapassar a flecha admissível ($\ell/350$).

Esta situação torna-se ainda mais grave quando se deseja obter vãos maiores do que 20 m. Ampliando-se os vãos, e a tesoura com geometria similar à da fig. 5 (pág.15), considerando-se ainda ser mais desfavorável o efeito do vento que alivia a estrutura, torna-se interessante aumentar o peso da cobertura, tendo em vista minimizar o efeito desse vento.

Nessas condições, admitiu-se no estudo das tesouras em balanço para vãos maiores do que 20 m, o emprego das telhas de cimento amianto.

3.3.1 - Características das telhas

TIPO: chapas onduladas de cimento amianto
ESPESSURA: 6 mm
ALTURA DAS ONDAS: 51 mm
LARGURA DAS ONDAS: 177 mm
PESO SECO AO AR: 13,3 kg/m^2

ABSORÇÃO D'AGUA: a máxima permitida pela P-EB-93 é 28% em relação do peso do material seco. Para coberturas nestas condições de saturação tem-se, nas chapas onduladas de 6 mm de espessura, o peso de 18 kg/m^2. No projeto tomar-se-á esse valor máximo, uma vez que devido à possibilidade de intensas chuvas periódicas, a cobertura pode alcançar o grau de saturação recomendado pela Norma.

A carga de ruptura mínima para as chapas onduladas de 6 mm de espessura é obtida no ensaio MB-234 R da ABNT, considerando-se uma chapa apoiada com 1 m de vão livre, e carga linear de 500 kg por metro de largura da telha, no centro do vão. (fig.6)

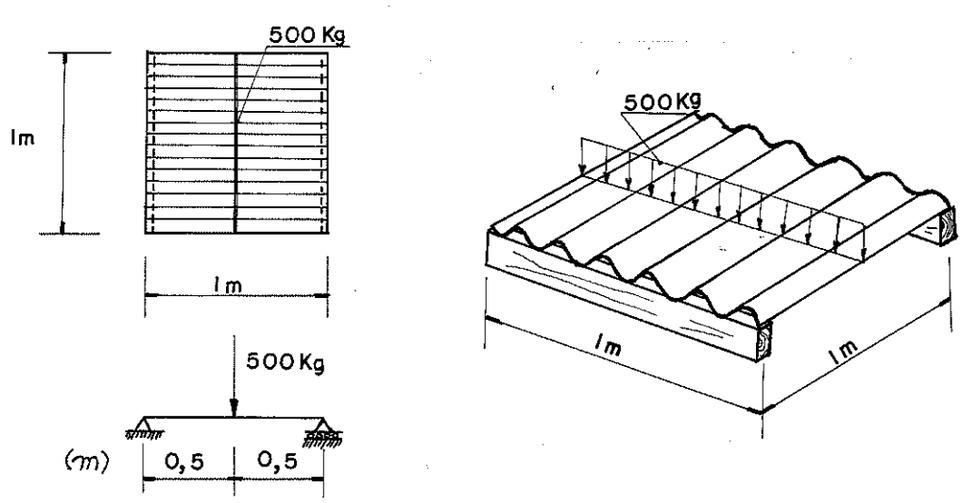


FIG.6 - ENSAIO DE FLEXÃO EM CHAPAS ONDULADAS DE FIBROCIMENTO

As características das telhas onduladas de cimento amianto com 6 mm de espessura encontram-se nas tabelas 1 e 2.

CARACTERÍSTICAS DAS TELHAS ONDULADAS DE FIBROCIMENTO				
COMPRIMENTO	LARGURA			
	0,92 m		1,10 m	
(m)	PESO (kg)	ÁREA DA CHAPA (m^2)	PESO (kg)	ÁREA DA CHAPA (m^2)
0,91	11,2	0,84	13,2	1,00
1,22	14,8	1,12	17,6	1,34
1,53	18,6	1,41	22,1	1,68
1,83	22,3	1,68	26,5	2,01
2,13	26,1	1,96	30,8	2,34
2,44	29,7	2,24	35,3	2,68
3,05	37,2	2,81	44,1	3,35

Tabela 1

CARACTERÍSTICAS DAS TELHAS ONDULADAS DE FIBROCIMENTO					
COMPRIMENTO NOMINAL	LARGURA ÚTIL		COMPRIMENTO ÚTIL PARA RECOBRIMENTO LONGITUDINAL (140 mm)	ÁREA ÚTIL PARA RECOBRIMENTO LONGITUDINAL (140 mm)	
	B=0,92 m	B=1,10 m		B=0,92 m	B=1,10 m
m	m	m	m	m^2	m^2
0,91	0,87	1,05	0,77	0,67	0,81
1,22	0,87	1,05	1,08	0,94	1,13
1,53	0,87	1,05	1,39	1,21	1,46
1,83	0,87	1,05	1,69	1,47	1,77
2,13	0,87	1,05	1,99	1,73	2,09
2,44	0,87	1,05	2,30	2,00	2,41
3,05	0,87	1,05	2,91	2,53	3,05

Tabela 2

Para tornar este ítem mais didático e ilustrativo, serão apresentados esquemas de alguns pontos importantes de um telhado. Nestes esquemas podem-se observar os detalhes de uma telha em planta, mostrando as larguras e recobrimentos necessários, para evitar qualquer possibilidade de infiltração de águas pluviais na cobertura. Aparecem também o recobrimento longitudinal, que vem a ser a sobreposição das chapas no sentido de seu comprimento, ou seja, no sentido da inclinação do telhado; e o recobrimento lateral, obtido pela sobreposição das chapas no sentido de sua largura. Esses valores são de aproximadamente 14 cm para o recobrimento longitudinal, e de 5 cm para o recobrimento lateral, isto porque a inclinação do telhado é maior que 10°. Para inclinações menores, a recomendação é de 23 cm. (fig.7)

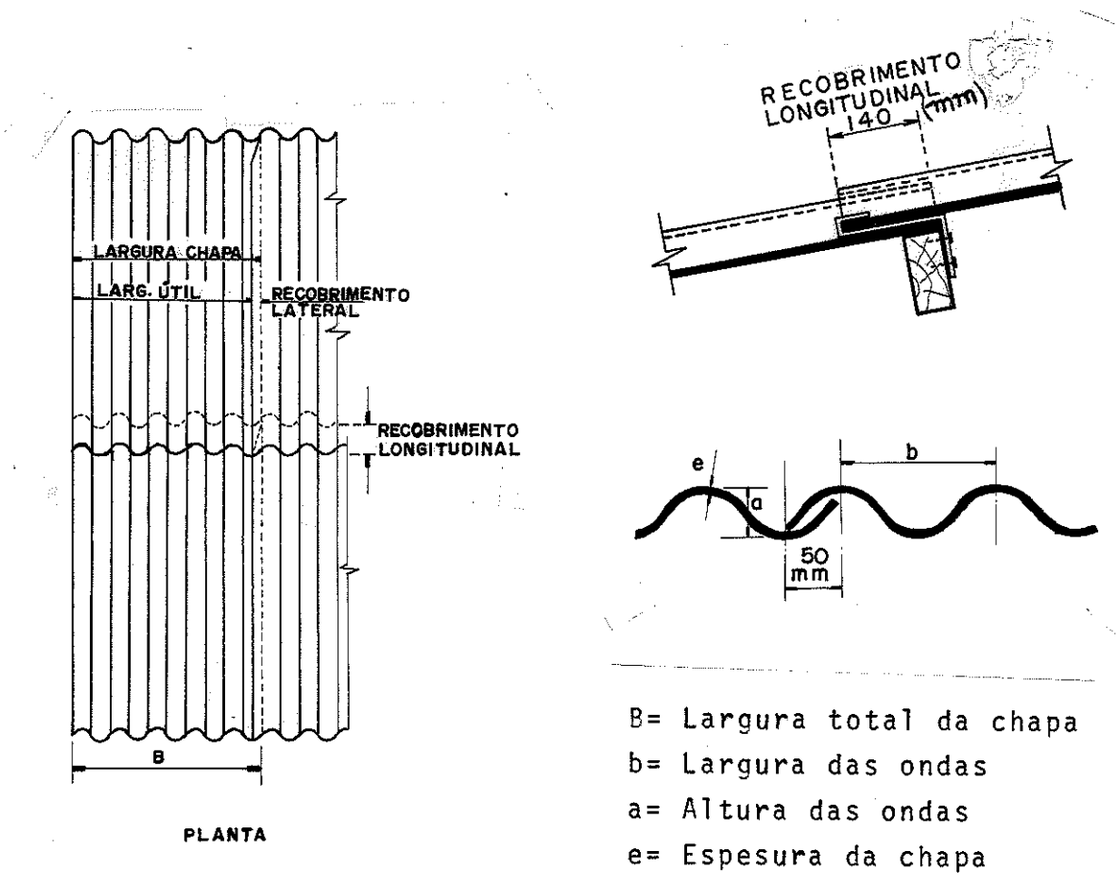


FIG.7 - ESPECIFICAÇÕES PARA TELHAS ONDULADAS DE FIBROCIMENTO

3.3.2 - Fixação das telhas

Há tres maneiras de fixação das telhas nas terças: usando-se os ganchos chatos, os parafusos com arruela e massa de vedação, e os ganchos com rosca, porca, arruela de ferro, arruela de chumbo e massa de vedação.

Nas terças de madeira, é mais comum a utilização de ganchos chatos de 15 cm de comprimento, quando o recobrimento longitudinal das telhas é de 14 cm. Esses ganchos são utilizados nas ligações intermediárias. Nas extremidades são usados parafusos de 11 cm de comprimento, tendo arruela e massa de vedação por cima da telha, para evitar a infiltração de águas pluviais.

A fixação das telhas de cimento amianto pode ser vista na figura 8.

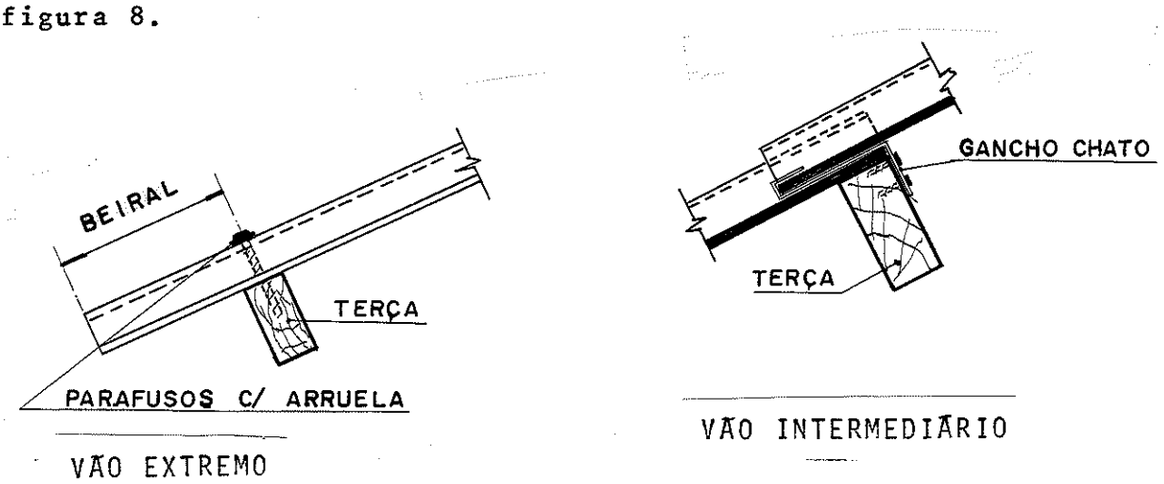


FIG.8 - FIXAÇÃO DAS TELHAS

4 - ESPAÇAMENTO ENTRE TESOURAS E TERÇAS

4.1 - Tesouras

Como o vão livre do telhado é razoavelmente grande, não se deve utilizar espaçamento muito pequeno entre as tesouras, pois, além de onerar o custo final da construção, o conjunto apresentará um aspecto pouco estético. Por outro lado, é necessária a utilização de terças com seções que não sejam exageradas como ocorre para distâncias muito grandes entre as tesouras.

Optou-se pela distância de 5 m, contados entre os eixos de duas tesouras (fig.9), prevendo-se terças de Secão I ou T feitas de peças comerciais, sem emendas longitudinais.

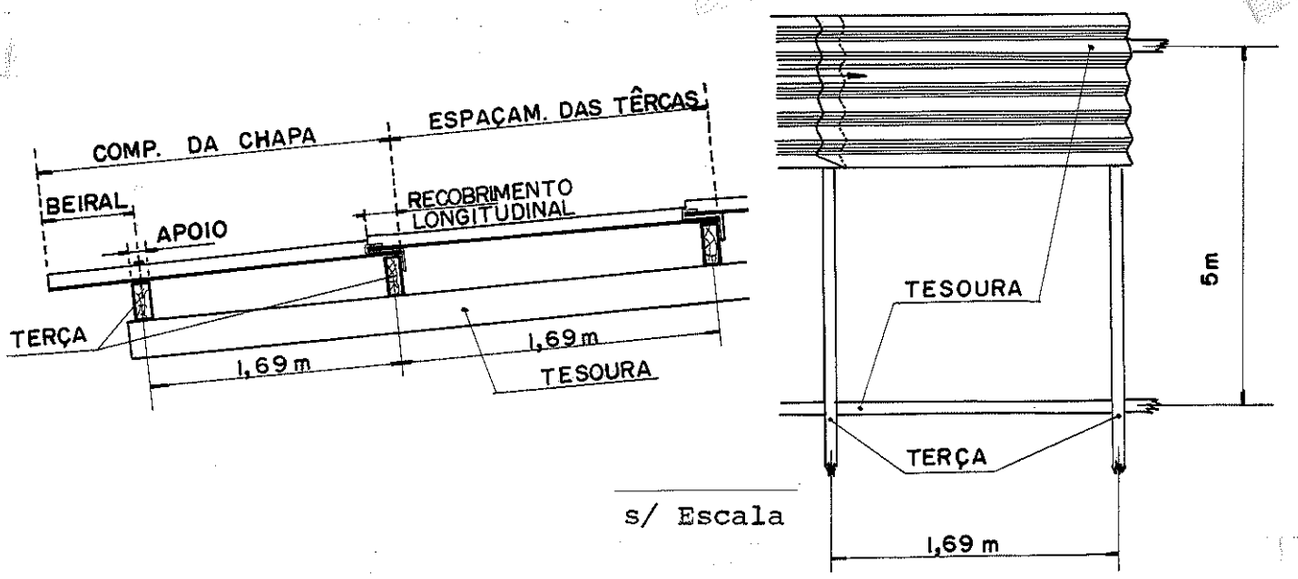


FIG.9 - POSICIONAMENTO DAS TELHAS NA COBERTURA

4.2 - Terças

Será utilizada a distância de 1,69 m, que é o espaçamento máximo de terças medidas entre eixos, para as chapas de 6 mm de espessura (fig.9).

Essas terças estarão localizadas uma em cada nó do banzo superior da tesoura, descarregando para o nó, o peso próprio da terça, das telhas, e a ação do vento.

5 - AÇÃO DO VENTO

5.1 - Introdução

O vento resultante da combinação entre pressão e/ou sucção, interna e externa, pode ser chamado de vento que carrega (mesmo sentido do peso próprio), e vento que alivia (sentido contrário ao do peso próprio).

A aplicação da carga de vento nos termos da NB-5, ítem 8 é feita na direção perpendicular ao plano da cobertura, no sentido compatível com a direção do vento e posição da cobertura.

O telhado em estudo será considerado, em princípio, situado numa altura entre 6 e 20 m. O ítem 8 da NB -5 apresenta as diversas pressões de obstrução (q) em função da altura da construção, como se vê na tabela 3.

ALTURA DA CONSTRUÇÃO	PRESSÃO DE OBSTRUÇÃO (q)
Abaixo de 6 m	50 kg/m^2
De 6 m a 20 m	60 kg/m^2
De 20 m a 60 m	85 kg/m^2
De 60 m a 100 m	100 kg/m^2
Acima de 100 m	130 kg/m^2

Tabela 3

Como carga adicional, poder-se-ia considerar o peso de pessoas trabalhando no telhado. Entretanto, essas cargas são desprezadas, considerando-se que no momento da atuação do vento não há pessoas sobre o telhado.

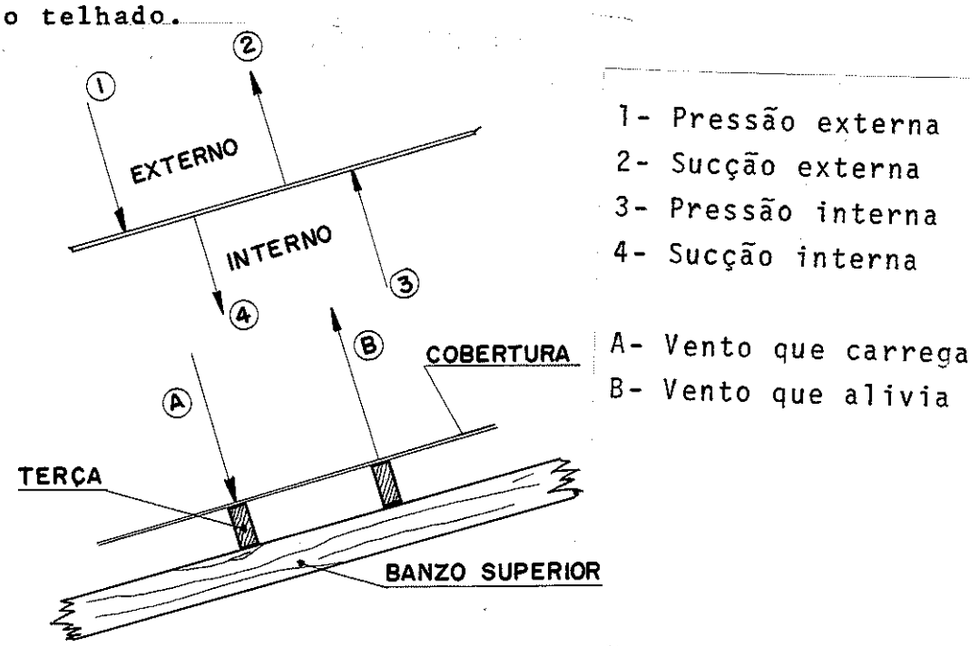


FIG.10 - AÇÃO DO VENTO NAS COBERTURAS

Pela fig.10 pode-se notar que quando atua o vento que carrega, a tendência da estrutura é de manifestar flechas de cima

para baixo. No caso de vento que alivia acontece o contrário.

No cálculo dos esforços da tesoura, toma-se a carga de vento correspondente a cada nó, soma-se ao peso próprio, obtendo a carga total atuante em cada nó do banzo superior. Se numa mesma barra os dois esforços forem de tração ou compressão, usa-se o maior valor para dimensionamento da seção. Entretanto, se um é de compressão e o outro de tração, a barra será dimensionada para os dois esforços calculados, tomando como seção prática a maior.

Mais adiante é realizado um estudo mais completo da ação do vento no telhado (Cap.15).

6 - CONTRAVENTAMENTOS

6.1 - Introdução

A possibilidade de instabilidade lateral das tesouras, provocada pela carga permanente e pelas cargas acidentais, torna necessária a utilização de contraventamentos. (Figs. 11 e 12).

FIG.11 - INSTABILIDADE LATERAL DA TESOURA DE EXTREMIDADE (VISTA PARCIAL)

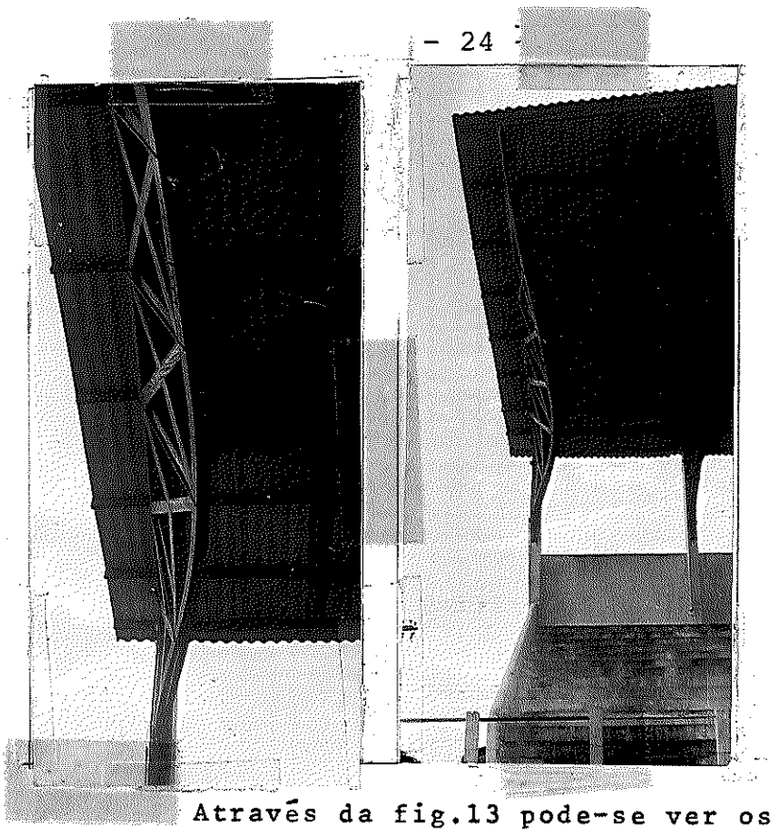


FIG.12
INSTABILIDADE LATERAL DA TESOURA DE EXTREMIDADE (VISTA INFERIOR)

Através da fig.13 pode-se ver os casos de contraventamentos horizontal e vertical, bem como as correntes.

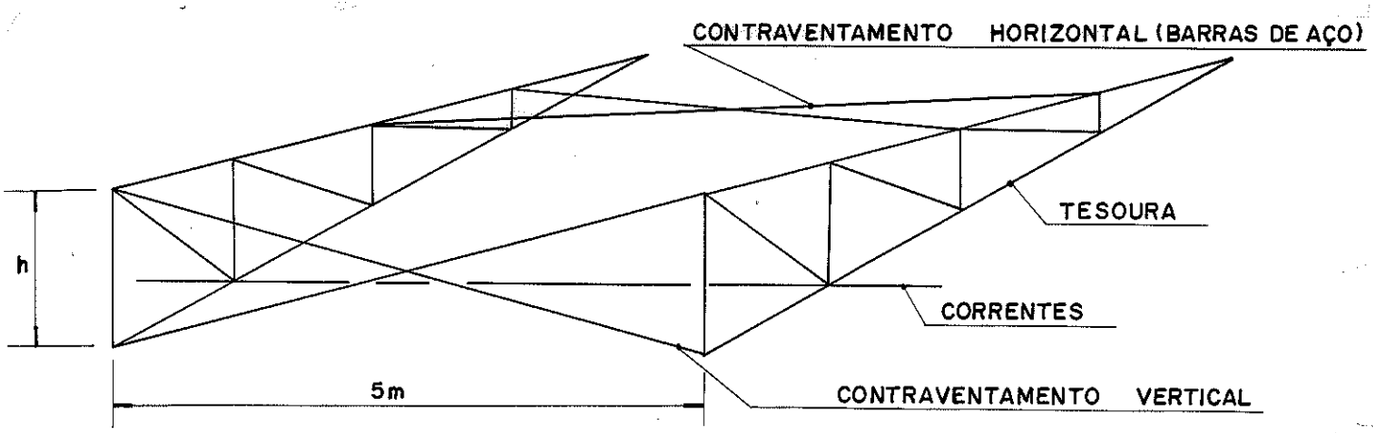


FIG.13 - TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS CONVENCIONAIS

Como a distância entre as tesouras é grande, fica mais leve e econômico fazer o contraventamento utilizando barras de aço. Entre tesouras intermediárias usa-se às vezes apenas uma barra de aço horizontal (correntes).

Nos vãos extremos, costuma-se fazer o contraventamento vertical utilizando peças de madeira, tendo em vista obter maior rigidez. O estudo dos contraventamentos verticais é importante, pois às vezes se evita a colocação de peças de madeira com seção muito grande.

7 - LOCALIZAÇÃO DA ARQUIBANCADA EM RELAÇÃO AO CAMPO DE JOGO

A arquibancada deve ser localizada no lado oeste do campo de jogo, isto é, voltada para o leste, de modo que o público assistente fique protegido da incidência direta dos raios solares, uma vez que os eventos esportivos geralmente são realizados à tarde. (Fig.14)

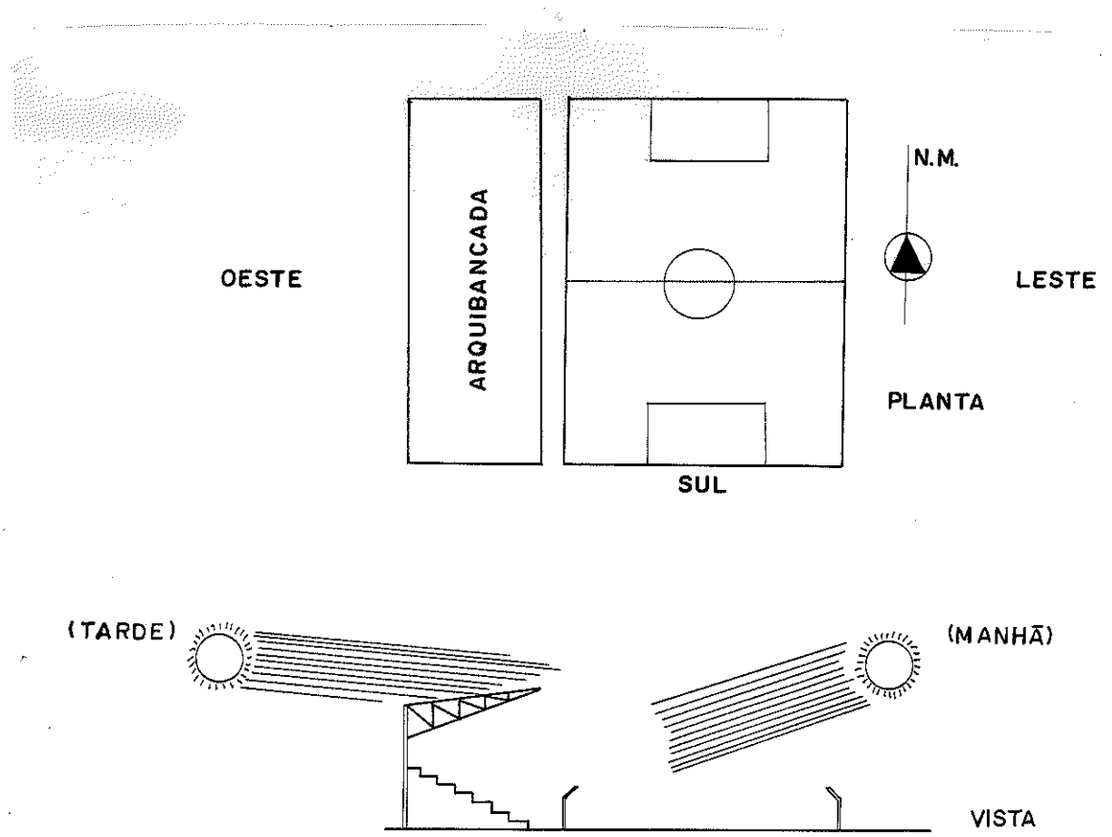


FIG.14 - LOCALIZAÇÃO DA ARQUIBANCADA NO CAMPO DE JOGO

8 - MADEIRA A SER USADA NA ESTRUTURA

São vários os tipos de madeira comercializada que podem ser usadas no presente projeto, A tabela 4 mostra alguns destes tipos.

NOME COMERCIAL *NOME BOTÂNICO*	Peso Específico Aparente (g/cm^3)	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS Limites de Resistência (kg/cm^2) Madeira Verde			Módulo de Elasticidade da Madeira Verde (kg/cm^2)
		Compressão Axial	Flexão Estática	Cisalhamento	
Arceira do Sertão *(Astronium Urundeuva)*	1,21	752	1521	202	152200
Eucalipto *(Eucaliptus Citriodora)*	1,09	778	1561	182	181900
Monjoleiro *(Acacia Polyphylla)*	0,79	325	848	103	127500
Eucalipto *(Eucaliptus Tereticornis)*	0,99	480	1018	110	120200
Jatobá *(Hymenaea Stilbocarpa)*	1,02	695	1531	206	165800
Arceirana *(Vantanea Paniculata)*	0,92	495	1206	159	151900
Ipê Tabaco *(Tecoma Longiflora)*	1,03	618	1460	134	153800
Coração de Negro *(Apuleia Ferrea)*	1,00	545	1108	156	104800
Cabreuva Vermelha *(Myroxylon Balsamum)*	0,98	670	1460	193	140200
Guarataã *(Esenbeckia Leiocarpa)*	0,96	629	1452	191	169800
Peroba Rosa *(Aspidosperma Peroba)*	0,87	440	990	130	90600
Pinho Brasileiro *(Araucaria Brasiliana)*	0,54	234	657	66	115600
Cedro *(Cedrela Fissilis)*	0,53	277	680	68	83600
Araribá Vermelho *(Centrolobum Robustum)*	0,79	395	823	115	10200
Pau Marfim *(Balfourodendron Riedelianum)*	0,83	416	1182	121	115300

Tabela 4

Obs: Os valores acima foram obtidos de tabela mais ampla organizada no LaMEM, englobando resultados de pesquisa nacional.

Neste projeto utilizou-se a Peroba Rosa, tendo seções transversais usualmente encontradas no comércio.

9 - ESQUEMA ESTÁTICO DA TESOURA

9.1 - Introdução (3)

Nas tesouras em balanço com vão livre de 20 m, adotou-se o esquema estático correspondente ao uso de diagonais tracionadas (fig.15), mas com possibilidade de resistência no caso da inversão dos esforços, na ocorrência de vento que alivia a estrutura, chegando-se a tirar o máximo partido das seções disponíveis comercialmente (Tab.5).

Tipo / Vão livre	Banzo superior	Banzo inferior	Diagonais	Montantes
20 m	2x6x16	2x6x16	2x3x16	1x6x16

Tabela 5

10 - ESQUEMA ESTÁTICO ATIRANTADO

Para o estudo da tesoura em balanço com vãos maiores do que 20 m, seria necessário adotar peças de madeira com seções transversais maiores do que as encontradas comercialmente. Além disso, a estrutura ficaria muito pesada. Assim, pensou-se em adotar algum artifício que permitisse a diminuição do peso da estrutura. Após algumas tentativas, adotou-se a idéia da utilização de tirantes.

Nessas condições, a estrutura torna-se uma vez hiperestática, no caso de um tirante.(ver fig.16).

Nos estudos preliminares, destacou-se a possibilidade da redução relativa da altura do montante principal (h).

Para fixação da altura do montante principal e da altura da ligação tirante - pilar (H), optou-se pela utilização do programa STRESS IBM-1130 *, variando-se as alturas até atingir um valor compatível para a melhor distribuição dos esforços, e máximo aproveitamento das seções comerciais.

Os valores encontrados foram: $h \cong 4$ m

$H \cong 6$ m

* As cargas utilizadas neste programa foram estimadas.

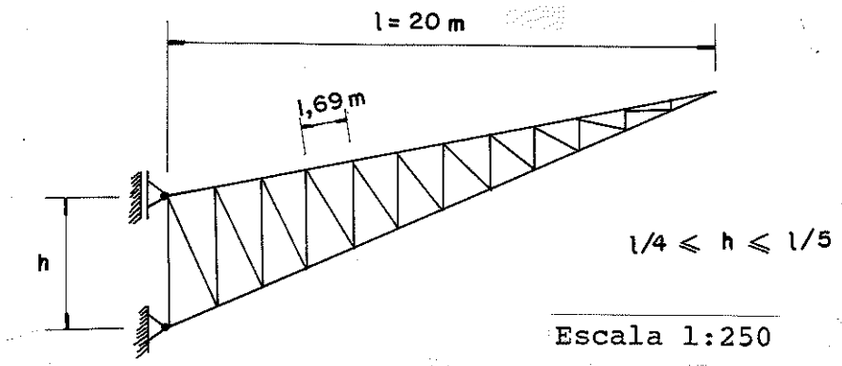


FIG.15
TESOURA ISOSTÁTICA COM 20 m DE VÃO LIVRE

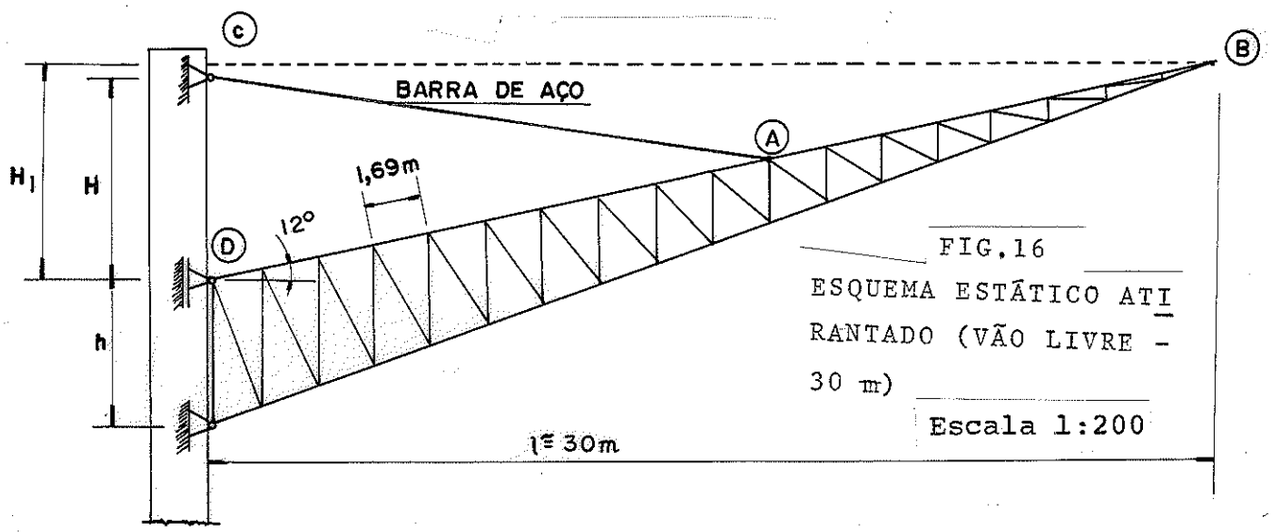


FIG.16
ESQUEMA ESTÁTICO ATIRANTADO (VÃO LIVRE - 30 m)
Escala 1:200

No triângulo BCD: $H_1 = 30.tg12^{\circ} = 6,3$ m

Quando h e H crescem, as barras do banzo que são as mais solicitadas da tesoura são aliviadas.

11 - CARACTERÍSTICAS DA TESOURA

Neste capítulo são definidas algumas características da tesoura, utilizadas no dimensionamento das barras e no programa STRESS.

11.1 - Numeração das barras e dos nós

A figura 17, a seguir, mostra os detalhes desta numeração.

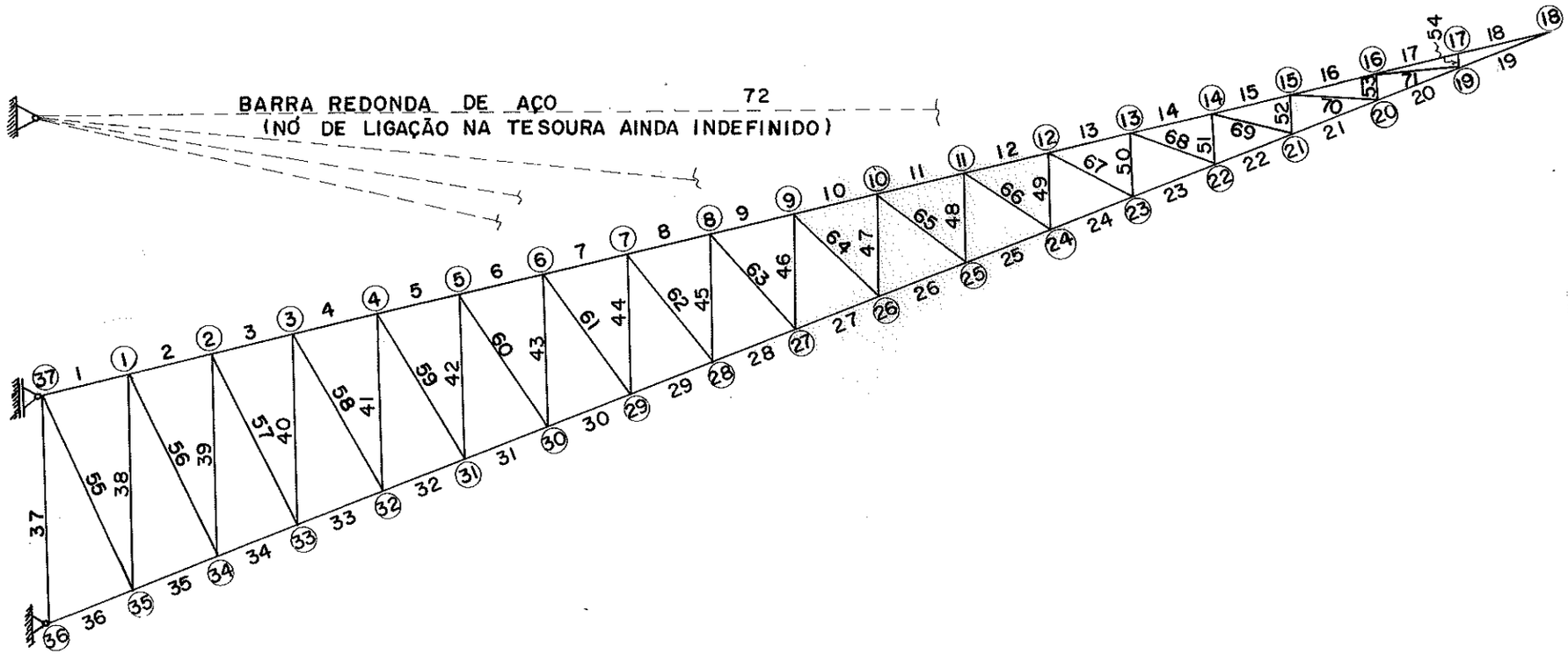


FIG.17 - NUMERAÇÃO DAS BARRAS E NÓS DA TESOURA

11.2 - Características geométricas

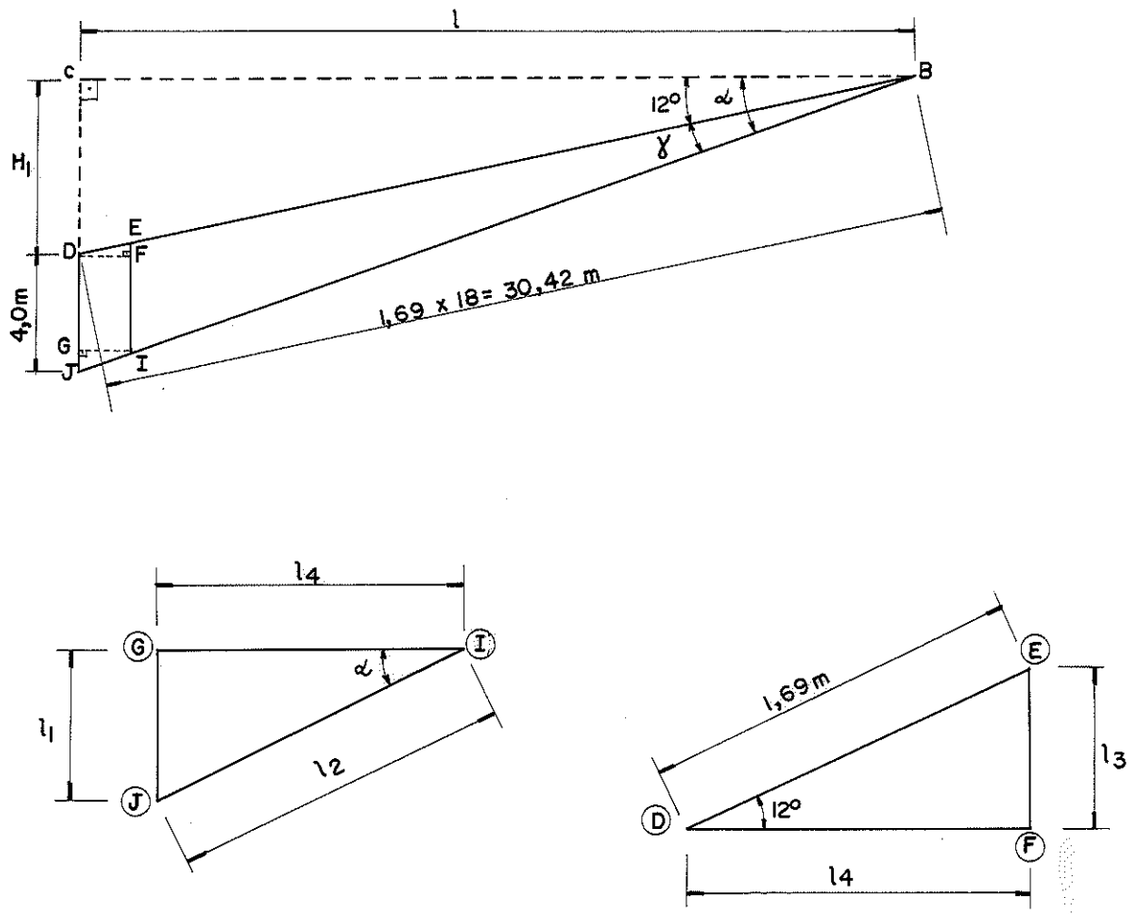


FIG.18 - DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA TESOURA

$\Delta BCD \rightarrow \ell = 30,42.\cos 12^{o} \rightarrow \ell = 29,75$ m

$$\Delta BCJ \rightarrow tg\alpha = \frac{H_1 + 4.0}{\ell} = \frac{6,3 + 4,0}{29,75} = 0,346$$

$\Delta DEF \rightarrow \ell_4 = 1,69.\cos 12^{o} \rightarrow \ell_4 = 1,65$ m

$\Delta DEF \rightarrow \ell_3 = 1,69.\text{sen } 12^{o} \rightarrow \ell_3 = 0,35$ m

$$\Delta GIJ \rightarrow \ell_2 = \frac{\ell_4}{\cos \alpha} = \frac{1,65}{\cos 19,1^{o}}$$

$\ell_2 = 1,75$ m

$\Delta GIJ \rightarrow \ell_1 = \ell_2 \text{ sen}\alpha = 1,75.\text{sen}19,1^o$

$\ell_1 = 0,57$ m

$\gamma = \alpha - 12^o = 19,1^o - 12^o = 7,1^o$

11.2.1 - Comprimento dos montantes

Utilizou-se uma expressão geral para cálculo do comprimento de todos os montantes, com excessão do montante principal.

A numeração genérica feita na figura 19 obedece à ordem numérica das barras usadas na figura 17.

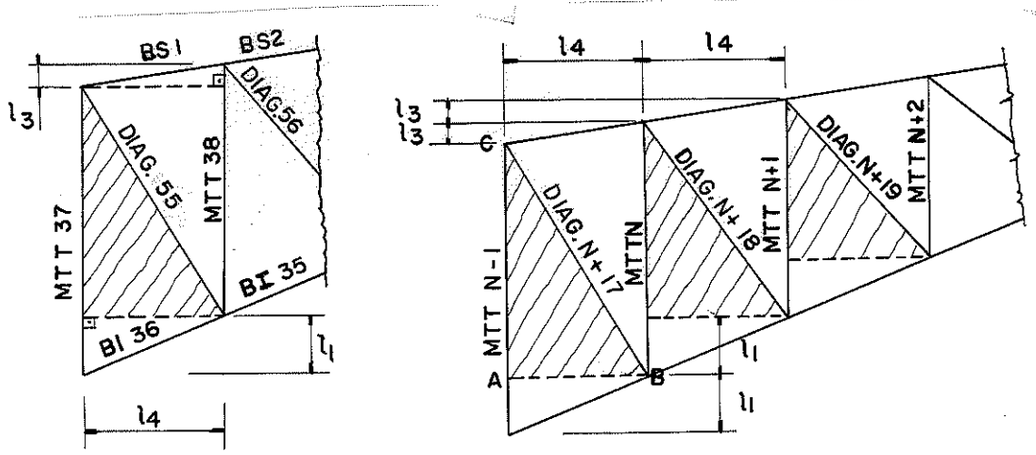


FIG.19 - COMPRIMENTO DOS MONTANTES E DIAGONAIS

Pela figura 19:

$MTT_N = MTT_{N-1} + \ell_3 - \ell_1$

e

$MTT_N = MTT_{N-1} + 35-57$

$MTT_N = MTT_{N-1} -22$, onde $\bar{N}$ varia de 38 a 54.

<u>EXEMPLO</u>: Calcular o comprimento do montante MTT 38.

$\bar{N} = 38$

$MTT_{38} = MTT_{38-1} - 22 = MTT_{37} - 22$ (cm)

MTT_{37} = montante principal = 400 cm

MTT_{38} = 400-22 = 378 cm

A tabela 6, apresentada a seguir, contém os comprimentos de todos os montantes, medidos entre eixos.

Montante (nº)	37	38	39	40	41	42	43	44	45
Comprimento (cm)	400	378	356	334	312	290	268	246	224
Montante (nº)	46	47	48	49	50	51	52	53	54
Comprimento (cm)	202	180	158	136	114	92	70	48	26

Tabela 6

11.2.2 - Comprimento das diagonais

Utilizou-se outra expressão geral na determinação do comprimento das diagonais. Mais uma vez, a numeração genérica da fig.19 obedece à ordem numérica da fig.17.

Pela fig.19, triângulo ABC:

$$(DIAG._{N+17})^2 = (MTT_{N-1}-\ell_1)^2 + \ell_4^2$$

e

$$(DIAG._{N+17})^2 = (MTT_{N-1}-57)^2 + 165^2$$

$$DIAG._{N+17} = \sqrt{(MTT_{N-1}-57)^2 + 27225}$$, onde N varia de 38 a 54.

EXEMPLO: Calcular o comprimento da diagonal DIAG.60

$$DIAG._{N+17} = DIAG.60$$

e

$$N+17 = 60 \ , \ N = 43$$

$$DIAG._{43+17} = \sqrt{(MTT_{43-1}-57) + 27225}$$

$$DIAG.60 = \sqrt{(290 - 57)^2 + 27225} = 286 \text{ cm}$$

A tabela 7, apresentada a seguir, contém o comprimento de todas as diagonais.

Diagonal (nº)	55	56	57	58	59	60	61	62	63
Comprimento (cm)	381	361	341	322	304	286	268	251	235
Diagonal (nº)	64	65	66	67	68	69	70	71	
Comprimento (cm)	220	206	193	183	175	169	166	165	

Tabela 7

O comprimento dos montantes e das diagonais estão apresentados na figura 20, a seguir.

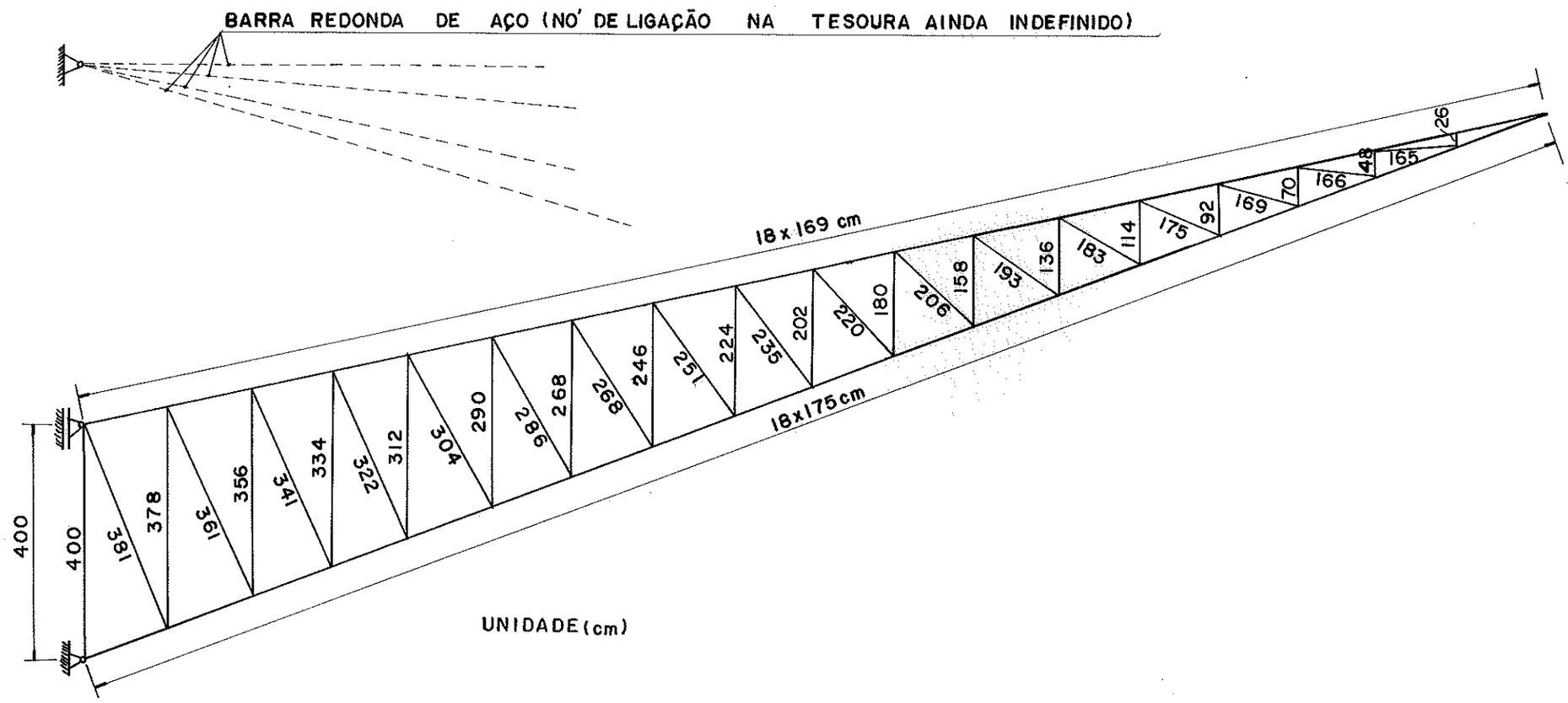


FIG.20 - COMPRIMENTO DE TODAS AS BARRAS DA TESOURA, MEDIDAS ENTRE EIXOS

11.3 - Sistemas global e local de referência

Para solução da estrutura através do programa STRESS, é necessário determinar as coordenadas de cada nó, relativas ao sistema global de referência XY.

Esse parâmetro determina a geometria da estrutura, posteriormente identificada pelo computador..

Já no sistema local de referência, determina-se a orientação de cada barra, chamando suas extremidades de "nó inicial" e "nó final", conforme mostra a fig.21.

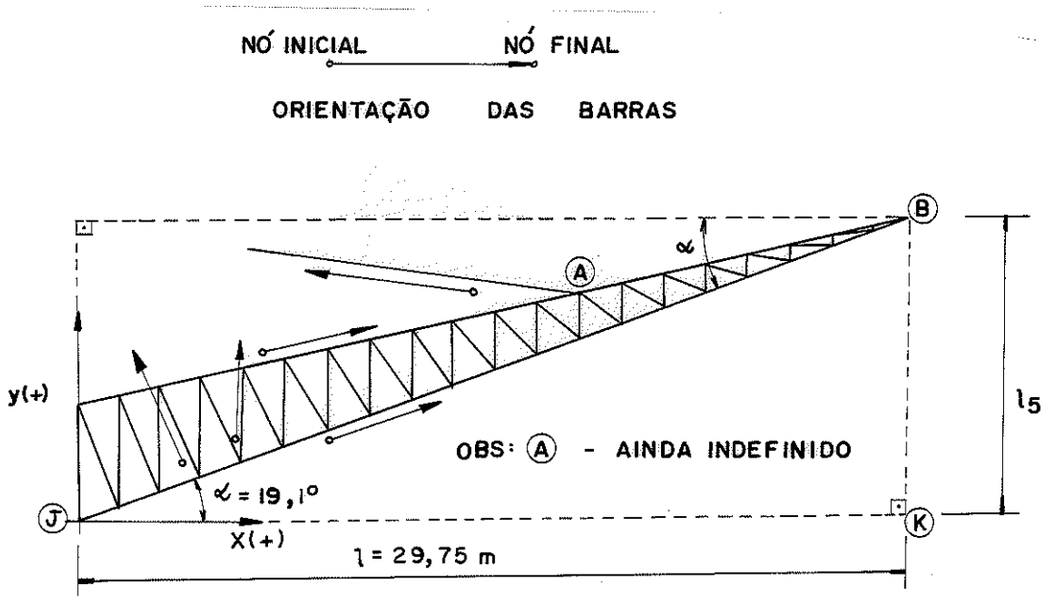


FIG.21 - SISTEMAS GLOBAL E LOCAL DE REFERÊNCIA

No triângulo BJK:

$$\ell_5 = \ell.\text{tg}\alpha = 29{,}75.\text{tg } 19{,}1^{\circ} = 10{,}30 \text{ m.}$$

Na figura 22 encontram-se as coordenadas de todos os nós da tesoura.

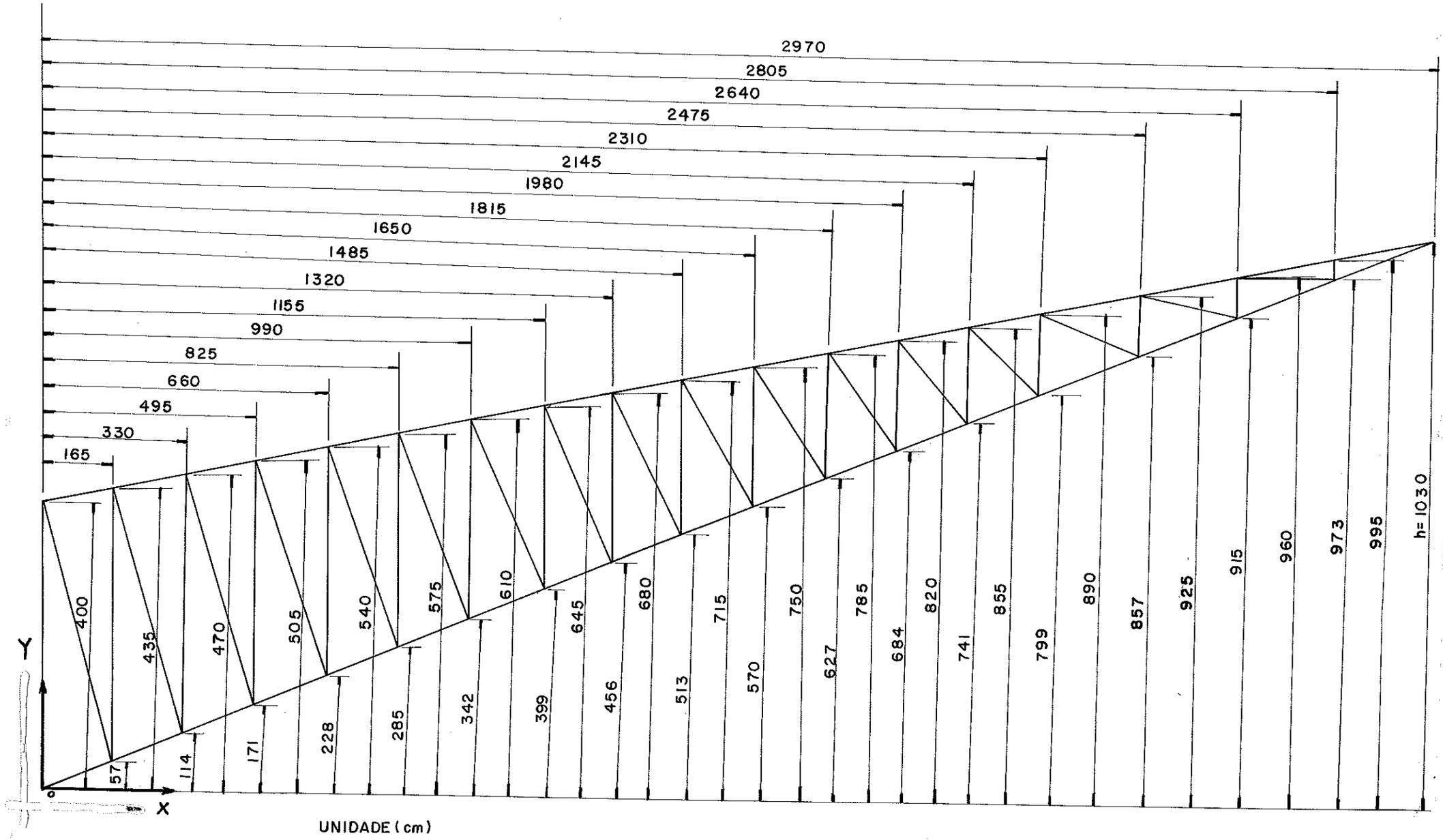


FIG.22 - COORDENADAS DE TODOS OS NÓS DA TESOURA

12 - INFLUÊNCIA DO PESO DAS TELHAS NA TESOURA

Para estimar o peso das telhas, considerou-se uma faixa de cobertura com a largura igual à distância entre as tesouras. Em seguida, calculou-se o peso total dessa faixa, o qual foi distribuido em todos os nós do banzo superior. (Fig.23)

Os nós de extremidade recebem a metade da carga dos intermediários.

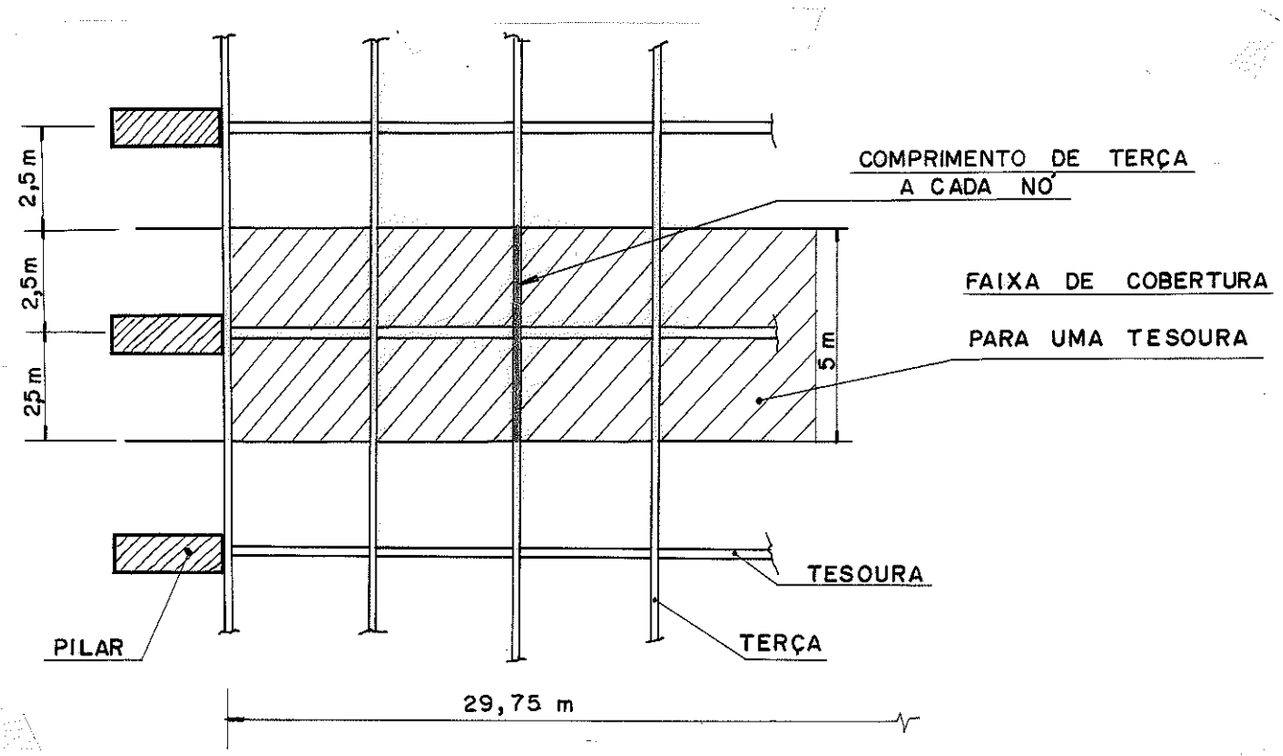


FIG.23 - FAIXA DE COBERTURA INFLUENTE EM CADA TESOURA

A área total da faixa de cobertura é:

$S = 29,75 \times 5 = 148,75 \ m^2$

Com o peso de 18 kg/m^2 para as telhas fica:

$P_T = 148,75 \times 18 = 2677,5$ kg

O peso correspondente a cada nó intermediário é:

$$P_T/nó = \frac{P_T}{b-1} = \frac{2677,50}{19-1} \cong 149 \text{ kg}$$

b = nº de nós do banzo superior

Para os nós extremos:

$$P_T/nó \ / \ 2 = 149/2 \cong 75 \text{ kg}$$

Tomando um beiral com 20 cm a partir do eixo da última terça (fig.24), tem-se:

$$S = 0,2 \ . \ 5 = 1,0 \ m^2$$

$$P_T = 1,0 \times 18 = 18 \text{ kg}$$

O peso final ao nó 18 é:

$$P_{T(18)} = 75 + 18 = 93 \text{ kg}$$

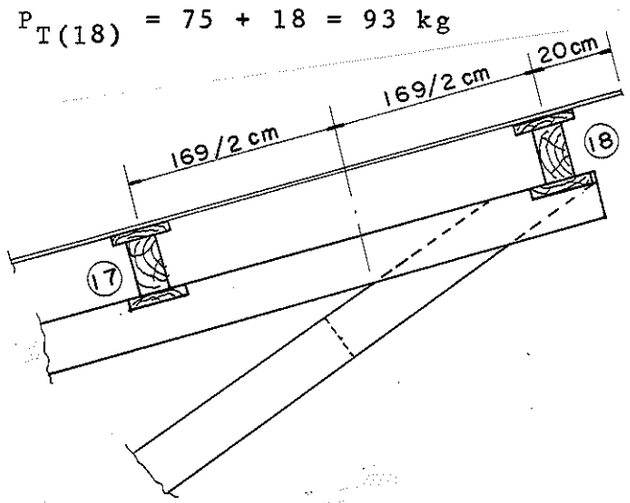


FIG.24
BEIRAL DA TESOURA NA EXTREMIDADE EM BALANÇO

Apresenta-se um quadro com o peso das telhas correspondente a cada nó da tesoura.(Tabela 8)

Nó (nº)	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso (kg)	75	149								
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Peso (kg)	149								93	

Tabela 8

13 - INFLUÊNCIA DO PESO DAS TELHAS NA TESOURA

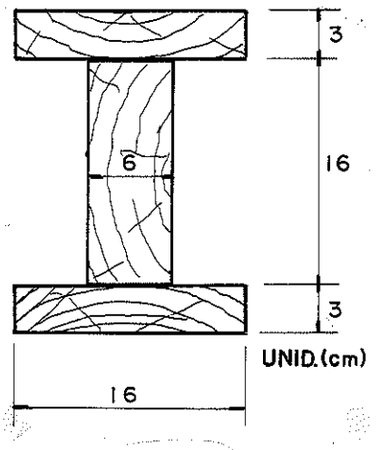


FIG.25
SEÇÃO DA TERÇA

Para a distância de 5 m entre as tesouras determinou-se, através de um pré-dimensionamento, a seção inicial da terça, vista na figura 25.

Optou-se pela seção I, em virtude da flecha máxima ser maior que a admissível, para os perfís retangular e T, quando utilizadas seções comerciais de 6x16 e 3x16. Assim, resolveu-se o problema aumentando o momento de inércia da terça.

A terça consiste em uma peça de 6x16 e mais duas de 3x16, solidarizadas entre sí através de pregos. Cada terça concentra nos apoios o peso próprio equivalente a 5 m do seu comprimento (ver fig.23).

A seção da terça vale:

$$S = 6x16+2x3x16 = 192 \text{ cm}^2$$

O peso da terça atuante em cada nó do banzo superior é:

$$\gamma_M = 900 \text{ kg/m}^3 \text{ (densidade da Peroba Rosa)}$$

$$P_{TE}/\text{nó} = (0,0192x5) \times 900 = 86 \text{ kg}$$

A seguir, apresenta-se uma tabela contendo a influência das terças em cada nó do banzo superior.

Nó (nº)	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso (kg)	86									
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Peso (kg)	86									

Tabela 9

14 - BARRAS DA TESOURA -ESTIMATIVA DAS SEÇÕES

Pensou-se inicialmente na possibilidade da utilização das mesmas seções das barras da tesoura de 20 m de vão livre, (3) tendo em vista o alívio dos esforços nas barras mais solicitadas, devido à atuação dos tirantes.

Nessas condições tem-se:

→ banzo superior - 2(6x16)
→ banzo inferior - 2(6x16)
→ Diagonais - 2(3x16)
→ Montantes - 1(6x16)

No decorrer do projeto, dependendo dos esforços, a seção das barras pode ser corrigida.

15 - VENTO EM ESTRUTURAS - NORMALIZAÇÃO

De acordo com o item 7 da NB-5, o efeito do vento é determinado pela ação combinada das pressões e sucções externas e internas. Todas estas pressões são supostas agindo normalmente à superfície sobre que atuam. (Fig.26)

As pressões e sucções externas p_e e as internas p_i (estas somente nas construções abertas), serão iguais respectivamente aos produtos $C_e.q$ e $C_i.q$, onde C_e e C_i representam os coeficientes de forma externo e interno, e q a pressão de obstrução, função da altura da construção, de acordo com o item 8 da NB-5 apresentado na tabela 3 deste trabalho. O sinal negativo nos coeficientes de forma indica sucção, não tendo entretanto significado algébrico.

Para utilização da Norma, considera-se como aberta toda construção que tenha, ou possa ter, em um dos lados, aberturas que ocupem pelo menos um terço da respectiva área.

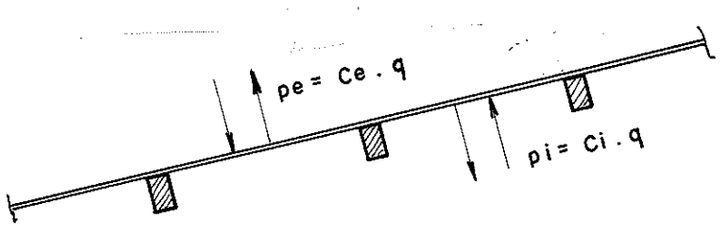


FIG.26 - COEFICIENTES DE FORMA EXTERNO E INTERNO DA NB-5

O item 9 da NB-5 apresenta o coeficiente de forma externo Ce, função da forma e do tipo de construção, caracterizado da seguinte maneira:

a) Em superfícies planas cheias, a barlavento, que façam um ângulo α com a direção do vento, que é considerada horizontal:

- Em construção cuja altura for menor que 4,5 vezes a largura média:

$$C_e = 1,2 \text{ sen}\alpha - 0,5$$

- Em construção cuja altura for maior que 5,5 vezes a largura média:

$$C_e = 1,6 \text{ sen}\alpha - 0,5$$

- Em casos intermediários interpola-se linearmente.

b) Em superfícies planas cheias a sotavento ou paralelas à direção do vento, e nas superfícies intermediárias de telhados múltiplos:

$$C_e = -0,5$$

A expressão "largura média" representa a menor largura média medida em qualquer direção.

No item 10 da NB-5 encontra-se o coeficiente de forma interno, função da situação da abertura e relativo à direção do vento. Este parâmetro vale:

a) Em superfícies planas, cheias, de construções abertas a barlavento:

$$C_i = +0,5$$

b) Em superfícies planas, cheias, de construções abertas a sotavento, ou em planos paralelos à direção do vento:

$$C_i = -0,5$$

Quando a pressão ou sucção interna tiver, em dada face da estrutura, efeito contrário ao da externa, deve-se considerar separadamente o efeito de cada um deles.

No item 11c da NB-5 tem-se:

O efeito global do vento, resultante das pressões e sucções, pode ser considerado, nos casos previstos neste item, como equivalente a uma pressão $C_q.q$ sendo q em kg/m^2, e:

- Nas superfícies expostas de vigas em treliça e torres vazadas, formando um ângulo α com a direção do vento, tem-se:

a) Para a superfície situada a barlavento:

$$C_q = 1,6 \text{ sen}\alpha$$

b) Para cada uma das outras superfícies:

$$C_q = 1,2 \text{ sen}\alpha$$

De acordo com o item 11e da NB-11, nas construções expostas a ventos especialmente violentos, os valores das pressões admitidas no item 8 da NB-5 deverão ser majorados; e de acordo com o ítem 11f da NB-11 deve-se levar em conta o acréscimo de resistência da madeira a cargas rápidas, dividindo por 2 os esforços solicitantes nas barras, devidos à força do vento.

15.1 - Ação do vento na cobertura

Em primeiro lugar será feita a composição crítica a barlavento (fig.27), utilizando uma pressão de obstrução de 60 kg/m^2, correspondente a uma cobertura situada a uma altura máxima de 20 m. (ítem 8, NB-5)

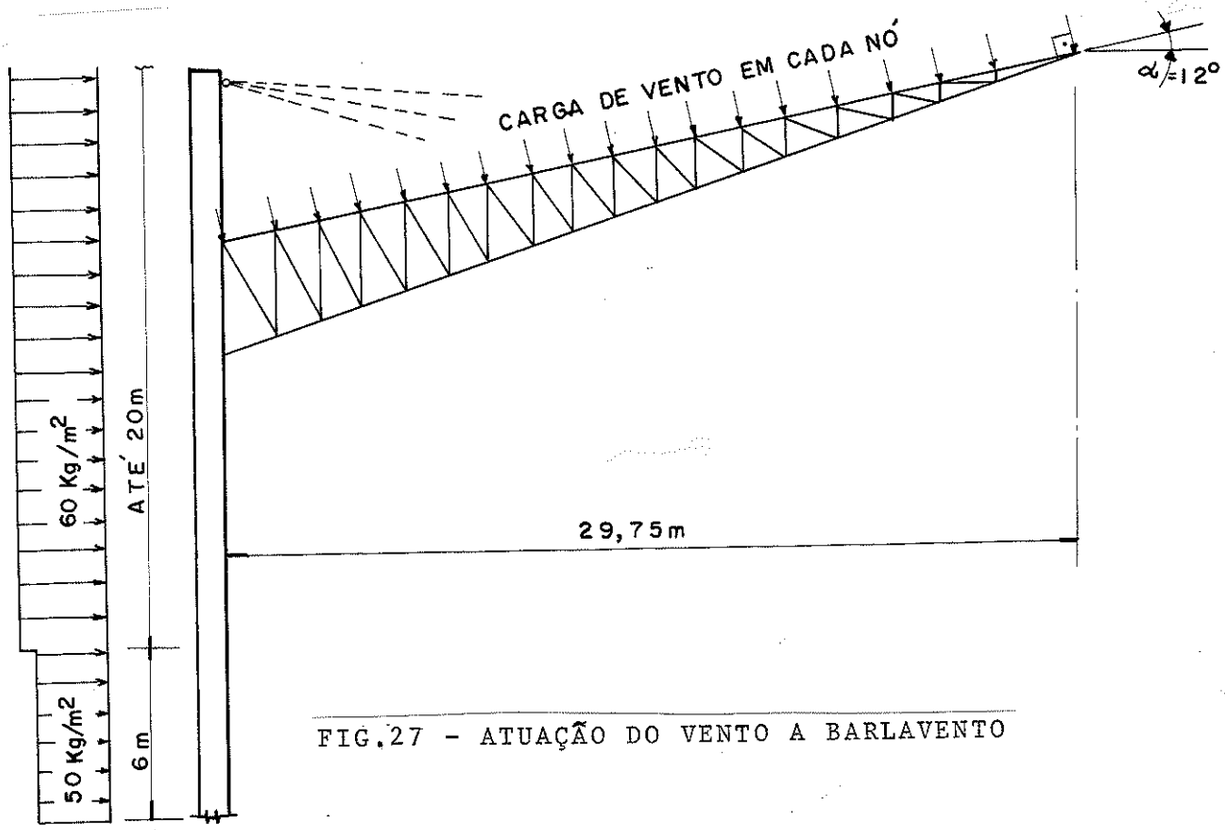


FIG.27 - ATUAÇÃO DO VENTO A BARLAVENTO

A altura da cobertura comparada à sua largura média é:

$h_{max} < 4,5\ \ell_m$ onde $h_{max} = 20$ m e $\ell_m = 29,75$ m.

Assim, o coeficiente de forma externo é:

$$C_e = 1,2\ \text{sen}\alpha - 0,5$$

e a pressão ou sucção externa é:

$$p_e = C_e.q = (1,2\ \text{sen}\alpha - 0,5).q$$

$$p_e = (1,2\ \text{sen}12^o - 0,5).60$$

$$p_e \cong -15\ \text{kg/m}^2,$$

o que significa que a ação externa é de sucção (ver fig.28).

O coeficiente de forma interno é:

$$C_i = -0,5$$

A pressão ou sucção interna é:

$$p_i = C_i.q = -0,5.60 = -30\ \text{kg/m}^2.$$

Isto significa que a ação interna é de sucção (ver fig.28).

Desprezando-se a sucção externa de 15 kg/m^2 do parágrafo anterior, e adotando-se a sucção interna de 30 kg/m^2 como valor de cálculo, tem-se a ação de vento carregando a estrutura. Esse procedimento se justifica por ser a favor da segurança, para o dimensionamento das barras num telhado extremamente sensível à ação do vento.

$p_b = p_i = 30$ kg/m^2

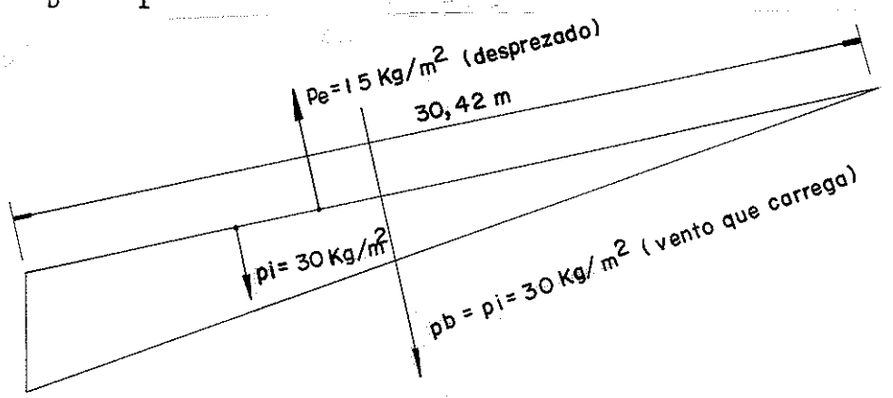


FIG.28 - COMPOSIÇÃO FINAL DO VENTO A BARLAVENTO

Será executada agora a composição crítica do vento a sotavento (fig.29), utilizando a mesma pressão de obstrução q.

Os coeficientes de forma, mais uma vez, serão escolhidos em função da relação entre a altura da cobertura e a sua largura média.

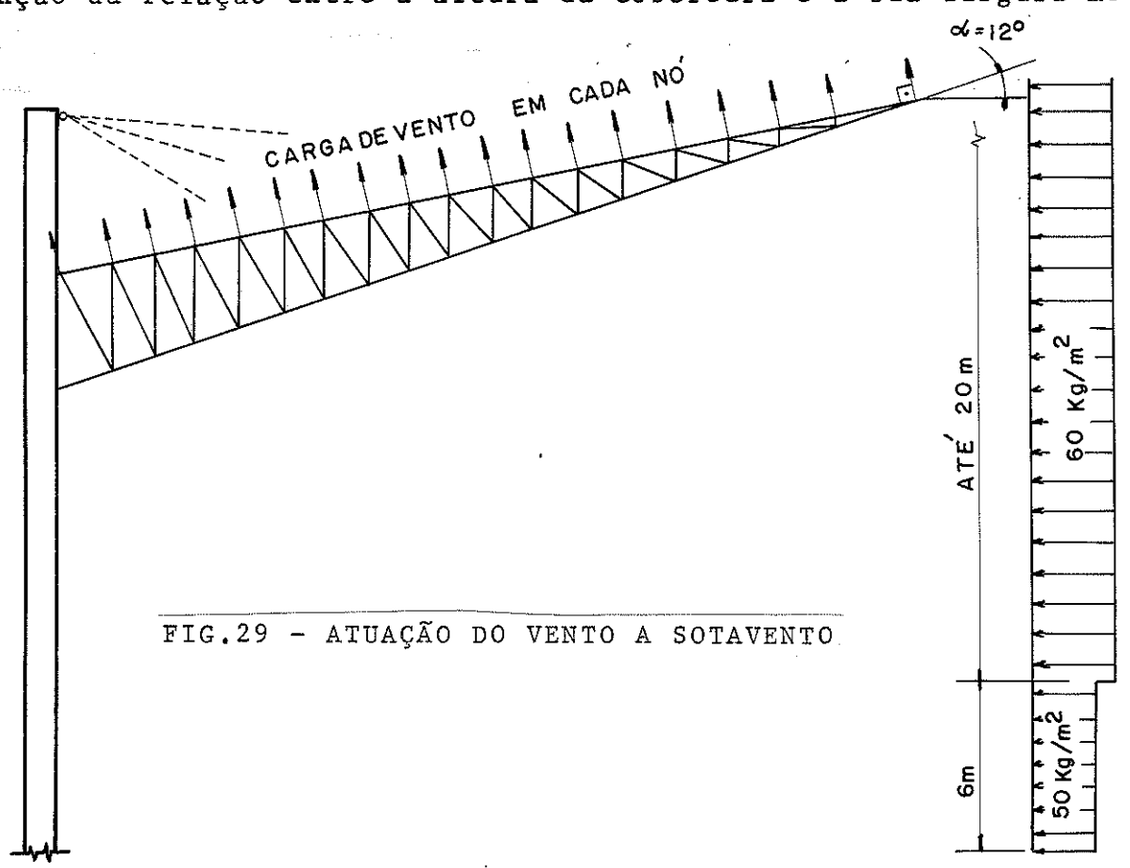


FIG.29 - ATUAÇÃO DO VENTO A SOTAVENTO

O coeficiente de forma externo é: $C_e = -0,5$

A pressão ou sucção externa vale:

$p_e = C_e.q = -0,5.60 = -30\ kg/m^2$.

Significa que a ação externa é de sucção (fig.30).

O coeficiente de forma interno é: $C_i = +0,5$

A pressão ou sucção interna vale:

$p_i = C_i.q = 0,5.60 = 30\ kg/m^2$.

Significa que a ação interna é de pressão (fig.30).

Fazendo a combinação final a sotavento, para a ação interna e externa tem-se:

$p_s = p_i + p_e = 30+30 = 60\ kg/m^2$

O resultado final p_s é vento que alivia a estrutura, e maior que p_i e p_e.

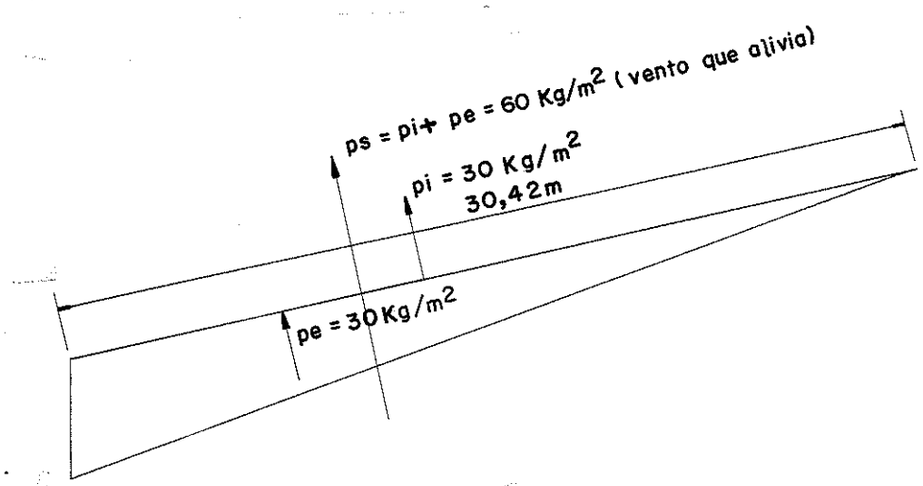


FIG.30 - COMPOSIÇÃO FINAL DO VENTO A SOTAVENTO

15.2 - Cargas na tesoura devido à ação do vento

O trecho hachuriado, na fig. 31, representa a área de influência da cobertura, para cada nó do banzo superior da tesoura.

$S = 1,69x5 = 8,45\ m^2$

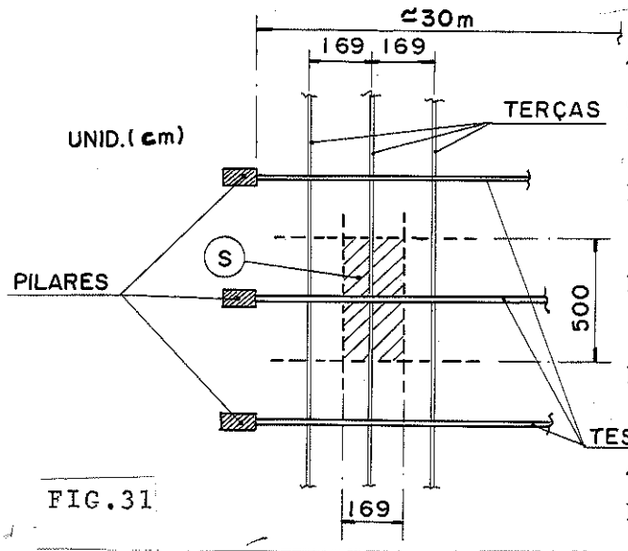


FIG.31

ÁREA DE COBERTURA A CADA NÓ DO BANZO SUPERIOR

A carga em cada nó, devido ao vento que carrega, é:

$P_b = S.p_b = 8,45.30 = 253,5$ kg/nó

Devido ao vento que alivia é:

$P_s = S.p_s = 8,45x60 = 507$ kg/nó

A seguir, é necessário decompor P_b e P_s, de maneira a tornar possível a combinação destes com o peso próprio da tesoura.

Em primeiro lugar, será decomposto P_b através da figura 32 a.

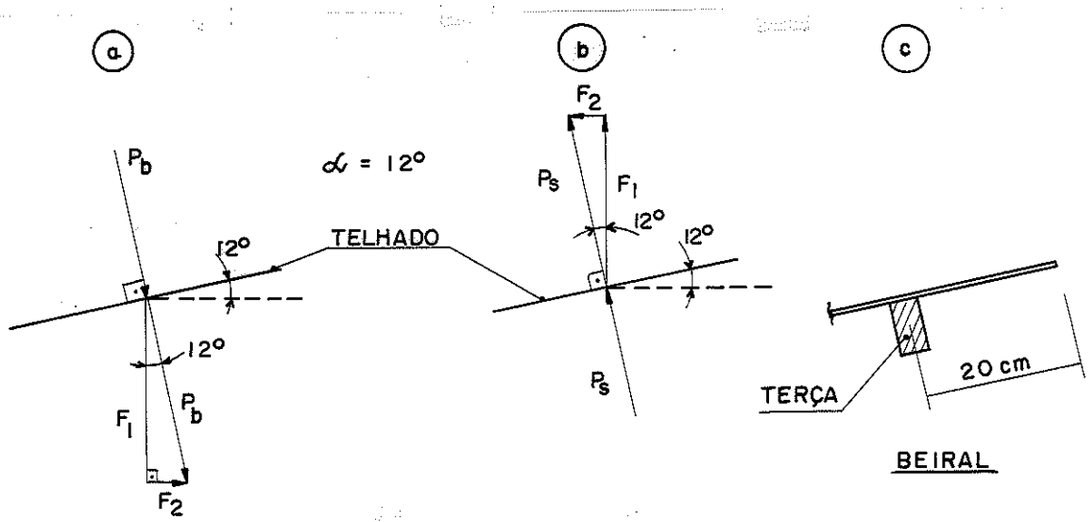


FIG.32 - DECOMPOSIÇÃO DO VENTO QUE CARREGA E DO VENTO QUE ALIVIA, E DETALHE DO BEIRAL

$$F_2 = P_b.\text{sen}\alpha = 253,5.\text{sen}12^o = 52 \text{ kg/nó}$$

$$F_1 = P_b.\cos\alpha = 253,5.\cos12^o = 248 \text{ kg/nó}$$

Para os nós extremos (37 e 18), tem-se a metade da área de influência. Assim:

$$F_2/2 = 52/2 = 26 \text{ kg/nó}$$

$$F_1/2 = 248/2 = 124 \text{ kg/nó}$$

Considerando ainda o efeito do vento no beiral da extremidade da tesoura, tem-se (fig.32 c):

Área de influência:

$S = 0,20.5 = 1,0\ m^2$

$P_b = S.p_b = 1,0.30 = 30\ kg$

Decompondo fica:

$F_2' = P_b.sen\alpha = 30.sen12^o = 6\ kg$ (horizontal)

$F_1' = P_b.cos\alpha = 30.cos12^o = 29\ kg$ (vertical)

Finalmente, as cargas de vento ao nõ 18 são:

$F_{2_T} = F_2/2 + F_2' = 26+6 = 32\ kg$

$F_{1_T} = F_1/2 + F_1' = 124+29 = 153\ kg$

Decompondo P_s de forma similar a P_b, pela fig.32 b, tem-se:

$F_2 = P_s.sen\alpha = 507.sen12^o = 106\ kg/nõ$

$F_1 = P_s.cos\alpha = 507.cos12^o = 496\ kg/nõ$

Para os nõs extremos (37 e 18) tem-se:

$F_2/2 = 106/2 = 53\ kg/nõ$

$F_1/2 = 496/2 = 248\ kg/nõ$

Considerando novamente a carga do vento no beiral, tem-se:

$S = 1,0\ m^2$

$P_s = S.p_s = 1,0.60 = 60\ kg$

Decompondo:

$F_2' = P_s.sen\alpha = 60.sen12^o = 12\ kg$ (horizontal)

$F_1' = P_s.cos\alpha = 60.cos12^o = 58\ kg$ (vertical)

As cargas finais do nó 18 são:

$$F_{2_T} = F_2/2 + F_2' = 53+12 = 65 \text{ kg}$$

$$F_{1_T} = F_1/2 + F_1' = 248+58 = 306 \text{ kg}$$

As cargas de vento não serão minoradas, conforme prescreve o ítem 11f da NB-11, em virtude de se estar projetando um telhado em balanço, de grande sensibilidade à ação do vento.

A seguir, apresentam-se duas tabelas contendo as cargas atuantes em cada nó do banzo superior, devido ao vento que carrega e ao vento que alivia.

Nó nº	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Carga Vert. (kg)	124	248								
Carga Horiz. (kg)	26	52								
Nó nº	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Carga Vert.	248								153	
Carga Horiz. (kg)	52								32	

Tabela 10

Nó nº	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Carga Vertical(kg)	248	496								
Carga Horiz. (kg)	53	106								
Nó nº	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Carga vertical(kg)	496								306	
Carga Horiz. (kg)	106								65	

Tabela 11

16 - ACESSÓRIOS E MATERIAL COMPLEMENTAR DO TELHADO

Faz-se, em primeiro lugar, uma estimativa do peso dos acessórios e material complementar por metro quadrado de cobertura, pois não se conhece ainda o que realmente será utilizado. Basicamente pode-se chamar de acessórios e material complementar o seguinte:

- parafusos
- pregos
- enchimentos
- contraventamento
- tirante
- chapas metálicas
- cobrejuntas
- fixadores
- anéis de ligação

e outros.

A princípio será estimado $P_{ac} = 10\ kg/m^2$ de cobertura.

Pela fig.31, a área de influência é $8,45\ m^2$. O peso correspondente a cada nó intermediário é:

$$P_{ac} = S.p_{ac} = 8,45.10 \cong 84\ kg/nó$$

Para os nós de extremidade (37 e 18) tem-se:

$$P_{ac}/2 = 84/2 \cong 42\ kg/nó$$

A seguir, é apresentada uma tabela contendo o peso próprio de acessórios e material complementar, atuante em cada nó do banzo superior da tesoura.

Nó (nº)	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso (kg)	42	84								
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Peso (kg)	84								42	

Tabela 12

17 - PESO PRÓPRIO DA TESOURA

Através da estimativa da seção das peças de madeira a serem utilizadas na tesoura (Cap.14), pode-se determinar o peso de madeiramento correspondente a cada nó do banzo superior, através da área de influência, conforme a fig.33.

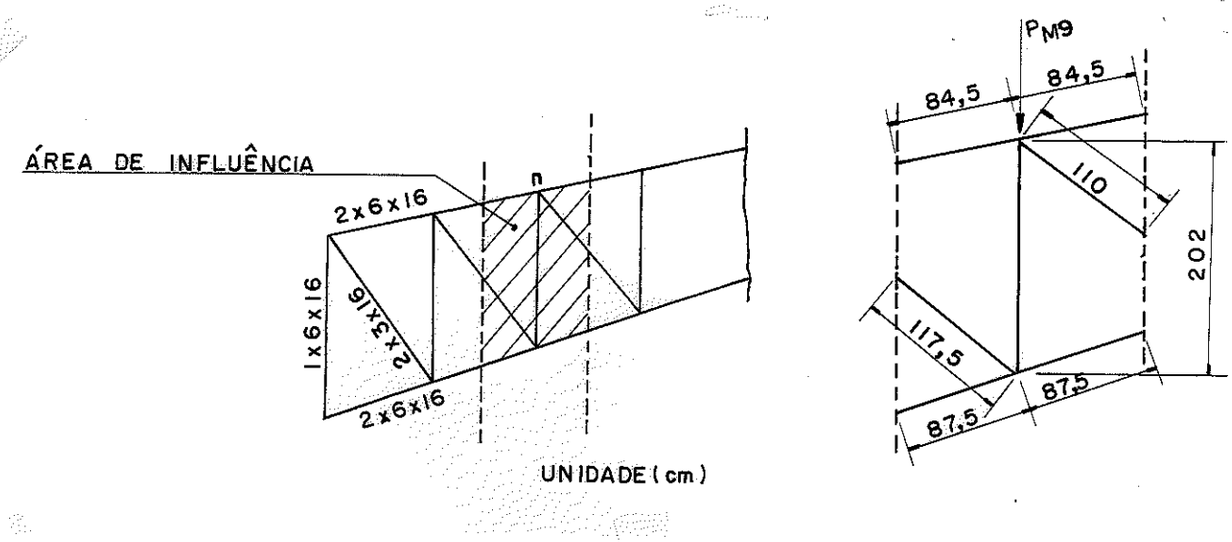


FIG.33 - ÁREA DA TESOURA A CADA NÓ DO BANZO SUPERIOR (EXEMPLO PARA O NÓ 9)

EXEMPLO: Calcular o peso de madeiramento da tesoura concentrado no nó 9 P_{M9}. (Fig.33)

A área de influência do nó 9 envolve as seguintes barras:

BARRAS	COMPRIMENTO (cm)	SEÇÃO (cm)
Montante (MTT)	202	1x6x16
Banzo superior à esquerda (BS_E)	169/2 =84,5	2x6x16
Banzo superior à direita (BS_D)	169/2 =84,5	2x6x16
Diagonal à esquerda ($DIAG_E$)	235/2 =117,5	2x3x16
Diagonal à direita ($DIAG_D$)	220/2 =110	2x3x16
Banzo inferior à esquerda (BI_E)	175/2 =87,5	2x6x16
Banzo inferior à direita (BI_D)	175/2 =87,5	2x6x16

O comprimento de cada barra foi tirado da figura 20, e as seções do capítulo 14.

BARRA	VOLUME (m^3)	DENSIDADE (kg/m^3)	PESO (kg)	OBSERVAÇÃO
MTT	0,0193		17,37	Na realidade, basta uma única tabela para todas as barras da tesoura (Tab.13)
BS_E	0,0162		14,58	
BS_D	0,0162	900	14,58	
$DIAG_E$	0,0112		10,08	
$DIAG_D$	0,0105		9,45	
BI_E	0,0168		15,12	
BI_D	0,0168		15,12	
			P_{M9} = 96	

Na tabela 13 apresenta-se a parcela de peso próprio do madeiramento da tesoura, a cada nó do banzo superior.

Nó (nº)	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso (kg)	81	124	121	117	113	110	107	103	100	97
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Peso (kg)	93	90	87	85	82	80	78	69	30	

Tabela 13

18 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS BARRAS DA TESOURA

A tabela 14 apresenta duas características geométricas das barras da tesoura, que serão utilizadas no programa STRESS.

O tirante (barra 72) será de ferro redondo de construção tipo comum, com módulo de elasticidade $21x10^5 kg/cm^2$. No caso do diâmetro ser pequeno para o esforço atuante, será corrigido porteriormente.

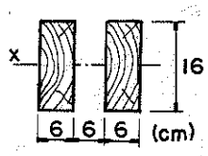
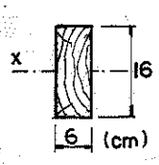
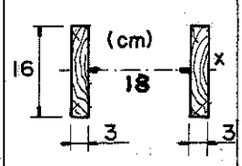
Tipo \ Barra	1 a 36	37 a 54	55 a 71	72
Seção				
Área(cm^2)	192	96	96	3,87
Momento de inércia (cm^4)	4096	2048	2048	1,192

Tabela 14

19 - TABELA FINAL DAS CARGAS VERTICAIS ATUANTES NA TESOURA

Juntou-se as tabelas 8, 9,10, 11, 12 e 13, e fez-se a somatória de todas as cargas verticais atuantes, em cada nó do banzo superior da tesoura. (Tab. 15)

Essas cargas são: peso das telhas, das terças, carga devido ao vento que carrega, vento que alivia, peso dos acessórios e material complementar, e peso do madeiramento da tesoura.

Quando as cargas na tabela 15 são positivas, o sentido é de baixo para cima, no programa STRESS. As cargas sendo negativas, acontece o contrário.

TABELA FINAL DAS CARGAS VERTICAIS ATUANTES NA TESOURA (kg)

Nº nó	Madeiramento	Terças	Telhas	Acessórios	Total de Peso próprio	Vento que carrega	Vento que alivia	Peso próprio + vento que carrega	Peso próprio + vento que alivia
1	-124	-86	-149	-84	-443	-248	496	-691	53
2	-121	-86	-149	-84	-440	-248	496	-688	56
3	-117	-86	-149	-84	-436	-248	496	-684	60
4	-113	-86	-149	-84	-432	-248	496	-680	64
5	-110	-86	-149	-84	-429	-248	496	-677	67
6	-107	-86	-149	-84	-426	-248	496	-674	70
7	-103	-86	-149	-84	-422	-248	496	-670	74
8	-100	-86	-149	-84	-419	-248	496	-667	77
9	-97	-86	-149	-84	-416	-248	496	-664	80
10	-93	-86	-149	-84	-412	-248	496	-660	84
11	-90	-86	-149	-84	-409	-248	496	-657	87
12	-87	-86	-149	-84	-406	-248	496	-654	90
13	-85	-86	-149	-84	-404	-248	496	-652	92
14	-82	-86	-149	-84	-401	-248	496	-649	95
15	-80	-86	-149	-84	-399	-248	496	-647	97
16	-78	-86	-149	-84	-397	-248	496	-645	99
17	-69	-86	-149	-84	-388	-248	496	-636	108
18	-30	-86	-93	-42	-251	-153	306	-404	55
37	-81	-86	-75	-42	-284	-124	248	-408	-36

Tabela 15

20 - PROGRAMA STRESS PARA O ESQUEMA ESTÁTICO ATIRANTADO

20.1 - Preparação de dados para o programa

Para solução do programa STRESS, é necessário introduzir numa sequência lógica, no computador, uma série de valores.

Para o esquema estático atirantado (fig.16), os principais parâmetros a ser utilizados são:

→ Tipo de estrutura - TRELIÇA PLANA
→ Número de nós: 38
→ Número de barras: 72
→ Número de apoios: 3
→ Número de carregamentos: 1
→ Sistemas global e local de referência (Cap.11)
→ Liberação da reação vertical do nó 37*
→ Área e momento de inércia das barras (Cap.18)
→ Módulo de elasticidade das barras
→ Tipo de carregamento atuante - CARGAS CONCENTRADAS
→ Carga atuante em cada nó do banzo superior (Cap.19)

20.2 - Solução do programa

Utilizou-se várias vezes o programa STRESS mudando a posição da ligação entre o tirante e a tesoura, do nó 8 ao nó 18, com a finalidade de aliviar os esforços nas barras mais próximas do pilar, que são as mais carregadas, e obter flechas na tesoura menores que a admissível. (Fig.34)

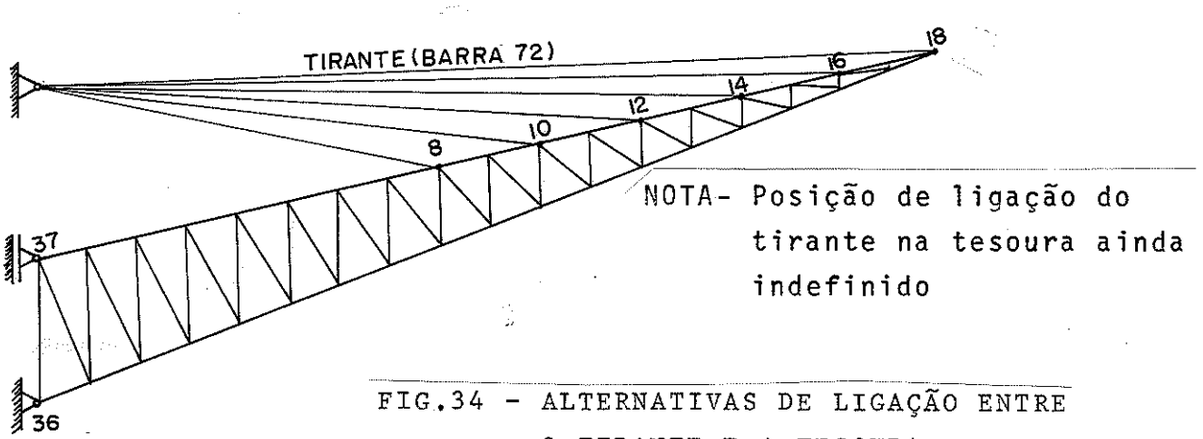


FIG.34 - ALTERNATIVAS DE LIGAÇÃO ENTRE O TIRANTE E A TESOURA

* Para as treliças, já está inserido no programa STRESS que todos os apoios tem dois vínculos: reação horizontal e vertical.

A fig. 34 apresenta as várias opções de ligação entre o tirante e a tesoura, usadas no programa STRESS.

Inicialmente considerou-se o tirante ligado ao nó 8 da tesoura, correspondendo aproximadamente a uma distância de 13,20 m do pilar. Nesta situação utilizou-se o programa STRESS, obtendo-se as flechas e os esforços nas barras.

Com o mesmo procedimento anterior, porém com a ligação tirante - tesoura em novas posições (fig. 34), encontraram-se os valores correspondentes para cada caso.

Na página a seguir apresenta-se uma tabela contendo os valores principais dos esforços nas barras e das flechas, de todos os casos analisados.

ESFORÇOS E FLECHAS PARA O ESQUEMA ESTÁTICO ATIRANTADO - VALORES PRINCIPAIS			
Ligação tirante-tesoura nó	Flechas na tesoura (cm)	Esforço no tirante (kg)	Esforços nas barras (kg)
8	Do nó 12 ao 18 são maiores que a admissível $\delta_{max_{18}}$ = 39,23 cm (impossível)	Bastante alto, havendo a necessidade de um grande diâmetro P_{max} = 29,47t (inviável)	Compatíveis com a seção escolhida precisando apenas de pequenos reforços nos montantes $P_{max_{36}}$ = 17,64t(possivel)
10	Do nó 14 ao nó 18 - São maiores que a admissível $\delta_{max_{18}}$ = 32,49 cm (impossivel)	idem P_{max} = 25,14t (inviável)	idem $P_{max_{36}}$ = 19,92t(possivel)
12	idem $\delta_{max_{18}}$ = 24,31 cm (impossivel)	idem P_{max} = 20,77t (inviável)	idem $P_{max_{36}}$ = 22,35t(possivel)
14	Nós 8 e 18- maiores que a admissível (impossivel) δ_{max_8} = 15,66 cm (vão) $\delta_{max_{18}}$ = 20,85 cm (balanço)	Razoável, dando um cabo de diâmetro médio comercial P_{max} = 16,38t (viável)	Muito alto para as barras mais próximas do pilar $P_{max_{36}}$ = 25,59t(impossivel)
16	Nós 10 e 18-maiores que a admissível (impossivel) $\delta_{max_{10}}$ = 17,22 cm (vão) $\delta_{max_{18}}$ = 14,93 cm (balanço)	idem P_{max} = 15,02t (viável)	idem $P_{max_{36}}$ = 28,40t(impossível)
18	Nó 11- maior que a admissível $\delta_{max_{11}}$ = 18,43 cm (impossível)	idem P_{max} = 14,68t (viável)	idem $P_{max_{36}}$ = 32,16t(impossível)

Tabela 16

20.3 - Conclusões

Observa-se na tabela 16 a inexistência de ligação entre o tirante e a tesoura, que torne simultaneamente possível e viável as flechas e os esforços nas barras e no tirante.

À medida que a ligação tirante - tesoura vai sendo deslocada na direção da ponta do balanço nota-se:

a) Os esforços no tirante diminuem;
b) Os esforços nas barras de madeira crescem;
c) As flechas diminuem na ponta do balanço, mas crescem no vão formado entre a ligação tirante - tesoura e o pilar. (Fig.35)

Quando a ligação tirante - tesoura é deslocada no outro sentido, acontece o contrário.

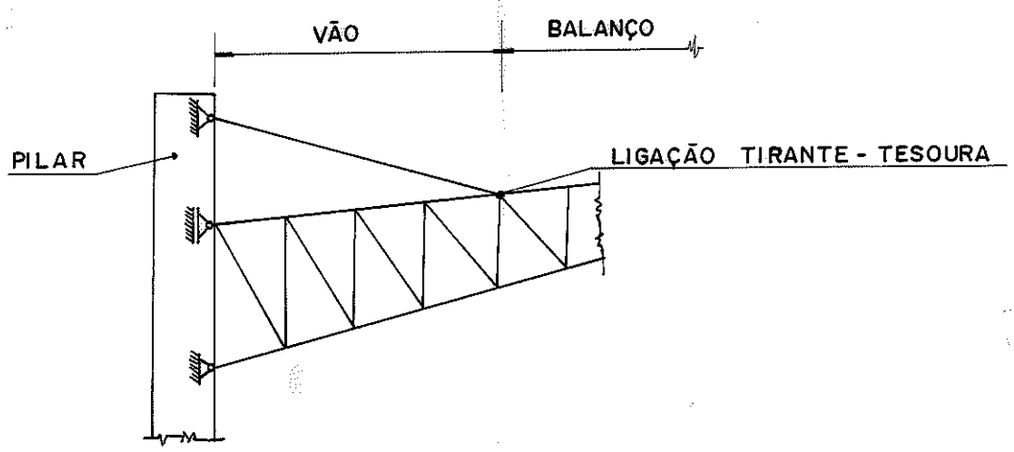


FIG.35 - DESIGNAÇÕES UTILIZADAS PARA VÃO E BALANÇO

Finalmente, pode-se concluir ser necessário optar por um segundo esquema estático, utilizando mais um tirante, em virtude da ocorrência de flechas e esforços muito grande com a utilização de apenas um tirante.

21 - ESQUEMA ESTÁTICO DUPLAMENTE ATIRANTADO

Esse esquema torna a estrutura duas vezes hiperestática externamente, e os tirantes devem ser ligados à tesoura, de maneira a distribuir da melhor forma possível os esforços em todas as barras, e tornar as flechas da tesoura menores que a admissível (ver fig.36).

Optou-se pela ligação dos tirantes no pilar numa mesma posição, pois quanto maior for essa altura, mais aliviadas ficarão as barras da tesoura. Assim, utilizou-se para os tirantes a altura de 6 m.

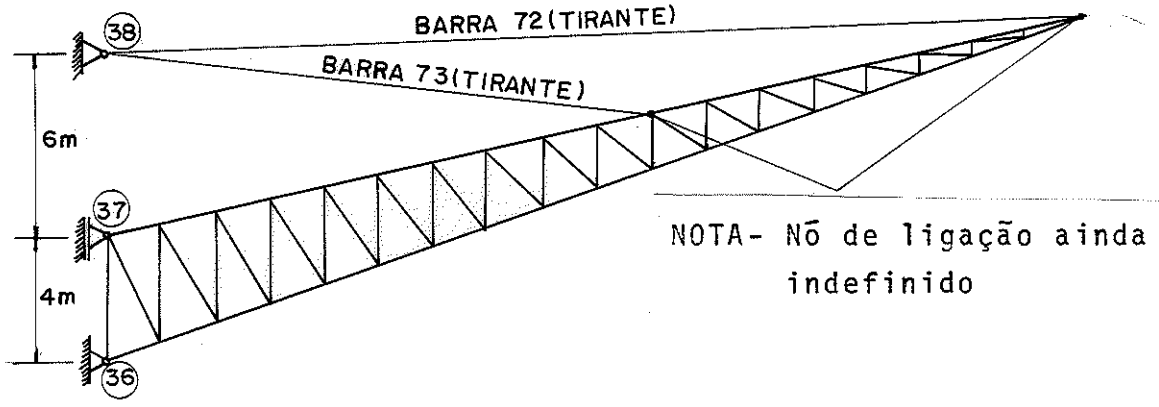


FIG.36 - ESQUEMA ESTÁTICO DUPLAMENTE ATIRANTADO

22 - PROGRAMA STRESS PARA O ESQUEMA DUPLAMENTE ATIRANTADO

22.1 - Preparação do programa

Os parâmetros necessários à utilização do programa são os mesmos do esquema estático anterior, com exceção do número de barras que agora tem um total de 73 (fig.36)

As características geométricas da barra adicional a ser utilizada no programa STRESS são:

nº da barra	seção	área	momento de inércia
73	⊘ I 1"	5,06 cm^2	2,043 cm^4

22.2 - Solução do problema

Utilizou-se novamente a sucessão de opções, para ligação entre o tirante e a tesoura, verificando-se em cada caso a variação dos esforços nas barras mais carregadas e as flechas.

No estudo anterior, verificou-se que a flecha na ponta do balanço não ultrapassa a admissível, quando a ligação tirante - tesoura é feita nos nós 17 e 18 (Tab.16). Seguindo esta idéia, optou se imediatamente pela ligação do primeiro tirante (barra 72) no nó 18.

Em seguida, observou-se que a flecha no vão formado entre o nó 18 e o pilar é maior que a admissível, e o esforço atuante nas barras mais próximas do pilar é bastante alto (Tab.16). Em função disso, deslocou-se o segundo tirante (barra 73) ao longo do vão à procura de uma posição de ligação que permitisse a obtenção de valores compatíveis para os esforços e flechas. Optou-se pela ligação do segundo tirante no nó 12. (fig. 37).

Para algumas barras de madeira será necessário fazer a correção da seção, em virtude do esforço atuante ser maior que o admissível.

22.3 - Conclusões

A barra 72 tem a função principal de reduzir as flechas no trecho da ponta do balanço, enquanto que a barra 73, além de reduzir as flechas no vão, alivia os esforços das barras próximas do pilar. Assim, pode-se dizer que a barra 72 não deve permanecer no conjunto estrutural sem a barra 73 e vice-versa.

Pode-se adiantar que as barras 33, 34, 35 e 36, mesmo reforçadas, ficam no limite de carga. Enquanto isso, a flecha na extremidade do balanço é quase igual à admissível. Assim, se quiser-se aumentar o vão da tesoura para valores acima de 30 m, é necessário a utilização de pelo menos tres tirantes.

As posições de ligação dos tirantes na tesoura foram adotadas em função dos resultados obtidos do programa STRESS.

Na figura 37, apresentada a seguir, mostram-se os dois tirantes posicionados na tesoura e no pilar.

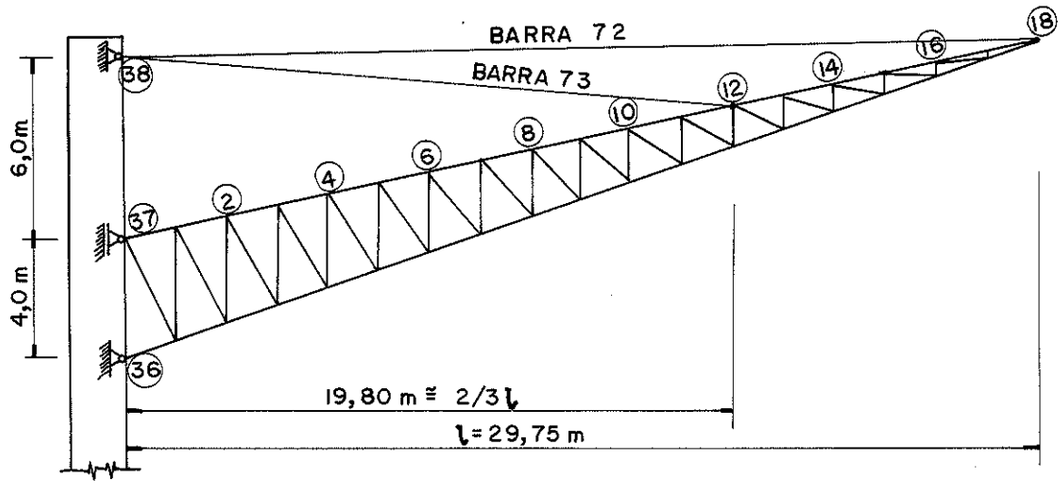


FIG.37 - ESQUEMA DEFINITIVO DUPLAMENTE ATIRANTADO

23 - CORREÇÃO DAS SEÇÕES

Algumas barras de madeira precisam ter suas seções reforçadas, em virtude da carga atuante ser maior que a admissível. As demais permanecerão com a mesma seção, com a finalidade de manter a uniformidade da tesoura (fig.38).

O dimensionamento final das barras será apresentado mais adiante, quando os esforços calculados com a seção corrigida forem obtidos.

Pela figura 38, as barras reforçadas foram (*):

- Barras 33 a 36 (banzo inferior)
- Barras 38 a 45 (montantes)
- Barra 73 (tirante)

Será necessário, para algumas barras dos banzos superior inferior e a diagonal, a colocação de enchimentos intermediários entre as seções duplas, de maneira a diminuir o comprimento de flambagem de cada peça isolada.

Mais adiante será determinado o número de enchimentos a cada barra, considerando-se cada uma como duas peças isoladas.

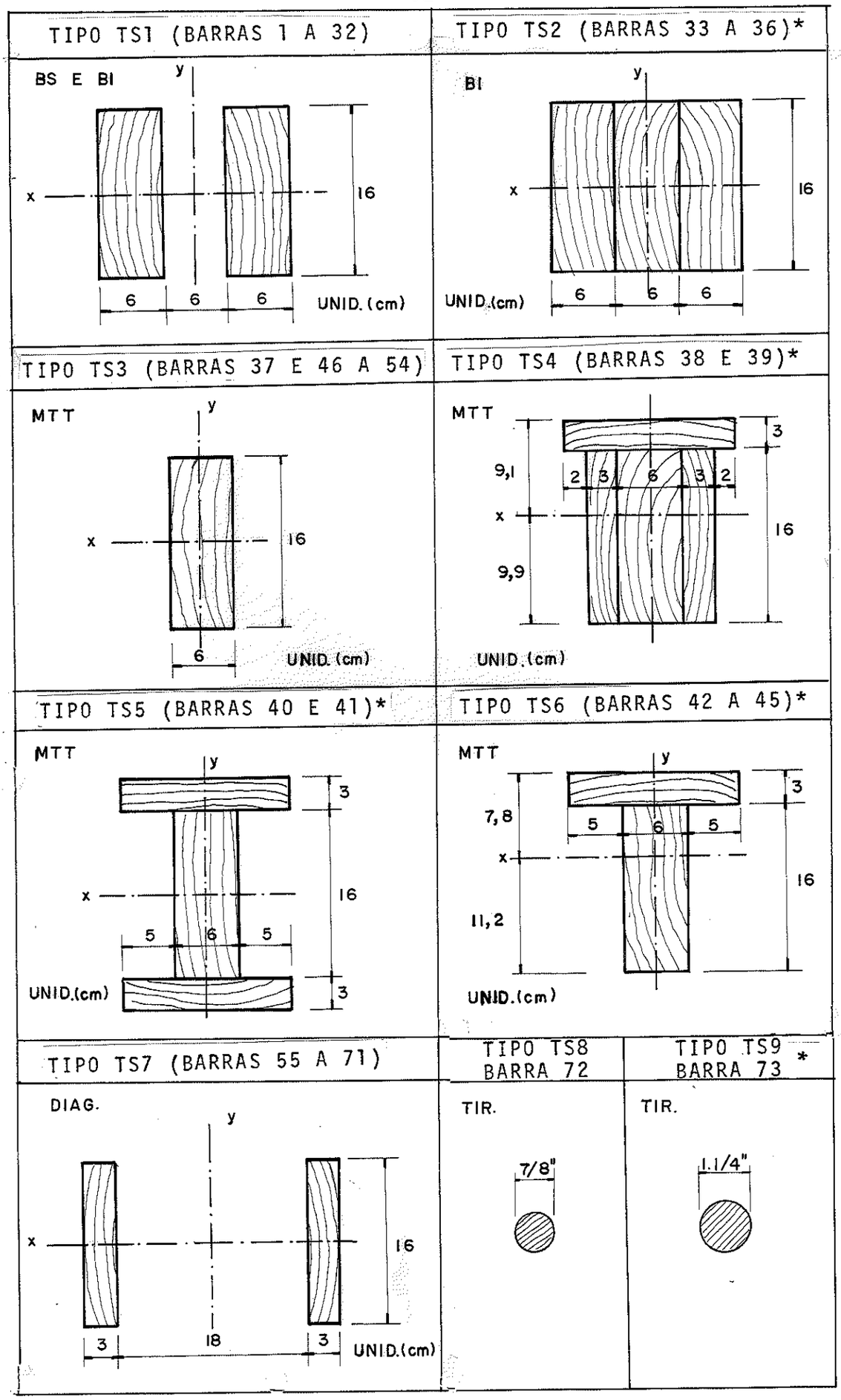


FIG.38 - SEÇÕES CORRIGIDAS DAS BARRAS DA TESOURA

24 - PESO PRÓPRIO DA TESOURA COM AS SEÇÕES CORRIGIDAS

Foram utilizadas duas maneiras de cálculo para determinação do peso próprio da tesoura:

24.1 - Por área de influência

Usando o mesmo artifício da figura 33, será calculada novamente a parcela de peso do madeiramento em cada nó do banzo superior da tesoura (fig.39).

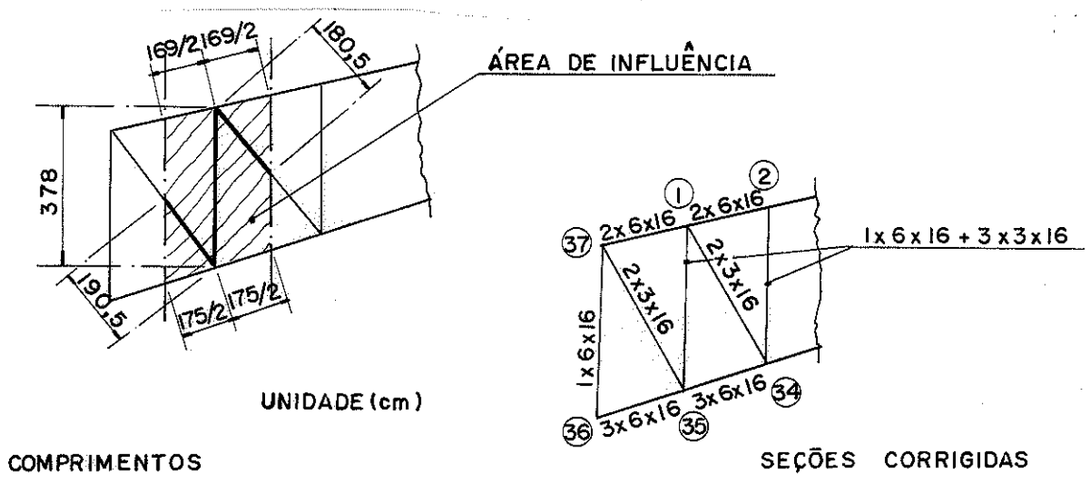


FIG.39 - ÁREA DA TESOURA A CADA NÓ DO BANZO SUPERIOR (EXEMPLO PARA O NÓ 1)

EXEMPLO: Calcular o peso de madeiramento da tesoura distribuído ao nó 1. (P_{M1})

BARRA	COMPRIMENTO	SEÇÃO
Montante (MTT)	378	1x6x16+3x3x16
Banzo superior (esquerda) (BS_E)	169/2= 84,5	2x6x16
Banzo superior (direita) (BS_D)	169/2= 84,5	2x6x16
Diagonal (esquerda) ($DIAG_E$)	381/2=190,5	2x3x16
Diagonal (direita) ($DIAG_D$)	361/2=180,5	2x3x16
Banzo inferior (esquerda) (BI_E)	175/2= 87,5	3x6x16
Banzo inferior (direita) (BI_D)	175/2= 87,5	3x6x16

Os comprimentos das barras foram retirados da figura 20, e as seções da figura 38.

TABELA DE PESO DE MADEIRAMENTO DO NÓ 1

BARRA	VOLUME (m^3)	DENSIDADE (kg/m^3)	PESO(kg)	OBSERVAÇÃO
MTT	0,0907		81,63	Na realidade, bastaria uma única tabela para todas as barras da tesoura, que é a tabela 17.
BS_E	0,0162		14,58	
BS_D	0,0162		14,58	
$DIAG._E$	0,0182	900	16,38	
$DIAG._D$	0,0173		15,57	
BI_E	0,0252		22,68	
BI_D	0,0252		22,68	
			P_{M1}=188	

A tabela 17 contém o peso do madeiramento da tesoura, distribuido a cada nó do banzo superior.

Nó (nº)	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso (kg)	54	188	182	161	148	123	118	114	109	96
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Peso (kg)	93	90	87	85	82	80	78	69	30	

Tabela 17

24.2 - Pesos iguais a cada nó

Para efeito de comparação com a maneira anterior, será determinado o valor do peso próprio da tesoura distribuido a cada nó, calculando-se o peso total e dividindo-se pelo número de nós do banzo superior menos um, devido aos nós de extremidade receberem a metade da carga dos intermediários.

Assim, tem-se:

PESO TOTAL DE MADEIRAMENTO PARA UMA TESOURA(kg)						
BARRAS	COMPOSIÇÃO (cm)	SEÇÃO (m^2)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	VOLUME (m^3)	DENSIDADE (kg/m^3)	PESO (kg)
1 a 32	2x6x16	0,0192	54,92	1,0544		948.96
33 a 36	3x6x16	0,0288	7,00	0,2016		181,44
37 e 46 a 54	1x6x16	0,0096	14,26	0,1368	900	123,12
38 e 39	1x6x16+ 3x3x16	0,0240	7,34	0,1761		158,49
40 e 41	1x6x16+ 2x3x16	0,0192	6,46	0,1240		111,60
42 a 45	1x6x16+ 1x3x16	0,0144	10,28	0,1480		133,20
55 a 71	2x3x16	0,0096	42,26	0,4056		365,04
					P'_{Mtotal}	= 2022

TABELA 18

O peso total do madeiramento da tesoura é de 2022 kg.A carga por nó intermediário será:

$$P'_M/nó = \frac{P'_{M\ total}}{b-1}$$, sendo b o número total de nós no banzo superior

$$P'_M/nó = \frac{2022}{19-1} \cong 112 \text{ kg}$$

Para os nós extremos tem-se:

$$P'_M = \frac{112}{2} = 56 \text{ kg}$$

A seguir, apresenta-se uma tabela onde estão contidos os valores do peso próprio da tesoura, distribuido igualmente a cada nó do banzo superior.

Nó (nº)	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso (kg)	56	112								
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Peso (kg)	112								56	

Tabela 19

24.3 - Comparação entre as duas maneiras de cálculo

Relacionando-se os valores das tabelas 17 e 19, é possível determinar as diferenças existentes entre as duas maneiras de cálculo. Assim, pode-se analisar até que ponto a segunda maneira de cálculo é válida.

A tabela 20 apresenta o resultado da relação entre os pesos atuantes em cada nó do banzo superior da tesoura.

Nó (nº)	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Relação	0,96	1,67	1,62	1,43	1,32	1,09	1,05	1,01	0,97	0,85
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Relação	0,83	0,80	0,77	0,75	0,73	0,71	0,69	0,61	0,53	

Tabela 20

Na tabela 20 observa-se que as maiores diferenças estão nos trechos perto do pilar e da extremidade em balanço. Isto acontece porque a segunda maneira de cálculo considera que a tesoura tem geometria constante, distribuindo pesos iguais a cada nó, provocando algumas vezes aproximações grosseiras.

Como o presente projeto trata de uma estrutura com grande vão livre, é importante utilizar o critério mais próximo possível da realidade, optando-se assim pela primeira maneira de cálculo, analisada no ítem 24.1.

A distribuição de pesos iguais a cada nó pode ser usada geralmente em pré-dimensionamentos ou em estruturas com geometria simétrica ou uniforme.

A figura 40 apresenta o gráfico de distribuição do peso de madeiramento em cada nõ do banzo superior, para as duas maneiras de cálculo.

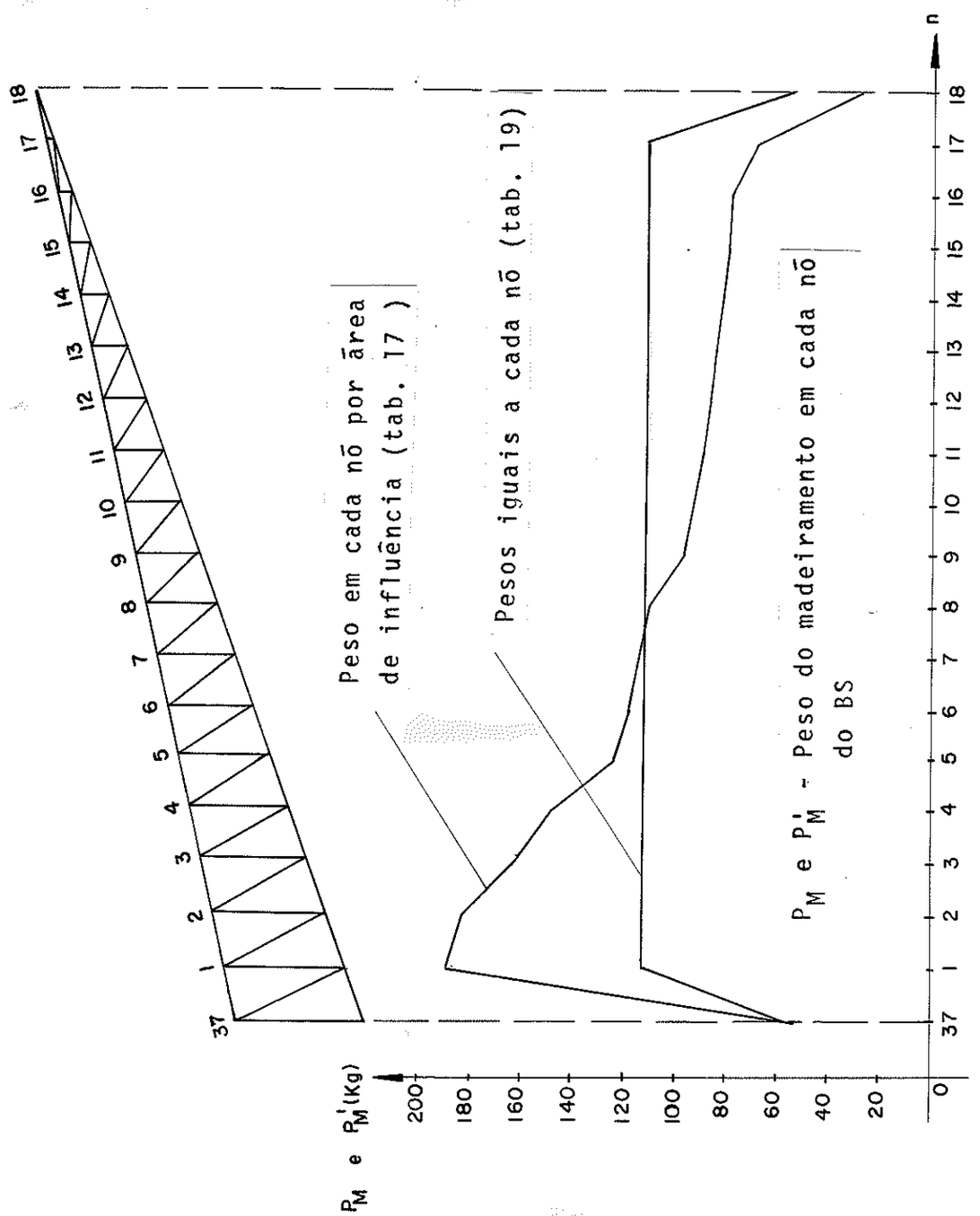


FIG.40 - GRÁFICO DE DISTRIBUIÇÃO DO PESO PRÓPRIO DA TESOURA PELAS DUAS MANEIRAS DE CÁLCULO

25 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES CORRIGIDAS

Na tabela 21 apresenta-se as características geométricas das seções corrigidas, com a finalidade de introduzi-las no programa STRESS final.

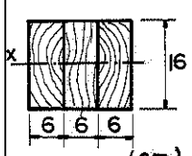
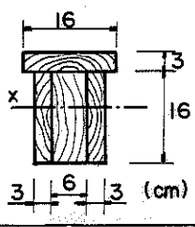
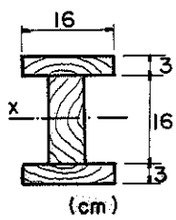
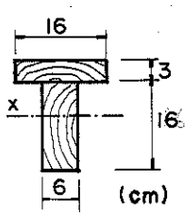
Barra / Tipo	33 a 36	38 a 39	40 a 41	42 a 45	73
Seção					
Área(cm^2)	288	240	192	144	7,910
Momento de inércia (cm^4)	6144	7598	10784	4972	4,988

Tabela 21

26 - PESO PRÓPRIO CORRIGIDO DE ACESSÓRIOS E MATERIAL COMPLEMENTAR

Fez-se primeiramente o pré-dimensionamento das ligações, calculando-se aproximadamente o peso de material atuante em cada nó do banzo superior.

Em seguida, juntando-se com os outros acessórios e material complementar também determinados criteriosamente, foi possível se chegar a resultados bastante significativos.

Finalmente, elaborou-se uma tabela onde são apresentadas todas as cargas atuantes devidas aos acessórios e material complementar do telhado.

Nó (nº)	21	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso (kg)	21	42	42	59	67	93	93	93	93	110
Nó (nº)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Peso (kg)	110	110	110	110	110	110	110	110	94	

Tabela 22

No cálculo da tabela 22 utilizou-se em cada nó as seguintes cargas por metro quadrado de cobertura:

NÓ	CARGA(kg/m^2)
→37, 1 e 2	5
→ 3	7
→ 4	8
→ 5 a 8	11
→ 9 a 17	13
→ 18	18

O peso total dos acessórios e material complementar, sem correção, encontra-se na tabela 12 e vale 1512 kg. O peso corrigido está na tabela 22 e vale 1687 kg.

A diferença entre os dois casos foi de mais ou menos 10%, o que a princípio parece ser irrelevante. Entretanto, importante é a variação de carga em cada nó do banzo superior, que tem o objetivo de alcançar valores bem próximos da realidade.

EXEMPLO: Determinar o peso referente ao nó 7, devido aos acessórios e material complementar da tesoura (valor da tabela 22)

Pela figura 31, a área de influência em cada nó do banzo superior vale:

$$S = 1,69 \times 5,0 = 8,45 \ m^2$$

e o peso no nó 9 será:

$$P_{AC9} = p_{AC} \cdot S = 11 \cdot 8,45 \cong 93 \ kg/nó$$

27 - TABELA FINAL DAS CARGAS VERTICAIS CORRIGIDAS ATUANTES NAS TESOURAS

Colocando-se as tabelas 8, 9, 10, 11, 17 e 22 em um único quadro, para facilitar a somatória dos valores correspondentes, tem-se:

TABELA FINAL DAS CARGAS VERTICAIS CORRIGIDAS ATUANTES NA TESOURA (kg)									
Nº nó	Madeiramento	Terças	Telhas	Acessórios	Total de peso próprio	Vento que carrega	Vento que alivia	Peso próprio + vento que carrega	Peso próprio + vento que alivia
1	-188	-86	-149	-42	-465	-248	496	-713	31
2	-182	-86	-149	-42	-459	-248	496	-707	37
3	-161	-86	-149	-59	-455	-248	496	-703	41
4	-148	-86	-149	-67	-450	-248	496	-698	46
5	-123	-86	-149	-93	-451	-248	496	-699	45
6	-118	-86	-149	-93	-446	-248	496	-694	50
7	-114	-86	-149	-93	-442	-248	496	-690	54
8	-109	-86	-149	-93	-437	-248	496	-685	59
9	-96	-86	-149	-110	-441	-248	496	-689	55
10	-93	-86	-149	-110	-438	-248	496	-686	58
11	-90	-86	-149	-110	-435	-248	496	-683	61
12	-87	-86	-149	-110	-432	-248	496	-680	64
13	-85	-86	-149	-110	-430	-248	496	-678	66
14	-82	-86	-149	-110	-427	-248	496	-675	69
15	-80	-86	-149	-110	-425	-248	496	-673	71
16	-78	-86	-149	-110	-423	-248	496	-671	73
17	-69	-86	-149	-110	-414	-248	496	-662	82
18	-30	-86	-93	-94	-303	-153	306	-456	3
37	-54	-86	-75	-21	-236	-124	248	-360	12

Tabela 23

28 - APLICAÇÃO FINAL DO PROGRAMA STRESS (*)

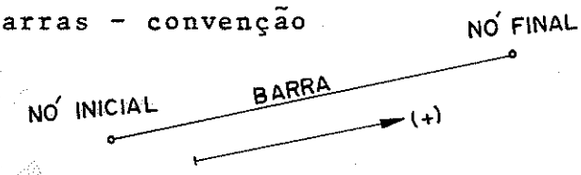
Para utilização do programa STRESS foram considerados dois casos:

a) Esquema estático, duplamente atirantado, para atuação no peso próprio e do vento que carrega;
b) Esquema isostático, para atuação do peso próprio e do vento que alivia. Neste caso, a resistência do tirante é nula.

Para o uso do programa utilizaram-se os mesmos parâmetros anteriores, mudando-se apenas as áreas e os momentos de inércia das barras, cujas seções foram corrigidas (tab.21), e a carga vertical atuante em cada nó do banzo superior (tab.23).

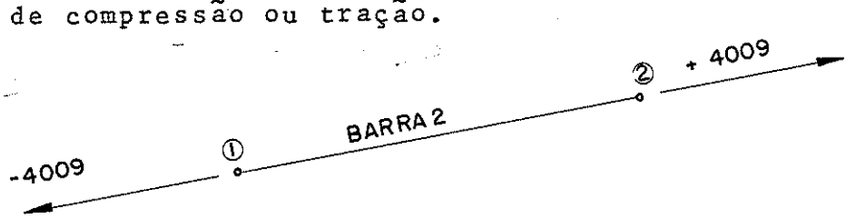
A convenção de sinal para interpretação dos resultados da aplicação final do programa STRESS é a seguinte:

→ Esforço axial nas barras - convenção



EXEMPLO:

Na aplicação final do programa STRESS ao esquema estático duplamente atirantado, verificar se a barra 2 é de compressão ou tração.



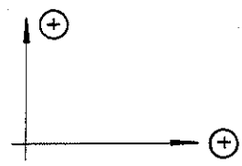
Do programa STRESS final tem-se:

BARRA	NÓ	ESFORÇO AXIAL
2	1	-4009
2	2	+4009

O esforço com o sinal negativo tem o sentido contrário da convenção adotada, e o positivo o mesmo sentido, resultando tração na barra 2.

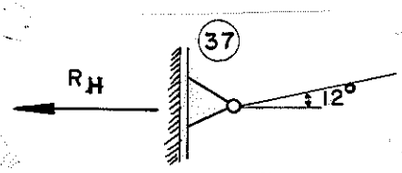
(*) Os valores da tabela 23 foram utilizados no programa STRESS final, através do qual se determinaram as flechas e os esforços nas barras da tesoura.

→ Reação de apoio - convenção



EXEMPLO: Para o nó 37 (apoio), verificar o sentido da reação horizontal obtida na aplicação final do programa STRESS, para o esquema estático duplamente atirantado.

O valor encontrado no programa é de -8107 kg. Como é negativo, é contrário da convenção adotada, ou seja, para o lado esquerdo.



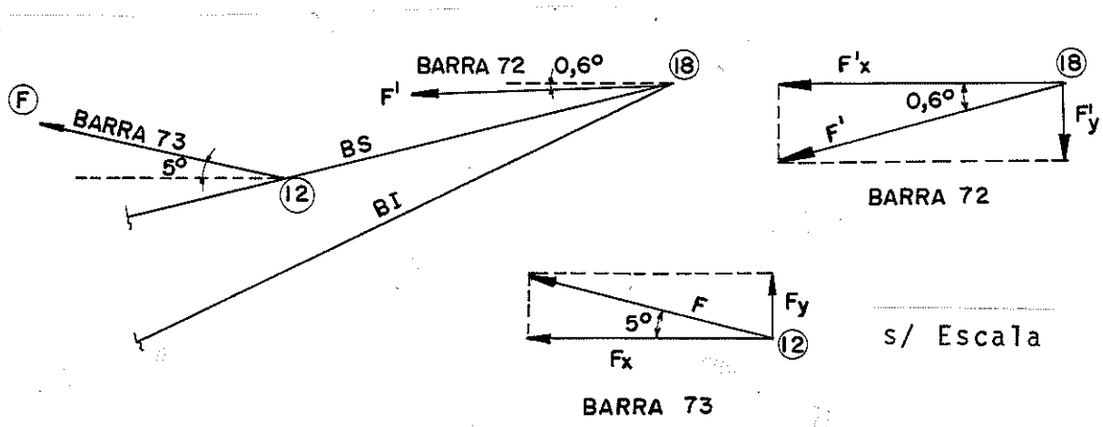
→ Flechas - convenção

É a mesma convenção adotada para a reação de apoio.

29 - VERIFICAÇÃO DA VALIDADE DOS RESULTADOS

29.1 - Esquema estático duplamente atirantado

Como os módulos de elasticidade da madeira e do aço são bastante diferentes, existe a possibilidade de erros grosseiros no cálculo dos esforços do programa STRESS. Em virtude disto, utilizou-se um esquema isostático, com os esforços de tração das duas barras de aço já calculados no programa STRESS final, atuando nos respectivos nós de ligação dos tirantes, e decompostos em duas componentes horizontal e vertical, como mostram os esquemas a seguir:



F e F' = Forças de tração obtidas na utilização final do programa STRESS - esquema estático duplamente atirantado.

Fx, F'x, Fy e F'y = forças de tração atuantes no esquema isostático. No programa de verificação, estes valores já estão somados ao peso próprio e ao vento que carrega.

Nestas condições, efetuando-se os cálculos através do programa STRESS, obteve-se resultado praticamente idêntico para os dois programas em comparação.

O êrro máximo cometido para os esforços nas barras e reações de apoio, foi de 14 kg. Para as flechas, este erro foi de décimos de milímetros.

Assim, o cálculo dos esforços e flechas através do programa STRESS, adotando o esquema estático duplamente atirantado, pode ser aceito sem comprometimento da realidade dos resultados.

30 - ÂNGULOS FORMADOS ENTRE AS BARRAS DE MADEIRA DA TESOURA

Para o detalhe dos nós e dimensionamento das ligações, é necessário definir os ângulos entre as barras da tesoura.

30.1 - Ângulo entre a diagonal e o montante no banzo inferior (αn)

Tomando-se um trecho conhecido na tesoura tem-se:

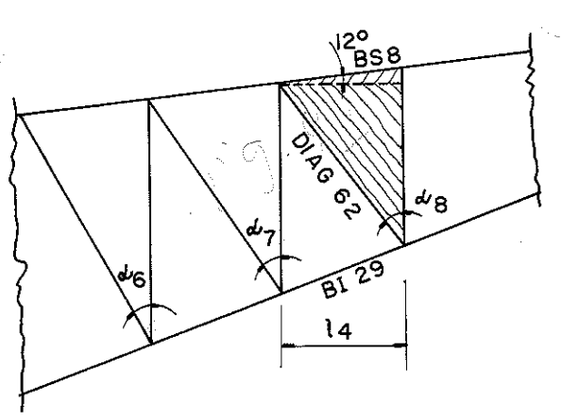


FIG.41 - ÂNGULO ENTRE A DIAGONAL E O MONTANTE NO BANZO INFERIOR

Pelo triângulo menor, hachuriado, fica: (Fig.41)

$\ell_4 = BS_8 . \cos 12^o$ (a)

e no maior:

$\ell_4 = \text{sen}\alpha_8 . \overline{DIAG._{62}}$ (b)

Igualando (a) e (b) tem-se:

$BS_8 . \cos 12^o = \text{sen}\alpha_8 . \overline{DIAG._{62}}$

$$\text{sen}\alpha_8 = \frac{BS_8}{\overline{DIAG._{62}}} . \cos 12^o = \frac{BS_8}{\overline{DIAG._{62}}} . 0,9781$$

Generalizando, isto é, chamando de n o número das barras do banzo superior e do ângulo α, e n+54 o número das diagonais, tem-se:

$$\text{sen}\alpha_n \Big|_{n=1}^{17} = 0,9781 . \frac{BS_n}{\overline{DIAG._{n+54}}}$$

$$\alpha_n \Big|_{n=1}^{17} = \text{arc sen} \quad 0,9781 . \frac{BS_n}{DIAG._{n+54}}$$

EXEMPLO: Calcular o ângulo formado entre o montante e a diagonal 70.

$n+54 = 70 \qquad n=16$

$$\alpha_{16} = \text{arc sen} \left[0,9781 . \frac{BS_{16}}{DIAG._{70}} \right]$$

$$\alpha_{16} = \text{arc sen} \left[0,9781 . \frac{169}{166} \right] \qquad \alpha_{16} \cong 84^o$$

30.2 - Ângulo entre o banzo inferior e a diagonal (βn)

Tomando novamente outro trecho conhecido da tesoura tem-se:

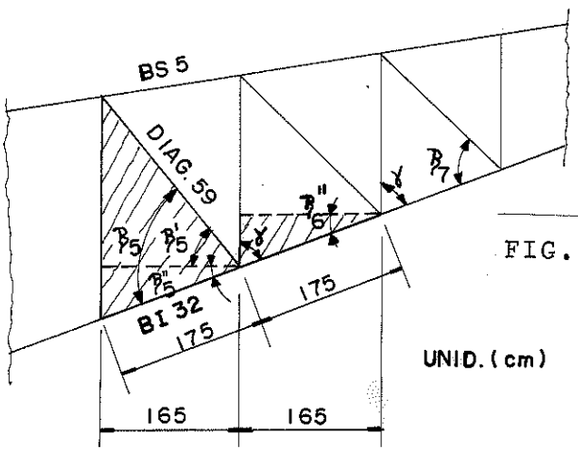


FIG. 42 - ÂNGULO ENTRE O BANZO INFERIOR E A DIAGONAL, E ENTRE O BANZO INFERIOR E O MONTANTE

Pelo triângulo menor, hachuriado, fica: (Fig.42)

$$\cos\beta''_5 = \frac{165}{175} \quad \therefore \quad \beta''_5 = 19{,}46^\circ$$

No triângulo maior tem-se:

$$\cos\beta'_5 = \frac{165}{DIAG._{59}} \qquad \beta'_5 = \text{arc cos}\ \frac{165}{DIAG._{59}}$$

$$\beta_5 = \beta'_5 + \beta''_5 = 19{,}46^\circ + \text{arc cos}\ \frac{165}{DIAG._{59}}$$

generalizando, será chamado de n o número dos ângulos β, e n+54 o número das diagonais.

Assim, tem-se:

$$\beta_n \Big|_{n=1}^{17} = 19{,}46^\circ + \text{arc cos}\ \frac{165}{DIAG._{n+54}}$$

EXEMPLO: Calcular o ângulo formado entre o banzo inferior e a diagonal 57.

$n+54 = 57 \qquad n=3$

$$\beta_3 = 19{,}46^\circ + \text{arc cos } \frac{165}{DIAG._{57}}$$

$$\beta_3 = 19{,}46^\circ + \text{arc cos } \frac{165}{341} \cong 80^\circ$$

30.3 - Ângulo entre o banzo inferior e o montante (γ)

Pela figura 42, no triângulo hachuriado do lado direito tem-se:

$$\text{sen}\gamma = \frac{165}{175} \qquad \gamma \cong 71^\circ$$

Através da figura 43 tem-se uma visão geral dos ângulos formados no banzo inferior, entre as barras da tesoura.

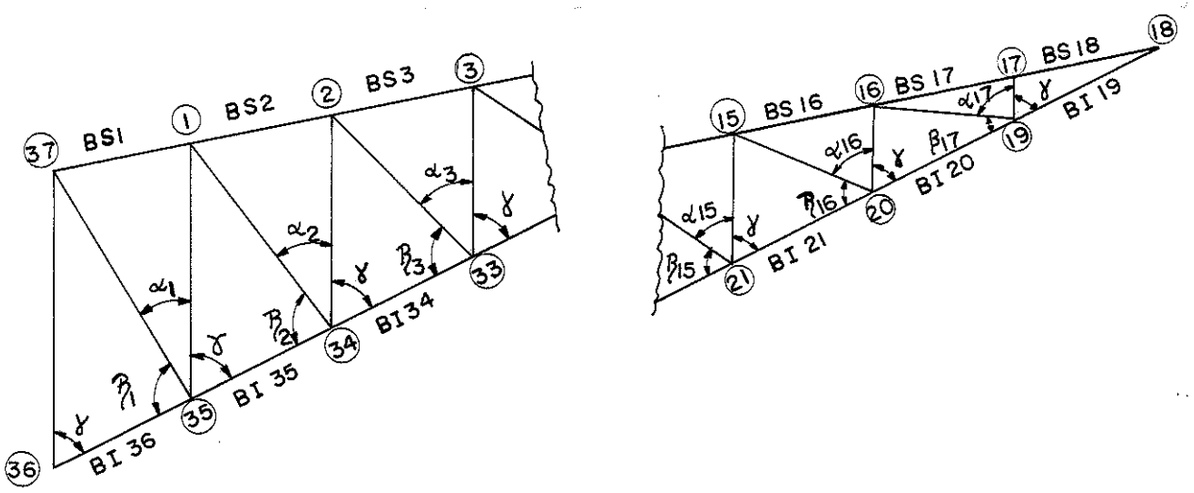


FIG.43 - ÂNGULO FORMADO NO BANZO INFERIOR

NOTA: Os comprimentos das barras do banzo inferior, superior e diagonais foram retirados da fig.20.

A tabela a seguir contém todos os ângulos formados entre as barras da tesoura no banzo inferior, calculados através das expressões genéricas anteriores.

ÂNGULOS FORMADOS ENTRE AS BARRAS DA TESOURA NO BANZO SUPERIOR (GRAUS)																	
ÍNDICE n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Nº nó / ÂNGULO	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19
α_n	25	27	29	30	32	35	38	41	44	48	53	58	64	70	78	84	90
β_n	84	82	80	79	77	74	71	68	65	61	56	51	45	39	31	25	19
γ	71 (inclusive no nó 36)																

Tabela 24

30.4 - <u>Ângulo entre o banzo superior e a diagonal</u> (θ_N)

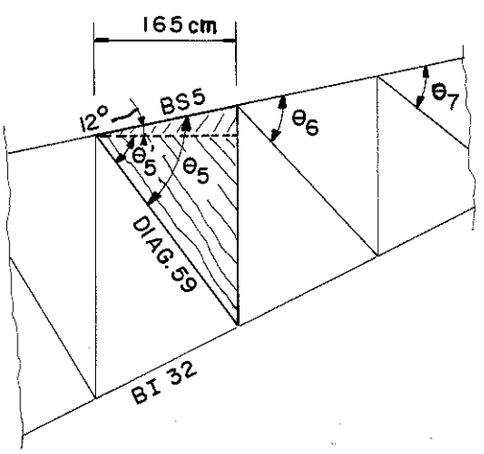


FIG.44 - ÂNGULO ENTRE O BANZO SUPERIOR E A DIAGONAL

Pelo triângulo maior, hachuriado, tem-se: (Fig.44)

$$\cos\theta'_5 = \frac{165}{DIAG._{59}} \qquad \theta'_5 = \text{arc cos}\ \frac{165}{DIAG._{59}}$$

$$\theta_5 = 12^\circ + \theta'_5 = 12^\circ + \text{arc cos}\ \frac{165}{DIAG._{59}}$$

Generalizando, será chamado de n o número dos ângulos θ, e n+54 o número das diagonais. Assim, fica:

$$\theta_N \Big|_{n=1}^{17} = 12^o + \text{arc cos} \frac{165}{DIAG._{N+54}}$$

EXEMPLO: Calcular o ângulo formado entre o banzo superior e a diagonal 70.

$n+54 = 70 \qquad n=16$

$$\theta_{16} = 12^o + \text{arc cos} \frac{165}{DIAG._{70}}$$

$$\theta_{16} = 12^o + \text{arc cos} \frac{165}{166} \qquad \theta_{16} \cong 18^o$$

30.5 - Ângulo entre a diagonal e o montante no banzo superior (ρ_N)

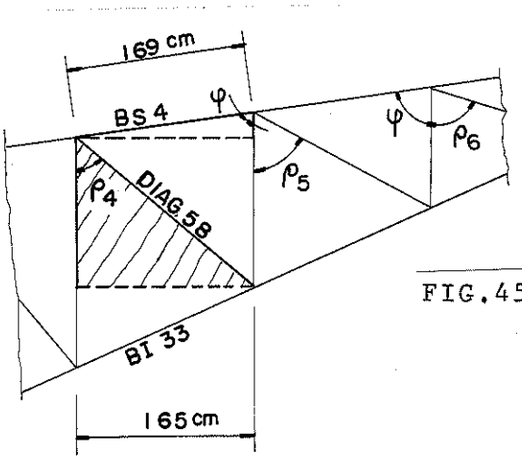


FIG.45 - ÂNGULO ENTRE A DIAGONAL E O MONTANTE E ENTRE O BANZO SUPERIOR E O MONTANTE

Considerando o triângulo maior, hachuriado, tem-se:

$$\text{sen}\rho_4 = \frac{165}{DIAG._{58}} \qquad \rho_4 = \text{arc sen} \frac{165}{DIAG._{58}}$$

Generalizando, chamando de n o número dos ângulos ρ e n+54 o número das diagonais fica:

$$\rho_n \Big|_{n=1}^{17} = \text{arc sen } \frac{165}{DIAG._{n+54}}$$

EXEMPLO: Calcular o ângulo formado entre o montante e a diagonal 71.

n+54 = 71 n=17

$$\rho_{17} = \text{arc sen } \frac{165}{DIAG._{71}} = \text{arc sen } \frac{165}{165} \qquad \rho_{17} = 90^o$$

30.6 - Ângulo entre o banzo superior e o montante (φ)

Pela figura 45, no triângulo menor, hachuriado, tem-se:

$$\text{sen } \varphi = \frac{165}{169} \quad \therefore \varphi \cong 77^o$$

A figura a seguir apresenta o posicionamento dos ângulos formados entre as barras da tesoura.

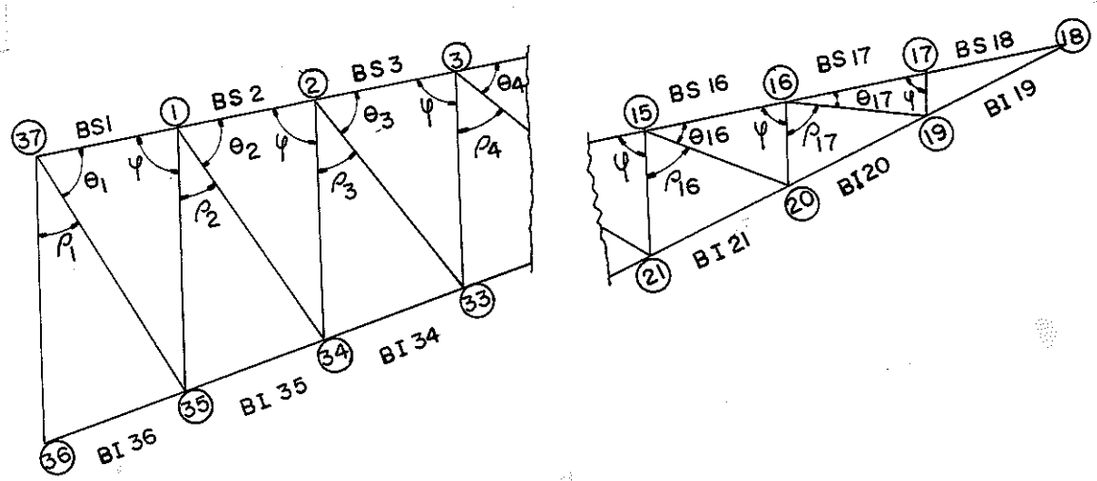


FIG.46 - ÂNGULOS FORMADOS NO BANZO SUPERIOR

A tabela 25 contém todos os ângulos formados no banzo superior, calculados através das expressões genéricas deduzidas.

ÂNGULOS FORMADOS ENTRE AS BARRAS DA TESOURA NO BANZO SUPERIOR (GRAUS)																	
ÍNDICE n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Nº Nó / ÂNGULO	37	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
θ_N	76	75	73	71	69	67	64	61	57	53	49	43	38	31	24	18	12
ρ_N	27	28	30	32	34	36	39	42	46	50	54	60	65	72	79	85	90
φ	X	77 (incluído o nó 17)															

Tabela 25

As pequenas variações nos resultados das tabelas 24 e 25 são devidas às aproximações de cálculo das fórmulas genéricas.

31 - NOÇÕES DE ESTRUTURA DE AÇO (17)

Devido a possíveis falhas das propriedades mecânicas da matéria-prima e dos processos de execução das fábricas, bem como devido aos possíveis casos de sobrecarregamento das estruturas, é necessário prever uma reserva de capacidade no dimensionamento das seções através da utilização de coeficientes de segurança.

A variação da tensão de escoamento (σe), depende dos limites de tolerância admitidos nos processos normais de fabricação dos aços. Assim, para o aço carbono com aproximadamente 100 anos de experiência acumulada, admite-se como caso acidental extremo a diminuição da tensão normalizada de 10%. Entretanto, para os novos aços como os de baixa liga admite-se essa diminuição de até 15%.

Tem-se constatado em outros países, através de dados estatísticos, que em casos de graves erros de exploração das estruturas, os limites máximos de variação das cargas reais, em relação aos valores normativos previstos, geralmente não ultrapassam 20% para as cargas permanentes e 50% para as cargas acidentais. Então, os coeficientes de sobrecarregamento seriam:

$K_p = 1,2$ (para as cargas permanentes)

$K_A = 1,5$ (para as cargas acidentais)

Quando a estrutura está solicitada predominantemente pelas cargas permanentes, com baixo coeficiente de sobrecarregamento, qualquer causa externa com efeito não considerado pode esgotar sua capacidade. A fim de se evitar essa influência sobre a reserva da capacidade da estrutura, para o caso de cargas permanentes ultrapassarem 50% das cargas totais, isto é,

$$N_p > 0,5(N_p + N_A)$$

o valor do coeficiente de sobrecarregamento será determinado pela fórmula:

$$K_p = 1,20+0,2 \cdot \left[\frac{N_p}{N_p + N_A} - 0,5\right]$$

O valor de K_p também pode ser determinado na fig.47 e na tabela 26.

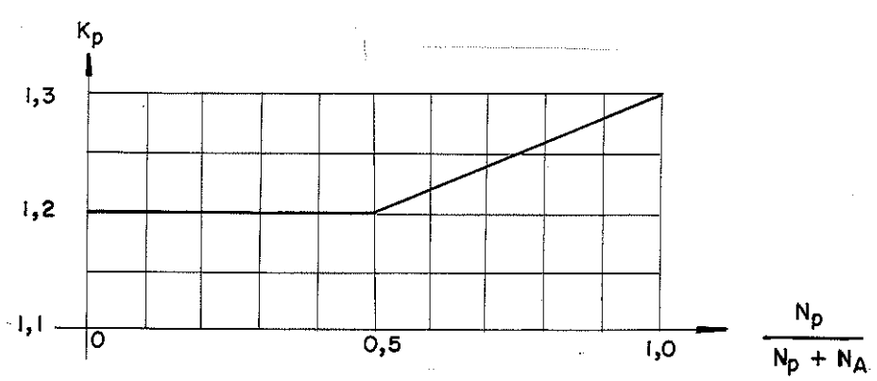


FIG.47 - GRÁFICO DE DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE SOBRECARREGAMENTO K_p

$\frac{N_p}{N_p+N_A}$	K_p
0	1,20
0,1	1,20
0,2	1,20
0,3	1,20
0,4	1,20
0,5	1,20
0,6	1,22
0,7	1,24
0,8	1,26
0,9	1,28
1,0	1,30

Tabela 26

Além do método anterior, que considera o coeficiente de segurança, existe o método da tensão admissível, utilizado desde o começo da prática da construção e tradicionalmente aplicado até hoje. Nesse método, as cargas são consideradas com os seus valores normativos, sem majoração, e as tensões admissíveis representam uma parte da tensão de escoamento, e são obtidas pela divisão dessa tensão σ_e pelo coeficiente de segurança.

Para os casos de tração axial, tração na flexão e compressão na flexão, quando a flambagem lateral é impedida, as tensões admissíveis para o aço carbono são:

$\bar{\sigma} = \frac{\sigma e}{1,71} = \frac{2400}{1,71} = 1400$ kg/cm^2 (para as cargas permanentes e acidentais principais)

$\bar{\sigma} = \frac{\sigma e}{1,43} = \frac{2400}{1,43} = 1680$ kg/cm^2 (para as cargas permanentes, acidentais principais e secundárias agindo simultaneamente)

Para os aços de baixa liga, a Norma Brasileira (NB-14) não especifica nenhuma tensão admissível. Desta forma são mantidos os mesmos coeficientes médios de segurança do aço carbono.

Para o dimensionamento das chapas de aço, submetidas à tração axial, serão considerados dois processos:

- Cargas limite
- Tensões admissíveis

No primeiro processo, a tensão atuante relativa à tensão limite é:

$$\sigma = \frac{N_{lim}}{S_{BR}} \leq \sigma_{lim} \qquad \text{sendo}$$

$N_{lim} = K_p \cdot N_p + 1,5 \cdot N_A$ e

S_{BR} = área bruta

σ = tensão atuante

σ_{lim} = tensão limite

N_{lim} = carga limite

K_p = coeficiente de sobrecarregamento para as cargas permanentes

K_A = Coeficiente de sobrecarregamento para as cargas acidentais

N_p = carga permanente retirada da aplicação final do programa STRESS

N_A = carga acidental retirada da aplicação final do programa STRESS

Sabe-se também que $\sigma_{lim} = C_V \cdot \sigma_e$, sendo C_V o coeficiente que prevê a diminuição ocasional da tensão de escoamento do material.

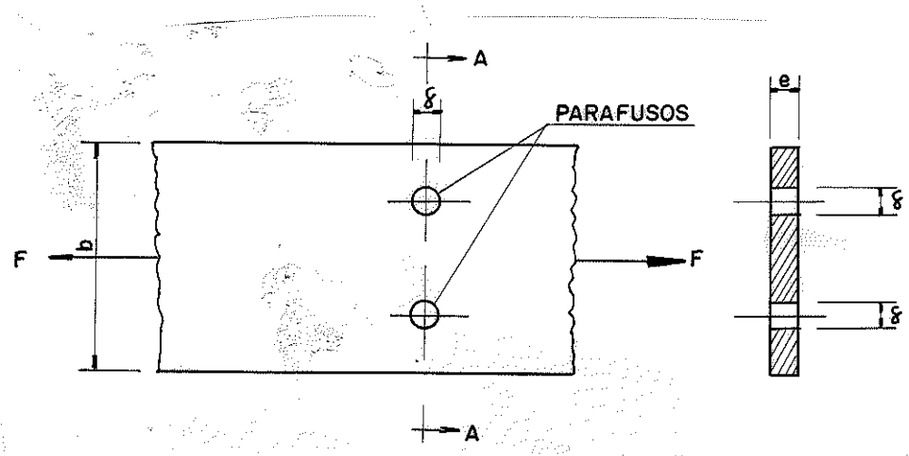
→ $C_V = 0,9$ (para o aço carbono)

→ $C_V = 0,85$ (para os aços de baixa liga)

No caso de ligações parafusadas, o esforço N_{lim} deve passar através da seção enfraquecida (S_{liq}), provocando a seguinte tensão:

$$\sigma = \frac{N_{lim}}{S_{liq}} \leqslant \sigma_{lim}$$

Tomando-se como exemplo a seção retangular, tem-se:



$S_{liq} = b.e - 2.e.\delta$

$S_{liq} = e(b-2\delta)$

e = espessura da chapa

b = largura da chapa

No dimensionamento pelas tensões admissíveis, a tensão atuante relativa à tensão admissível é:

$$\sigma = \frac{N_{total}}{S_{liq}} \leqslant \bar{\sigma} \quad , \quad \text{sendo}$$

N_{total} = carga permanente + acidental, obtida do programa STRESS final ,

$\bar{\sigma}$ = tensão admissível e

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{1,71}$$

σ_e = tensão de escoamento do aço carbono

O número de parafusos de ligação entre chapas de aço e barras de madeira, será determinado através de tres verificações:

31.1 - Capacidade da ligação por cisalhamento do parafuso

a) Dimensionamento pelas cargas limites

A força admissível por parafuso será:

$$\bar{F} = \frac{\pi.\delta^2}{4} . \tau_{lim} \quad , \quad \text{sendo} \quad \tau_{lim} = 0,75\ \sigma_{lim} \ ,$$

$$\sigma_{lim} = C_V.\sigma_e \qquad \text{e}$$

$\bar{F}$ = força admissível por parafuso

δ = diâmetro do parafuso

τ_{lim} = tensão de cisalhamento limite.

Calculando-se o número de parafusos tem-se:

$$\text{Nº parafusos} = \frac{N_{lim}}{\bar{F}}$$

b) Dimensionamento pelas tensões admissíveis

A expressão da força admissível por parafuso é a mesma do item a, modificando-se apenas a tensão limite. Tem-se então:

$$\tau_{lim} = 0,75\ \bar{\sigma}$$

$$\text{Nº parafusos} = \frac{N_{total}}{\bar{F}}$$

31.2 - Capacidade da ligação ao esmagamento do parafuso

a) Dimensionamento pelas cargas limites

A força admissível por parafuso será:

$$\bar{F} = (\delta.e).\sigma_{ESM} \quad , \quad \text{sendo} \quad \sigma_{ESM} = 2\sigma_{lim} \qquad \text{e}$$

$$\sigma_{lim} = C_V.\sigma_e$$

Calculando-se o número de parafusos fica:

$$\text{Nº parafusos} = \frac{N_{lim}}{\bar{F}}$$

b) Dimensionamento pelas tensões admissíveis

A expressão da força admissível por parafuso é a mesma do ítem a, modificando-se apenas a tensão de esmagamento limite.

$$\sigma_{ESM} = 2\bar{\sigma}$$

O número de parafusos será:

$$\text{Nº de parafusos} = \frac{N_{total}}{\bar{F}}$$

Em cada verificação, toma-se como resultado o que oferece maior segurança.

OBS: No dimensionamento de tirantes rosqueados, deve-se minorar a carga limite em 20%, devido à redução da seção.

$$S_{liq} = 0{,}8\ S_{BR}$$

A terceira verificação é pela capacidade da ligação por resistência da madeira, analisada no capítulo 34, e trata das ligações em peças de madeira através de parafusos.

32 - VERIFICAÇÃO FINAL DAS SEÇÕES DAS BARRAS DA TESOURA

Com os esforços das barras da tesoura obtidos através da utilização final do programa STRESS, será feita a verificação de resistência de todas as seções.

Procurou-se, na aplicação final do programa STRESS utilizar as seções reais de projeto, com a finalidade de obter flechas e esforços nas barras da tesoura mais próximos da realidade.

Explicar-se-á como proceder genericamente no cálculo das barras de madeira sujeitas a esforços de tração e compressão. A seguir, apresentam-se exemplos práticos de cada caso estudado.

Na verificação dos esforços de tração nas barras de madeira, será considerada a seção bruta da peça, isto é, não haverá desconto dos furos de passagem dos parafusos, porque os esforços de tração geralmente são de valor diminuto em relação à capacidade de carga das peças.

32.1 - Barras sujeitas a esforços de tração

Devido à sua formação e estrutura anatômica, a madeira apresenta grande resistência à tração paralela às fibras.

A tensão atuante de tração, comparada com a tensão admissível na tração paralela, de acordo com o art.53 da NB-11, vale:

$$\sigma_t = \frac{P_t}{S} \leqslant \bar{\sigma}_t \ , \quad \text{sendo} \quad \bar{\sigma}_t = 0{,}15\ \sigma_F \qquad \text{e}$$

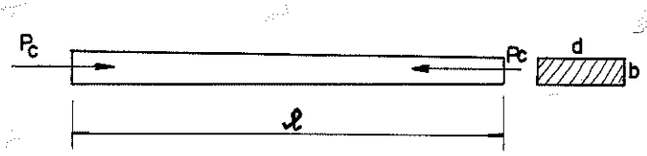
P_t = esforço atuante de tração

σ_F = tensão média de ruptura à flexão estática, de acordo com os Métodos Brasileiros MB-26.

32.2 - Barras sujeitas a esforços de compressão

As dimensões da seção das peças de madeira, geralmente são pequenas, comparadas com o seu comprimento. De acordo com o art.36 da NB-11, não é permitido o emprego de peças comprimidas, cujo comprimento livre exceda 40 vezes a menor dimensão da seção transversal correspondente.

$$\ell_{max} \leqslant 40\ b$$



Tendo o comprimento da barra e o raio de giração da seção, pode-se determinar a esbeltez máxima.

Para a seção retangular tem-se:

Raio de giração: $i^2 = \frac{J}{S}$ onde $i^2_{min} = \frac{\frac{d.b^3}{12}}{d.b}$

$$i_{min} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Índice de esbeltez: $\lambda = \frac{\ell}{i}$, onde

$$\lambda_{max} = \frac{\ell_{max}}{i_{min}} = \frac{40b}{\frac{b}{\sqrt{12}}} \cong 138,5$$

Toma-se $\lambda_{max} = 140$, como o valor máximo admissível do coeficiente de esbeltez.

Para o dimensionamento das peças submetidas a esforços de compressão paralela, adota-se o valor de $\bar{\sigma}_c = 0,2\ \sigma_C$ (art.51, NB-11) sendo σ_C a tensão limite obtida nos ensaios de compressão paralela, para madeira verde, feitos de acordo com os Métodos Brasileiros ... MB-26.

Pode ocorrer o efeito de instabilidade na compressão paralela, com cargas atuantes inferiores à admissível. Este é o fenômeno da flambagem.

Euler (19) determinou valores de cargas críticas de flambagem, para peças de mesma seção transversal e comprimentos diferentes, usando carga axial, eixo retilíneo e material isotrópico.

A expressão da carga crítica de flambagem nas barras biarticuladas é:

$$P_{f\ell} = \frac{\pi^2 . E . J}{\ell^2_{f\ell}} \quad , \quad \text{sendo}$$

$P_{f\ell}$ = carga crítica de flambagem

E = módulo de elasticidade

J = momento de inércia

$\ell_{f\ell}$ = comprimento de flambagem da barra

No dimensionamento das barras de madeira, sujeitas a esforços de compressão paralela, deve-se considerar tres casos:

a) peças curtas

b) peças intermediárias

c) peças longas

Desenvolvendo cada um dos tres casos tem-se:

a) Peças curtas

Pelo art.51 da NB-11, quando $\lambda \leq 40$ tem-se:

$$\sigma_c = \frac{P_c}{S} \leqslant \bar{\sigma}_c \quad , \text{ sendo}$$

σ_c = tensão atuante de compressão

P_c = esforço atuante de compressão

b) Peças intermediárias

Pelo art.52a da NB-11, quando $40 < \lambda \leqslant \lambda_o$ tem-se:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\lambda - 40}{\lambda_o - 40}\right), \text{ sendo}$$

$\bar{\sigma}_{fl}$ = tensão admissível de flambagem

$\bar{\sigma}_c$ = tensão admissível na compressão paralela

O valor de λ_o será visto a seguir

c) Peças longas

Como a carga de Euler foi determinada com base na elasticidade do material, a expressão da tensão de flambagem é válida até à tensão limite de proporcionalidade.

$$P_{fl} = \frac{\pi^2 . E . J}{\ell^2_{fl}}$$

Como $\ell^2_{fl} = \lambda^2 \cdot i^2$, e $\ell^2_{fl} = \lambda^2 \cdot \frac{J}{S}$, tem-se:

$$\sigma_{fl} \cdot S = \frac{\pi^2 . E . J}{\lambda^2 . J/S} \quad , \text{ onde} \quad \sigma_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \leqslant \sigma_p$$

Para que não aconteça a flambagem, toma-se o valor 4 como coeficiente de segurança, e na equação de Euler determina-se o valor mínimo λ_o do coeficiente de esbeltez para o qual é válida a expressão de Euler.

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2} \leqslant \bar{\sigma}_p \quad , \quad \text{sendo} \quad \bar{\sigma}_p = \frac{2}{3}\,\bar{\sigma}_c$$

$$\frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2_o} = \frac{2}{3}\,\bar{\sigma}_c \qquad \lambda^2_o = \frac{3}{8} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{\bar{\sigma}_c}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{3\pi^2 . E}{8\ \bar{\sigma}_c}} \qquad \text{(Art.52b da NB-11)}$$

OBS: Para a Peroba Rosa $\lambda_o = 64$. A tensão admissível de flambagem para a Peroba Rosa pode ser determinada na tabela 27, em função do coeficiente de esbeltez.

TENSÃO ADMISSÍVEL DE FLAMBAGEM EM FUNÇÃO DE λ (kg/cm^2)										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
40	85,0	83,8	82,6	81,5	80,3	79,1	77,9	76,7	75,6	74,4
50	73,2	72,0	70,8	69,7	68,5	67,3	66,1	64,9	63,8	62,6
60	61,4	60,2	59,0	57,8	56,7	54,9	53,3	51,7	50,2	48,8
70	47,4	46,0	44,8	43,6	42,4	41,3	40,2	39,1	38,2	37,2
80	36,3	35,4	34,5	33,7	32,9	32,1	31,4	30,7	30,0	29,3
90	28,7	28,0	27,4	26,8	26,3	25,7	25,2	24,7	24,2	23,7
100	23,2	22,8	22,3	21,9	21,5	21,1	20,7	20,3	19,9	19,5
110	19,2	18,8	18,5	18,2	17,9	17,6	17,2	17,0	16,7	16,4
120	16,1	15,9	15,6	15,3	15,1	14,9	14,6	14,4	14,2	13,9
130	13,7	13,5	13,3	13,1	12,9	12,7	12,5	12,4	12,2	12,0
140	11,8									

Tabela 27

Nos exemplos a seguir, o esforço atuante nas barras de madeira foi obtido do programa STRESS final.

32.3 - Exemplos de aplicação

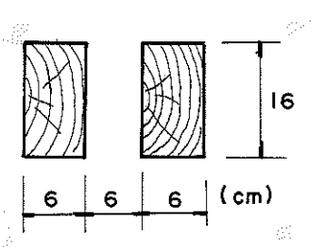
EXEMPLO: Verificar se a barra 1, sujeita a um esforço de tração de 6136 kg, é possível com a seção de 2(6x16).

$P_t = 6136$ kg

$S = 2(6x16) = 192$ cm^2

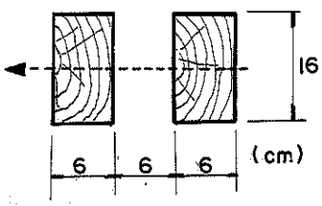
$\bar{\sigma}_t = 135$ kg/cm^2

$\bar{P}_t = \bar{\sigma}_t \cdot S = 135x192$



$\bar{P}_t = 25920$ kg $\qquad \bar{P}_t > P_t$

EXEMPLO: Verificar se a barra 32, sujeita a um esforço de compressão de 16119 kg, é possível com a seção de ... 2(6x16).



$P_c = 16119$ kg

$S = 2(6x16) = 192 \text{ cm}^2$

$J_{min} = 2 . \frac{6x16^3}{12} = 4096 \text{ cm}^4$

$i^2_{min} = \frac{J_{min}}{S} = \frac{4096}{192} \qquad i_{min} = 4,61$ cm

$\ell_{fl} = 175$ cm (ver fig.20)

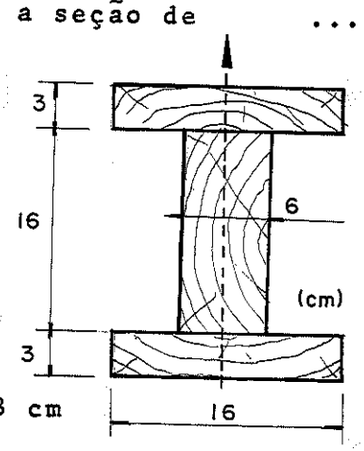
$\lambda_{max} = \frac{\ell_{fl}}{i_{min}} = \frac{175}{4,61} = 38.$ Como $\lambda_{max} < 40$ tem-se peça curta.

Para $\bar{\sigma}_c = 85 \text{ kg/cm}^2$:

$\bar{P}_c = \bar{\sigma}_c . S = 85 . 192 = 16320$ kg

$\bar{P}_c > P_c$

EXEMPLO: Verificar se a barra 40 sujeita a um esforço de compressão de 4189 kg, é possível com a seção de ... 1(6x16) + 2(3x16)



$P_c = 4189$ kg

$S = 6x16 + 2(3x16) = 192 \text{ cm}^2$

$J_{min} = 2 . \frac{3.16^3}{12} + \frac{16.6^3}{12} = 2336 \text{ cm}^4$

$i^2_{min} = \frac{J_{min}}{S} = \frac{2336}{192} \qquad i_{min} = 3,48$ cm

$\ell_{fl} = 334$ cm (ver fig.20)

$\lambda_{max} = \frac{\ell_{fl}}{i_{min}} = \frac{334}{3,48} = 95$

Como $\lambda_o < \lambda_{max} < 140$, tem-se peça longa.

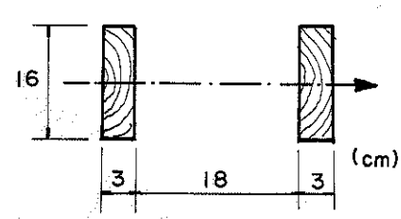
$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 . E}{4\lambda^2} = \pi^2 \cdot \frac{94100}{4 \cdot 95^2} = 25,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Este valor também pode ser determinado pela tabela 27.

$$\bar{P}_{fl} = \bar{\sigma}_f \cdot S = 25,7x192 = 4934 \text{ kg}$$

$$\bar{P}_{fl} > P_c$$

<u>EXEMPLO</u>: Verificar se a barra 60, sujeita a um esforço de compressão de 529 kg, é possível com a seção de ... 2(3x16).



$P_c = 529$ kg

$S = 6x16 = 96 \text{ cm}^2$

$$J_{min} = 2 \cdot \frac{3.16^3}{12} = 2048 \text{ cm}^4$$

$$i^2_{min} = \frac{J_{min}}{S} = \frac{2048}{96} \qquad i_{min} = 4,61 \text{ cm}$$

$\ell_{fl} = 286$ cm (ver fig.20)

$$\lambda_{max} = \frac{\ell_{fl}}{i_{min}} = \frac{286}{4,61} = 62$$

$\lambda_o = 64$ (Peroba Rosa)

Como $40 < \lambda_{max} < \lambda_o$ tem-se peça intermediária.

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \cdot (1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\lambda - 40}{\lambda_o - 40}) = 85(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{62-40}{64-40}) = 59 \text{ kg/cm}^2.$$

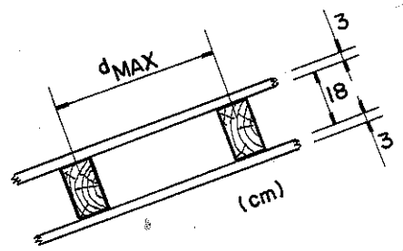
Este valor também pode ser determinado pela tabela 27.

$$\bar{P}_{fl} = \bar{\sigma}_{fl} \cdot S = 59 \cdot 96 = 5664 \text{ kg}$$

$$\bar{P}_{fl} > P_c$$

O resultado anterior é válido para o caso em que as duas peças da barra atuem em conjunto. Considerando-se cada peça isoladamente, e recebendo cada uma, metade da carga atuante na barra, tem-se:

$$\frac{P_c}{2} = 265 \text{ kg}$$



$$S = 3x16 = 48 \text{ cm}^2$$

$$J_{min} = \frac{16 \cdot 3^3}{12} = 36 \text{ cm}^4$$

$$i^2_{min} = \frac{J_{min}}{S} = \frac{36}{48} \qquad i_{min} = 0,866 \text{ cm}$$

Tomando-se $\lambda = 140$, pode-se determinar o máximo comprimento de flambagem que cada peça pode ter isoladamente, sem contraventamento, representando a máxima distância entre enchimentos.

$$d_{max} = \lambda_{max} \cdot i_{min} = 140 \cdot 0,866 \cong 121 \text{ cm}$$

Calculando-se o esforço admissível de cada peça isolada, com o comprimento de flambagem de 120 cm, tem-se:

$$\lambda_{max} = \frac{d_{max}}{i_{min}} = \frac{120}{0,866} \cong 139$$

Como $\lambda_o < \lambda_{max} < 140$, tem-se peça longa

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 94100}{4 \cdot 139^2} \cong 12 \text{ kg/cm}^2.$$

Este valor também pode ser determinado na tabela 27.

$$\bar{P}_{fl} = \bar{\sigma}_{fl} \cdot S = 12 \cdot 48 = 576 \text{ kg (para cada peça isolada)}$$

$$\bar{P}_{fl} > \frac{P_c}{2}$$

Como o comprimento total da barra 40 é de 286 cm, deve-se colocar dois enchimentos para tornar as peças isoladas com comprimento de flambagem menor que 120 cm.

<u>EXEMPLO</u>: Verificar se a barra 72 (tirante), sujeita a um esforço de tração de 3997 kg, é possível com o diâmetro 7/8" (2,22 cm).

$$S_{BR} = \frac{\pi \cdot 2,22^2}{4} = 3,87 \text{ cm}^2$$

$$P_t = 3997 \text{ kg}$$

$N_p + N_A = P_t = 3997$ kg

$N_A = 56\%\ N_p = 0{,}56\ N_p$ (tabela 23)

Resolvendo tem-se:

$N_p = 2562$ kg e $N_A = 1435$ kg

Como $N_p > 50\%\ (N_p + N_A)$, tem-se

$$K_p = 1{,}2 + 0{,}2 \left[\frac{N_p}{N_p + N_A} - 0{,}5 \right]$$

$$K_p = 1{,}2 + 0{,}2 \left[\frac{2562}{2562 + 1435} - 0{,}5 \right]$$

$K_p = 1{,}22$

Este valor pode ser tirado da fig.47 ou da tabela 26.

a) Dimensionamento pelas cargas limites

$N_{lim} = K_p . N_p + 1{,}5 . N_A$

$N_{lim} = 1{,}22 . 2562 + 1{,}5 . 1435 = 5278$ kg

$$\sigma = \frac{N_{lim}}{S_{liq}}$$

Como o tirante será rosqueado numa chapa de aço, considera-se a redução da seção de mais ou menos 20%.

$$\sigma = \frac{N_{lim}}{0{,}8 S_{BR}} \qquad \sigma = \frac{5278}{0{,}8 . 3{,}87} \qquad \sigma = 1705\ kg/cm^2$$

Utilizando aço de construção, comum, tipo CA-32, tem-se:

$\sigma_{lim} = 0{,}9\ \overline{\sigma_e} = 0{,}9 . 3200 = 2880\ kg/cm^2$

$\sigma < \sigma_{lim}$

b) Dimensionamento pelas tensões admissíveis

$$N_{total} = P_t = 3997 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N_{total}}{S_{liq}} = \frac{3997}{0,8S_{BR}} = \frac{3997}{0,8.3,87} = 1291 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{1,71} = \frac{3200}{1,71} = 1871 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < \bar{\sigma}$$

Todos os esforços de tração e compressão usados nos exemplos de aplicação foram obtidos na utilização final do programa STRESS

32.4 - Tabela de resultados

A seguir apresenta-se a tabela 28, mostrando o cálculo da carga admissível em cada barra da tesoura, e sua comparação com os esforços retirados do programa STRESS final.

Para que a seção das barras da tesoura suporte os esforços de tração e/ou compressão, é necessário ter-se:

$$\bar{P}_t \geqslant P_t \quad \text{e}$$

$$\bar{P}_c \geqslant P_c$$

Para a análise da tabela 28, são necessárias as seguintes informações:

a) Tipo de seção: (ver fig.38)
da barra 1 à 32 → TS1
da barra 33 à 36 → TS2
a barra 37, e da barra 46 à 54 → TS3
da barra 38 à 39 → TS4
da barra 40 à 41 → TS5
da barra 42 à 45 → TS6
da barra 55 à 71 → TS7
a barra 72 → TS8
a barra 73 → TS9

b) Posição da barra: da barra 1 à 18 → Banzo superior
da barra 19 à 36 → Banzo inferior
da barra 37 à 54 → Montante
da barra 55 à 71 → Diagonal
da barra 72 à 73 → Tirantes

c) Área da seção: da barra 1 à 32, e da 40 à 41 → 192
(cm^2) da barra 33 à 36 → 288
a barra 37, e da 46 à 71 → 96
da barra 38 à 39 → 240
da barra 42 à 45 → 144
a barra 72 → 3,87
a barra 73 → 7,91

d) Tensão admissível de tração: da barra 1 à 71 →135
$\bar{\sigma}_t$ (kg/cm^2) da barra 72 à 73 → 1871

e) Esforço admissível de tração: da barra 1 à 32 → 25920
$\bar{P}_t$ (kg) da barra 33 à 36 → 38880
a barra 37 → 12960
da barra 38 à 39 → 32400
da barra 40 à 41 → 25920
da barra 42 à 45 → 19440
da barra 46 à 71 → 12960
a barra 72 → 7240
a barra 73 → 14800

DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS SUJEITAS À COMPRESSÃO							Resultados do programa STRESS final	
Nº da barra	J_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	ℓ_{fl} (cm)	λ_{max}	($\bar{\sigma}_{fl}$ ou $\bar{\sigma}_c$) (kg/cm^2)	($\bar{P}_c$) (kg)	(P_c) (kg)	(P_t) (kg)
1	4096	4,61	169	36	85,0	16320	7327	6136
2	"	"	"	"	"	"	6934	4009
3	"	"	"	"	"	"	6533	1971
4	"	"	"	"	"	"	6125	39
5	"	"	"	"	"	"	1764 5712	-
6	"	"	"	"	"	"	3410 5291	-
7	"	"	"	"	"	"	4856 4864	-
8	"	"	"	"	"	"	6048 4432	-
9	"	"	"	"	"	"	6907 3997	-
10	"	"	"	"	"	"	7307 3555	-
11	"	"	"	"	"	"	7060 3106	-
12	"	"	"	"	"	"	5855 2651	-
13	"	"	"	"	"	"	2189	3721
14	"	"	"	"	"	"	1735	1150
15	"	"	"	"	"	"	1421 1274	-
16	"	"	"	"	"	"	4004 802	-
17	"	"	"	"	"	"	6643 303	-

Tabela 28

DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS SUJEITAS À COMPRESSÃO							Resultados do programa STRESS final	
Nº da barra	J_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	$\ell_{f\ell}$ (cm)	λ_{max}	($\bar{\sigma}_{f\ell}$ ou $\bar{\sigma}_c$) (kg/cm^2)	($\bar{P}_c$) (kg)	(P_c) (kg)	(P_t) (kg)
18	4096	4,61	169	36	85,0	16320	6696 194	-
19	"	"	175	38	"	"	-	2734 132
20	"	"	"	"	"	"	-	59 538
21	"	"	"	"	"	"	2564	916
22	"	"	"	"	"	"	5176	1282
23	"	"	"	"	"	"	7787	1640
24	"	"	"	"	"	"	10458	2003
25	"	"	"	"	"	"	9155	2362
26	"	"	"	"	"	"	8844	2715
27	"	"	"	"	"	"	9204	3060
28	"	"	"	"	"	"	10038	3398
29	"	"	"	"	"	"	11217	3733
30	"	"	"	"	"	"	12659	4063
31	"	"	"	"	"	"	14307	4386
32	"	"	"	"	"	"	16119	4702
33	6144	"	"	"	"	24480	18064	5012
34	"	"	"	"	"	"	20118	5314
35	"	"	"	"	"	"	22265	5609
36	"	"	"	"	"	"	24491	5895
37*	288	1,73	400	-	-	-	considera-se nulo	-
38	3328	3,72	378	101	22,8	5472	5101	654

Tabela 28

DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS SUJEITAS À COMPRESSÃO							Resultados do programa STRESS final	
Nº da barra	J_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	ℓ_{fl} (cm)	λ_{max}	($\bar{\sigma}_{fl}$ ou $\bar{\sigma}_c$) (kg/cm^2)	($\bar{P}_c$) (kg)	(P_c) (kg)	(P_t) (kg)
39	3328	3,72	356	96	25,2	6048	4648	638
40	2336	3,48	334	95	25,7	4934	4189	617
41	"	"	312	89	29,3	5625	3719	592
42	1312	3,01	290	96	25,2	3628	3239	564
43	"	"	268	89	29,3	4219	2737	537
44	"	"	246	82	34,5	4968	2213	506
45	"	"	224	74	42,4	6105	1661	472
46	288	"	202	117	17,0	1632	1069	433
47	"	"	180	104	21,5	2064	415	399
48	"	"	158	91	28,0	2688	-	321 363
49	"	"	136	79	37,2	3571	-	1179 324
50	"	"	114	66	53,3	5116	2046	274
51	"	"	92	53	69,7	6691	1700	232
52	"	"	70	40	85,0	8160	1357	189
53	"	"	48	28	"	"	1017	144
54	"	"	26	15	"	"	664	99
55	2048	4,61	381	83	33,7	3235	623	4854
56	"	"	361	78	38,2	3667	609	4438
57	"	"	341	74	42,4	4070	592	4018
58	"	"	322	70	47,4	4550	572	3591
59	"	"	304	66	53,3	5116	549	3153
60	"	"	286	62	59,0	5664	529	2694

Tabela 28

DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS SUJEITAS À COMPRESSÃO							Resultados do programa STRESS final	
Nº da barra	J_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	ℓ_{fl} (cm)	λ_{max}	($\bar{\sigma}_{fl}$ ou $\bar{\sigma}_c$) (kg/cm^2)	($\bar{P}_c$) (kg)	(P_c) (kg)	(P_t) (kg)
61	2048	4,61	268	58	63,8	6124	506	2212
62	"	"	251	54	68,5	6576	481	1694
63	"	"	235	51	72,0	6912	454	1121
64	"	"	220	48	75,6	7257	434	452
65	"	"	206	45	79,1	7593	366 415	-
66	"	"	193	42	82,6	7929	1443 398	-
67	"	"	183	40	85,0	8160	383	2814
68	"	"	175	38	"	"	357	2600
69	"	"	169	37	"	"	352	2513
70	"	"	166	36	"	"	357	2479
71	"	"	165	"	"	"	383	2537
72 **	1,19	0,55	3004	-	-	-	-	3997
73	4,98	0,79	2016	-	-	-	-	12007

Tabela 28

NOTAS: * Como a chapa de aço de ligação entre a tesoura e o pilar, no nó 37, é rígida, considera-se que o esforço atuante na barra 37 é nulo.

** Na tabela 28, as barras 72 e 73 (tirantes) foram dimensionadas apenas pelas tensões admissíveis, e sem sofrer redução da seção pro[illegible]nada [illegible]

Devido aos contraventamentos, as barras do banzo superior e inferior tem os comprimentos de flambagem constante, valendo respectivamente 169 cm e 175 cm.

Na tabela 28, quando aparecem dois esforços atuantes numa mesma barra, toma-se o maior para comparação com o esforço admissível.

32.5 - Enchimento das seções compostas

A seguir, apresenta-se o esforço admissível nas barras, considerando-se cada peça isoladamente, com a finalidade de determinar a distância entre os enchimentos, nas seções compostas (tab.29).

Para cada posição (BS, BI, DIAG) de peças comprimidas, foram considerados comprimentos de flambagem reduzidos, em função de contraventamentos ou enchimentos entre peças de madeira de seções múltiplas.

ESFORÇO ADMISSÍVEL DAS PEÇAS ISOLADAS COM O COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM ESTIMADO

Posição da barra	Características das seções			Estimado	λ_{max}	$\bar{\sigma}_{fl}$ ou $\bar{\sigma}_c$ (kg/cm^2)	$\bar{P}_c$ (kg)	$2\bar{P}_c$ (kg) duas peças
	Área (cm^2)	J_{min} (cm^4)	i_{min} (cm^4)	d_{max} (cm)				
BS	96	288	1,73	169	97	24,7	2371	4742
"	"	"	"	169/2	49	74,4	7142	14284
"	"	"	"	169/3	32	85,0	8160	16320
BI	"	"	"	175	101	22,8	2188	4377
"	"	"	"	175/2	51	72,0	6912	13824
"	"	"	"	175/3	34	85,0	8160	16320
DIAG	48	36	0,86	120	139	12,0	576	1152
"	"	"	"	110	128	14,2	681	1363
"	"	"	"	100	116	17,2	825	1651
"	"	"	"	90	104	21,5	1032	2064
"	"	"	"	80	93	26,8	1286	2572
"	"	"	"	70	81	35,4	1699	3398
"	"	"	"	60	70	47,4	2275	4550
"	"	"	"	50	58	63,8	3062	6124

Tabela 29

Comparando-se os esforços admissíveis obtidos na tabela 29 com o esforço atuante retirado da aplicação final do programa STRESS, determina-se a distância entre os enchimentos nas seções compostas das barras de madeira da tesoura (tab. 30).

DISTÂNCIA ENTRE OS ENCHIMENTOS NAS SEÇÕES COMPOSTAS (DUAS PEÇAS)					
Nº da barra	Posição da barra	Esforço atuante (kg) $2P_c$ (duas peças)	Esforço admissível (kg) $2\bar{P}_c$ (duas peças) (Tab.29)	Distância entre enchimentos (cm) d_{max}	Comprimento total da barra (cm) ℓ_{fl}
1	BS	7327	14284	84,5	169
2	"	6934	"	"	"
3	"	6533	"	"	"
4	"	6125	"	"	"
5	"	1764 5712	"	"	"
6	"	3410 5291	"	"	"
7	"	4856 4864	"	"	"
8	"	6048 4432	"	"	"
9	"	6907 3997	"	"	"
10	"	7307 3555	"	"	"
11	"	7060 3106	"	"	"
12	"	5855 2651	"	"	"
13	"	2189	4742	169	"
14	"	1735	"	"	"
15	"	1421 1274	"	"	"
16	"	4004 802	"	"	"
17	"	6643 303	14284	84,5	"
18	"	6696 194	"	"	"
19	BI	-	4337	175	175
20	"	-	"	"	"

Tabela 30

DISTÂNCIA ENTRE ENCHIMENTOS NAS SEÇÕES COMPOSTAS (DUAS PEÇAS)					
Nº DA barra	Posição da barra	Esforço atuante (kg) $2P_c$ (duas peças)	Esforço admissível (kg) $2\bar{P}_c$ (duas peças) Tab.29	Distância entre enchimentos (cm) d_{max}	Comprimento total da barra (cm) ℓ_{fl}
21	BI	2564	4337	175	175
22	"	5176	13824	87,5	"
23	"	7787	"	"	"
24	"	10548	"	"	"
25	"	9155	"	"	"
26	"	8844	"	"	"
27	"	9204	"	"	"
28	"	10038	"	"	"
29	"	11217	"	"	"
30	"	12659	"	"	"
31	"	14307	16320	58	"
32	"	16119	"	"	"
33	"	18064	24480	*	"
34	"	20118	"	"	"
35	"	22265	"	"	"
36	"	24491	"	"	"
55	DIAG	623	1152	120	381
56	"	609	"	"	361
57	"	592	"	"	341
58	"	572	"	"	322
59	"	549	"	"	304
60	"	529	"	"	286
61	"	506	"	"	268
62	"	481	"	"	251
63	"	454	"	"	235
64	"	434	"	"	220
65	"	366 415	"	"	206
66	"	1443 398	1651	100	193
67	DIAG	383	1152	120	183
68	"	357	"	"	175
69	"	352	"	"	169
70	"	357	"	"	166
71	"	383	"	"	165

* Nestes casos são utilizadas tres peças maciças.

Tabela 30

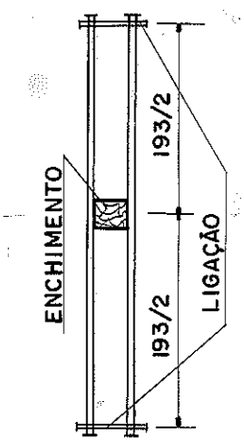
Na tabela 31 encontra-se o número de enchimentos necessários em cada barra da tesoura, com seção composta.

NUMERO DA BARRA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
NUMERO DE ENCHI/TO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	1

23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68
1	1	1	1	1	1	1	1		2	m	a	c	i	ç	a	3	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1

69	70	71
1	1	1

Tabela 31



EXEMPLO: Determinar o número de enchimentos necessários na barra 66.

$$nº = \frac{\ell_{fl}}{d_{max}} = \frac{193}{100} = 1,93.$$ Coloca-se apenas um enchimento.

Obs: ℓ_{fl} e d_{max} foram obtidos na tabela 30

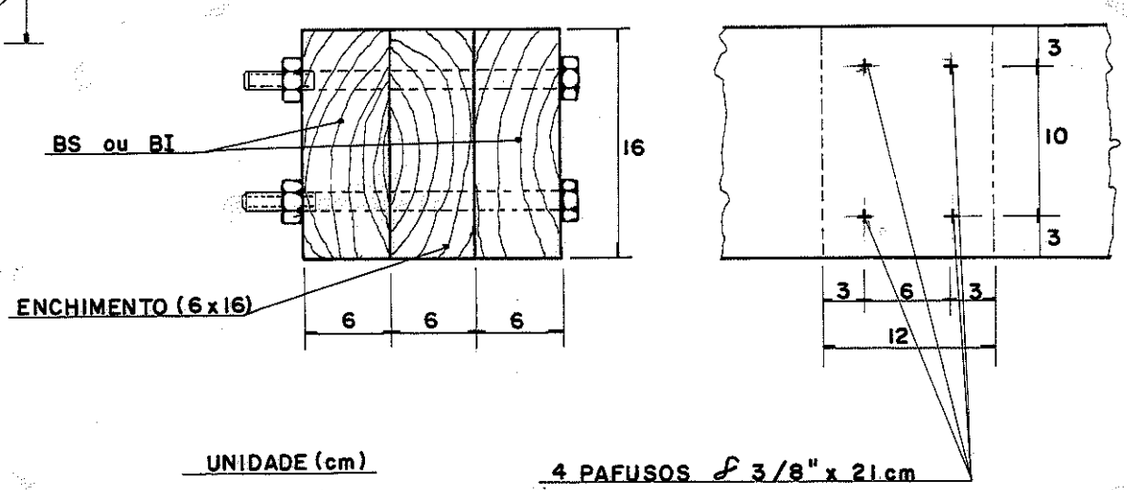


FIG.48 - DETALHE DOS ENCHIMENTOS DAS SEÇÕES COMPOSTAS

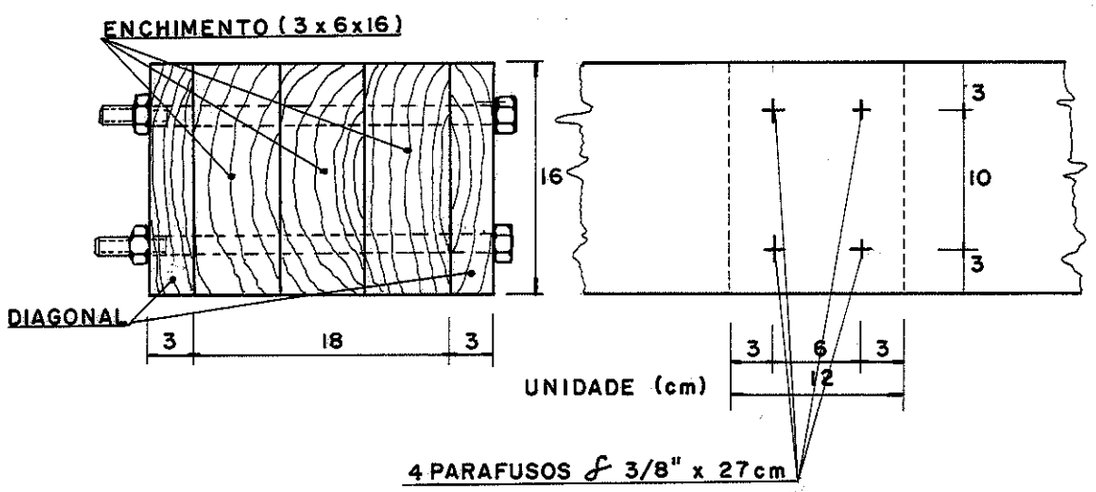


FIG.48b - DETALHE DO ENCHIMENTO DAS SEÇÕES COMPOSTAS DAS DIAGONAIS

33 - DISTÂNCIA MÁXIMA ENTRE PREGOS NAS BARRAS REFORÇADAS

As peças que compõem as barras reforçadas em geral tem as áreas e os momentos de inércia diferentes para o mesmo eixo de flexão, ocorrendo a flambagem de cada peça isolada também em situações diferentes.

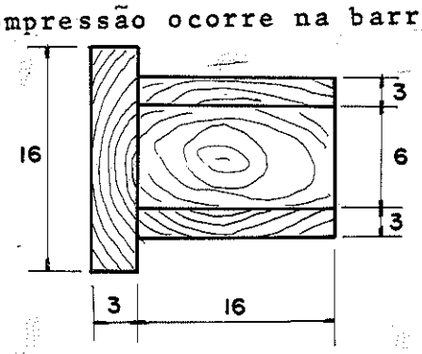
No cálculo da distância máxima entre pregos nas barras reforçadas, considera-se que os índices de esbeltez são iguais, de maneira a fazer com que cada peça isolada flambe simultâneamente com o conjunto, tornando-se sempre solidarizadas entre sí.

Obtem-se índices de esbeltez iguais, variando-se apenas o comprimento de flambagem das peças. O comprimento de flambagem do conjunto considera-se fixo, variando-se o comprimento do reforço, que representa a distância entre pregos de solidarização.

As barras reforçadas da tesoura são as de número 38 a45 (fig.38), sendo que o maior esforço de compressão ocorre na barra 38 com 5101 kg.

$P_c = 5101$ kg

$S = 6x16+3x3x16 = 240$ cm^2



$\lambda_o = 64$ (Peroba Rosa)

$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{5101}{240} = 21,25 \text{ kg/cm}^2$

Considerando-se peça longa, e tomando-se a tensão atuante como igual à admissível fica:

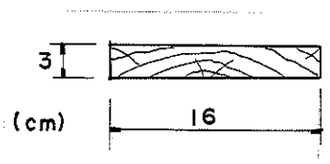
$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 . E}{4\lambda_c^2} \qquad 21,25 = \frac{\pi^2 . 94100}{4\ \lambda_c^2} \qquad \lambda_c \cong 104$$

Como $\lambda_o < \lambda_c < 140$, é realmente peça longa.

Considerando-se uma peça isolada de 3x16 tem-se:

$J_{min} = 36 \text{ cm}^4$

$S = 48 \text{ cm}^2$



$$i^2_{min} = \frac{J_{min}}{S} = \frac{36}{48} \quad e, \quad i_{min} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\lambda_I = \frac{\ell_{fl_{max}}}{i_{min}} \qquad \lambda_I = \frac{\ell_{fl_{max}}}{0,86}$$

Considerando $\lambda_c = \lambda_I$ tem-se:

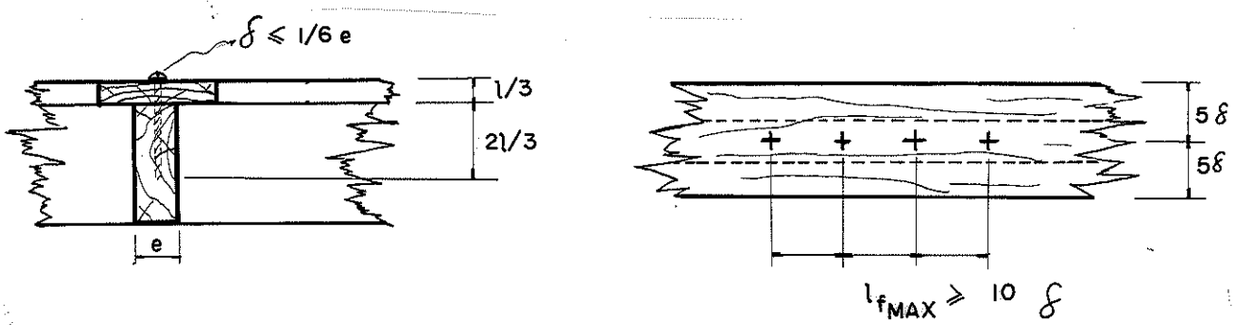
$$104 = \frac{\ell_{fl_{max}}}{0,86} \qquad \ell_{fl_{max}} \cong 89 \text{ cm}$$

No caso de fixação com pregos, recomenda-se que seja utilizada a metade da distância calculada. Nos detalhes, tomar-se-á o valor de 40 cm como a distância entre pregos de solidarização para todos os reforços.

A seguir, dois artigos da NB-11 referentes às ligações pregadas em peças de madeira são apresentados.

→ Art.68a - Na falta de experiências com os materiais a usar, para as fórmulas de esforço admissível em pregos, a penetração do prego pelo lado da ponta deve ser pelo menos 2/3 do seu comprimento total, para o cisalhamento.

→ Art.68c - Quando não for feito um furo prévio com ferramenta apropriada, recomenda-se que o diâmetro do prego não exceda de 1/6 da espessura da tábua menos espessa. Essas regras aplicam-se apenas aos casos em que não haja mais de 10 pregos numa mesma linha paralela ao esforço e em que os espaçamentos dos pregos sejam, pelo menos 10δ na direção das fibras; 5δ normalmente às fibras, 5δ em relação às arestas, exceto do lado comprimido onde esta distância não deverá ser inferior a 12δ.



Como a menor espessura de reforço é e = 3 cm, o diâmetro máximo do prego será:

$\delta \leq 1/6 . e$ $\qquad\qquad$ $\delta \leq 0,5$ cm

Assim, tem-se:

10δ = 5 cm, que representa a distância mínima entre pregos na direção paralela.

Escolheu-se o prego de número comercial 19x36, que corresponde ao diâmetro de 3,9 mm e comprimento ℓ = 83 mm.

34 - LIGAÇÕES PARAFUSADAS

As ligações entre as barras da tesoura são feitas geralmente com parafusos passantes e rosca.

O esforço admissível por parafuso na compressão paralela e na compressão normal para o aço 1010, que corresponde ao CA-24, foi estudado pelo professor Stamato (10) e outros, concluindo fórmulas empíricas (função da largura da peça central de madeira e do diâmetro do parafuso utilizado).

As expressões a seguir foram obtidas nos ensaios com Peroba Rosa.

Compressão paralela

$\bar{F}_p$ - força admissível por parafuso na tração ou compressão paralela (kg)

$\bar{F}_p = 75b\delta$ ou $450\delta^2$ sendo

b - largura da peça central (cm)

δ - diâmetro do parafuso (cm)

Compressão normal

$\bar{F}_N = 37\ \eta b\delta$ ou $270\ \eta\delta^2$, sendo

η - coeficiente, função do diâmetro do parafuso, fornecido pela tabela IV, do artigo 67 da NB-11

$\bar{F}_N$ - força admissível por parafuso na tração ou compressão normal

A seguir, apresenta-se a tabela IV do artigo 67 da NB-11.

δ(cm)	0,64	0,93	1,27	1,59	1,90	2,22	2,54
η	2,50	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33	1,27

Na tabela 32 tem-se a força admissível por parafuso na compressão paralela e na compressão normal, definidas em função da largura da peça central (b) e do diâmetro do parafuso (δ).

b \ δ	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	
6(cm)	181	408	571	715	857	1000	1143	$\bar{F}_P$
	272	412	473	536	596	656	716	$\bar{F}_N$

Tabela 32

Para utilização das fórmulas empíricas, deve-se obedecer a alguns critérios, devido à maneira como desenvolveram-se os ensaios (ver fig.49):

a) As cargas admissíveis por parafuso $\bar{F}_p$ e $\bar{F}_N$ são válidas para ligações centradas, simétricas e com dois planos de cisalhamento;

b) Quando as peças laterais tiverem largura menor que b/2, a carga admissível é calculada tomando-se para valor b o dobro da largura da peça lateral mais fina. No caso contrário, a carga admissível é determinada normalmente;

c) Quando a direção da carga fizer um ângulo θ com a direção das fibras, a carga admissível por parafuso será obtida através da fórmula de Hankinson: (art.61 da NB-11)

$$\bar{F}_\theta = \frac{\bar{F}_P \cdot \bar{F}_N}{\bar{F}_P . sen^2\theta + \bar{F}_N . cos^2\theta}$$

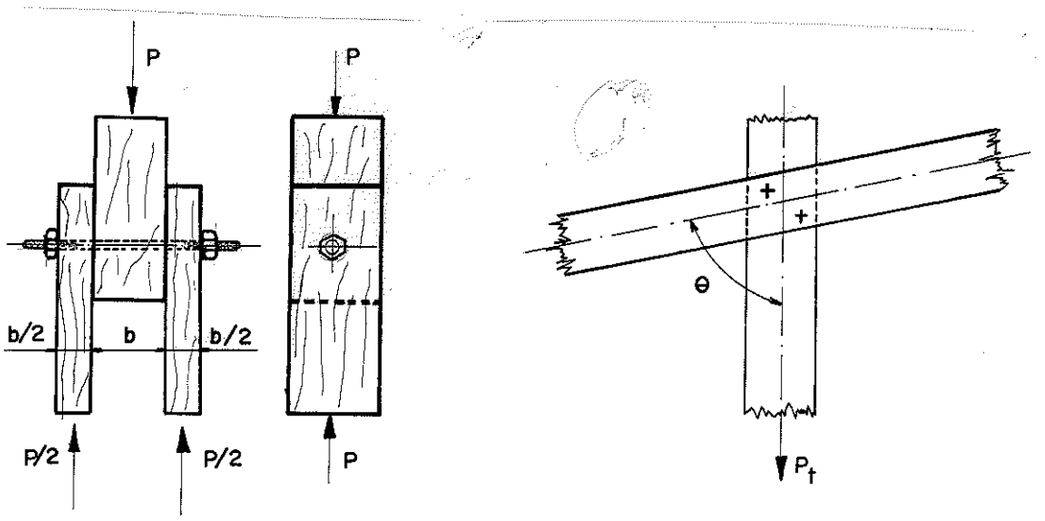


FIG.49 - MODELO DE ENSAIOS DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS, E EXEMPLO DE APLICAÇÃO DA FÓRMULA DE HANKINSON

A seguir, mostra-se o artigo 42a e b da NB-11, que determina as distâncias mínimas entre parafusos de ligação.

- O espaçamento mínimo entre os centros de dois parafusos situados numa mesma linha paralela à direção das fibras, deve ser de quatro vezes o seu diâmetro;

- A distância mínima do centro do último parafuso à extremidade da peça deve ser de sete vezes o seu diâmetro, em peças tracionadas, e quatro vezes em peças comprimidas;

- A distância mínima do centro de qualquer parafuso à aresta lateral da peça, medida perpendicularmente às fibras, será de

uma vez e meia o seu diâmetro, quando o esforço transmitido for paralelo às fibras. Quando o esforço for normal às fibras, esse limite será elevado, no lado comprimido, para quatro vezes o diâmetro.

A seguir, apresentam-se dois esquemas mostrando as distâncias mínimas entre parafusos de ligação, de acordo com o art. 42 a e b da NB-11. (Fig.50)

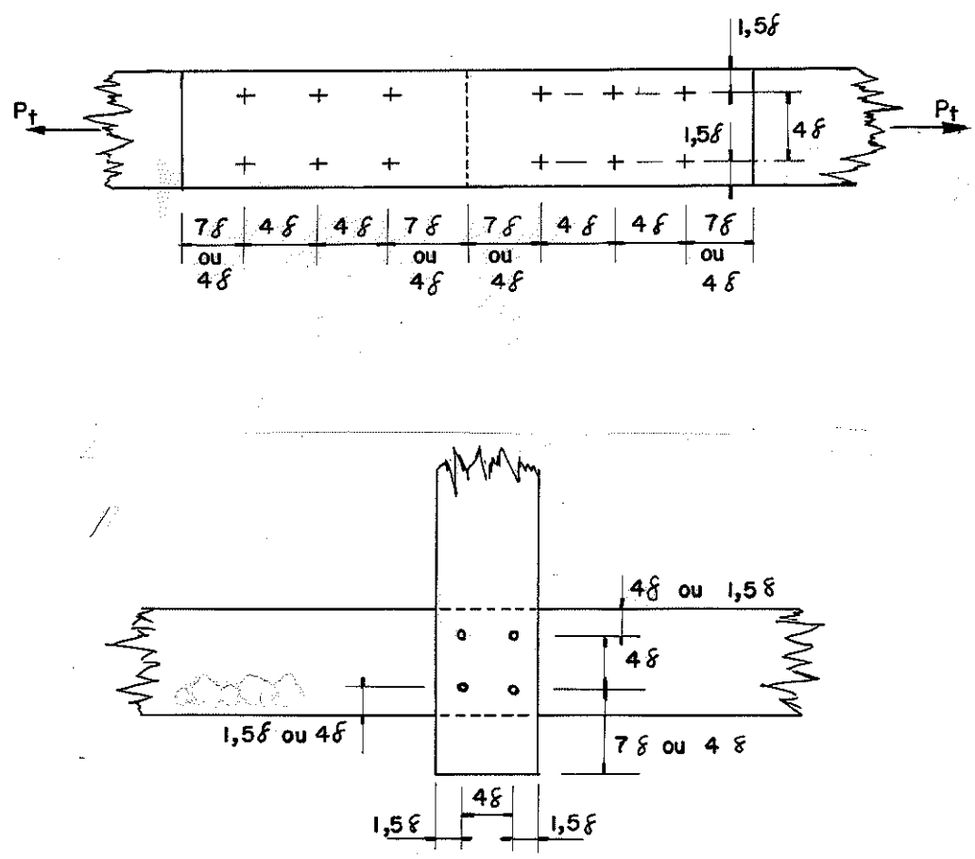


FIG.50 - DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE PARAFUSOS DE LIGAÇÃO (art. 42 a e b da NB-11)

EXEMPLO: Calcular o número necessário de parafusos ao nó 13, para a ligação entre o banzo superior, o montante e a diagonal. (Fig.51)

Nota: os esforços atuantes foram retirados do programa STRESS final, e os ângulos da tabela 25.

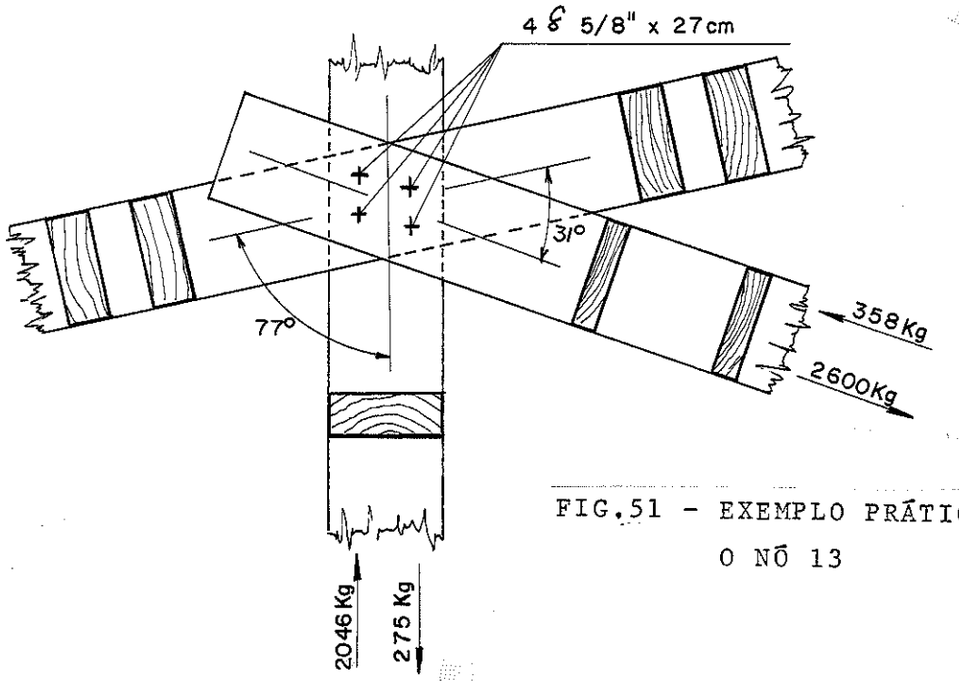


FIG.51 - EXEMPLO PRÁTICO PARA O NÓ 13

Considerando 5/8" o diâmetro dos parafusos tem-se:

$\bar{F}_P = 715$ kg (tab.32)

$\bar{F}_N = 536$ kg

Ligação banzo superior - montante

$$\bar{F}_\theta = \frac{\bar{F}_P \cdot \bar{F}_N}{\bar{F}_p \cdot sen^2\theta + \bar{F}_N \cdot cos^2\theta} = \frac{715.536}{715.sen^2 77^o + 536.cos^2 77^o} \cong 543 \text{ kg}$$

$$\text{nº parafusos} = \frac{P_c}{\bar{F}_\theta} = \frac{2046}{543} = 3,76. \quad \text{Adotar } 4\delta\ 5/8"$$

Ligação banzo superior - diagonal

$$\bar{F}_\theta = \frac{715.536}{715.sen^2 31^o + 536.cos^2 31^o} \cong 657 \text{ kg}$$

$$\text{nº parafusos} = \frac{P_t}{\bar{F}_\theta} = \frac{2600}{657} = 3,95. \quad \text{Adotar } 4\delta\ 5/8"$$

As tabelas 33 e 34 apresentam o dimensionamento de todas as ligações com parafusos nos nós da tesoura, exceto o nó 18, que será feito separadamente. OBS: os nós de 1 a 6 e de 30 a 37 serão ligados através de anéis metálicos, devido ao grande esforço atuante nas barras da tesoura, evitando a utilização de grande quantidade de parafusos.

DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES COM PARAFUSOS											
MONTANTE							DIAGONAL				
Nº nó	Diâmetro do parafuso escolhido δ(pol)	Esforço máximo atuante (kg) P_c ou P_t	Ângulo com BS ou BI θ(graus)	Fórmula de Hankinson $\overline{F}_\theta$(kg)	Nº de parafusos calculado	Nº de parafusos corrigido	Esforço máximo atuante (kg) P_c ou P_t	Ângulo com BS ou BI θ(graus)	Fórmula de Hankinson $\overline{F}_\theta$(kg)	Nº de parafusos calculado	Nº de parafusos corrigido
7	5/8	2213	77	543	4,07	4*	1694	61	570	2,97	3
8	"	1661	"	"	3,05	3*	1121	57	579	1,93	2
9	3/8	1069	"	412	2,59	3*	452	53	411	1,09	1
10	1/4	415	"	265	1,56	2*	415	49	223	1,86	2*
11	1/2	363	"	477	0,76	1	1443	43	521	2,76	3*
12	7/8	1179	"	668	1,76	2	2814	38	835	3,37	4*
13	5/8	2046	"	543	3,76	4*	2600	31	657	3,95	4*
14	"	1700	"	"	3,13	3	2513	24	678	3,70	4*
15	"	1357	"	"	2,50	3	2479	18	692	3,58	4*
16	"	1017	"	"	1,87	2	2537	12	705	3,60	4*
17	3/8	664	"	412	1,61	2*		Não existe			
19	5/8	"	70	552	1,20	2	"	19	691	3,67	4*
20	"	1017	"	"	1,84	2	2479	25	675	"	4*
21	"	1357	"	"	2,45	3	2513	31	656	3,83	4*
22	"	1700	"	"	3,07	3	2600	39	632	4,11	4*
23	3/4	2046	"	618	3,31	4*	2815	45	703	4,00	4*
24	1/2	1179	"	483	2,44	3*	1443	51	508	2,84	3*

Tabela 33

*Números de parafusos a utilizar na ligação.

DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES COM PARAFUSOS												
MONTANTE								DIAGONAL				
Nº nó	Diâmetro do parafuso colhido	Esforço máximo atuante (kg) P_c ou P_t	Ângulo com BS ou BI θ (graus)	Fórmula de Hankinson $\bar{F}_\theta$ (kg)	Nº de parafusos calculado	Nº de parafusos corrigido	Esforço máximo atuante (kg) P_c ou P_t	Ângulo com BS ou BI θ (graus)	Fórmula de Hankinson $\bar{F}_\theta$ (kg)	Nº de parafusos calculado	Nº de parafusos corrigido
25	1/4	363	70	257	1,41	2*	415	56	235	1,76	2*
26	"	415	"	257	1,61	2*	452	61	243	1,86	2*
27	3/8	1069	"	412	2,59	3*	1121	65	411	2,72	3*
28	5/8	1661	"	552	3,00	3*	1694	68	555	3,05	3*
29	"	2213	"	552	4,00	4*	2212	71	551	4,01	4*

Tabela 33

OBS: No dimensionamento do nó 12 ainda não foi considerada a ligação do tirante no pilar.

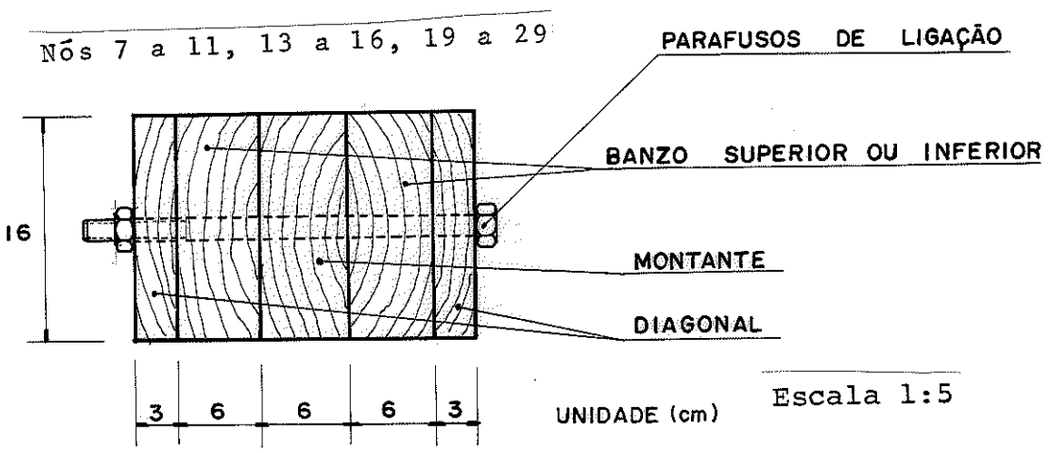
QUANTIDADE DE PARAFUSOS EM CADA NÓ DA TESOURA																						
Número do Nó	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Diâmetro do parafuso δ (pol)	5/8	5/8	3/8	1/4	1/2	3/4	5/8	5/8	5/8	5/8	3/8	5/8	5/8	5/8	5/8	3/4	1/2	1/4	1/4	3/8	5/8	5/8
Quantidade	4	3	3	2	3	4	4	4	4	4	2	4	4	4	4	4	3	2	2	3	3	4

Tabela 34

34.1 - Detalhe dos nós com ligação parafusada

A seguir, encontram-se os detalhes de alguns nós, ligados através de parafusos, e as respectivas seções das barras. (Figs. 52, 53,54 e 55)

Obs: Os detalhes dos nós 12 e 18 serão apresentados quando forem dimensionadas as chapas de ligação entre o tirante e a tesoura.



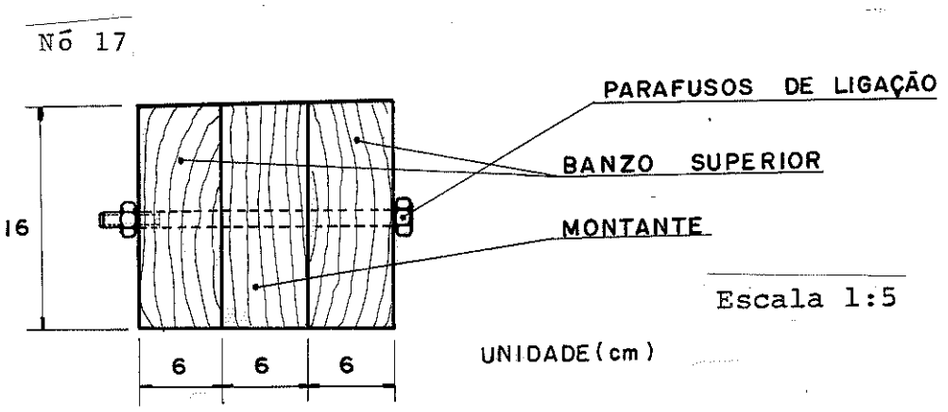


FIG.52 - CORTE FICTÍCIO PARA TODOS OS NÓS LIGADOS ATRAVÉS DE PARAFUSOS

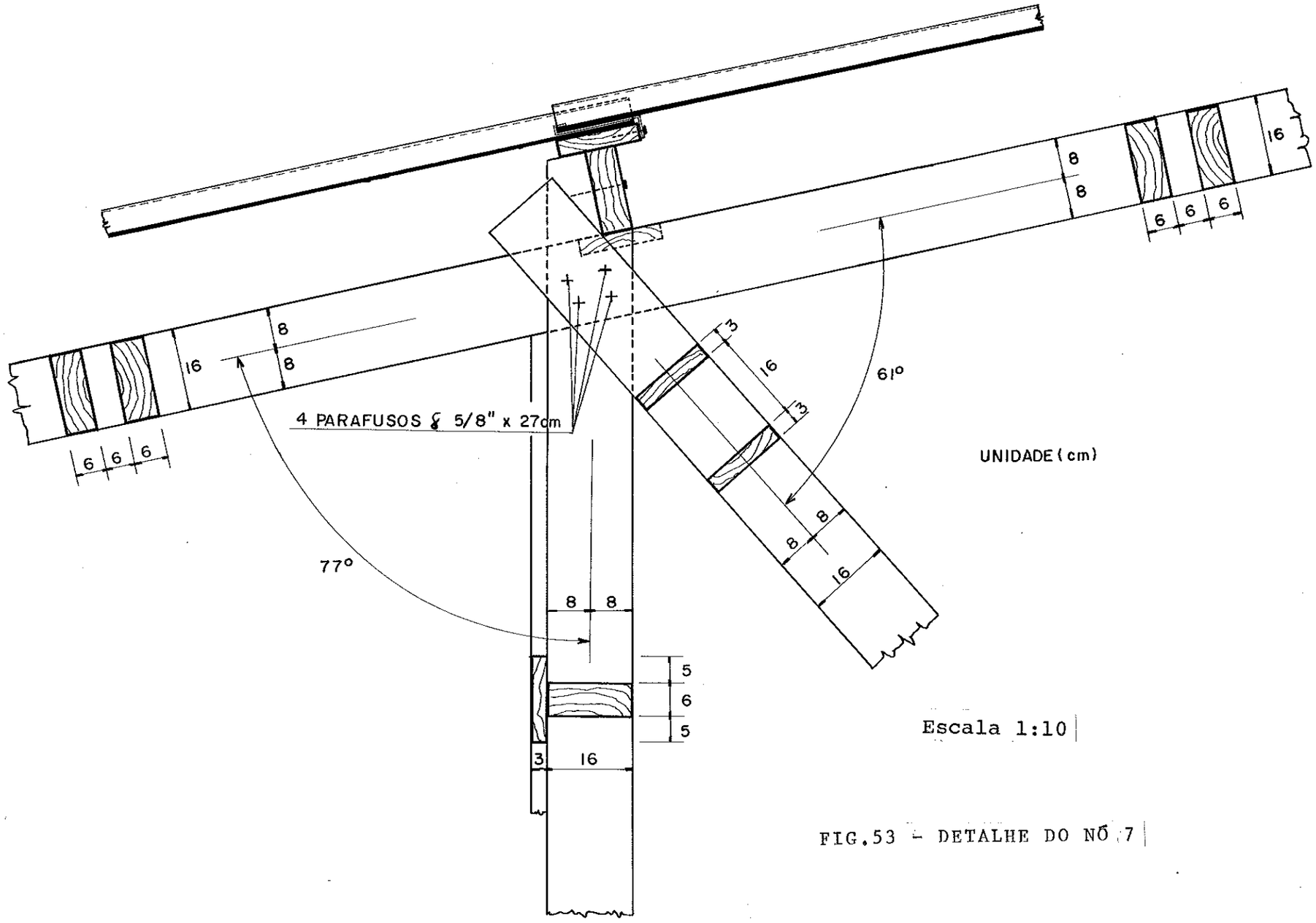


FIG.53 - DETALHE DO NÓ 7

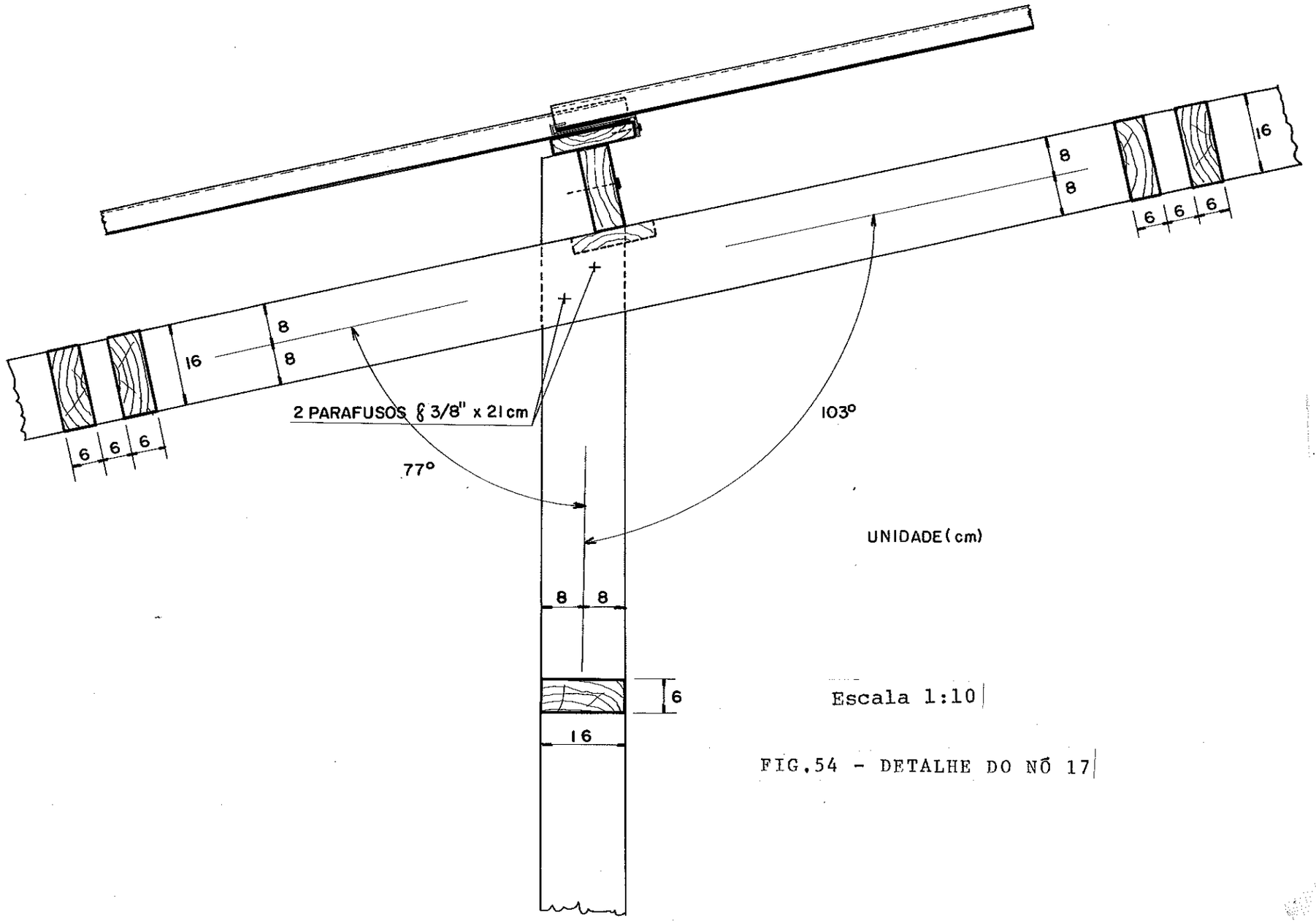
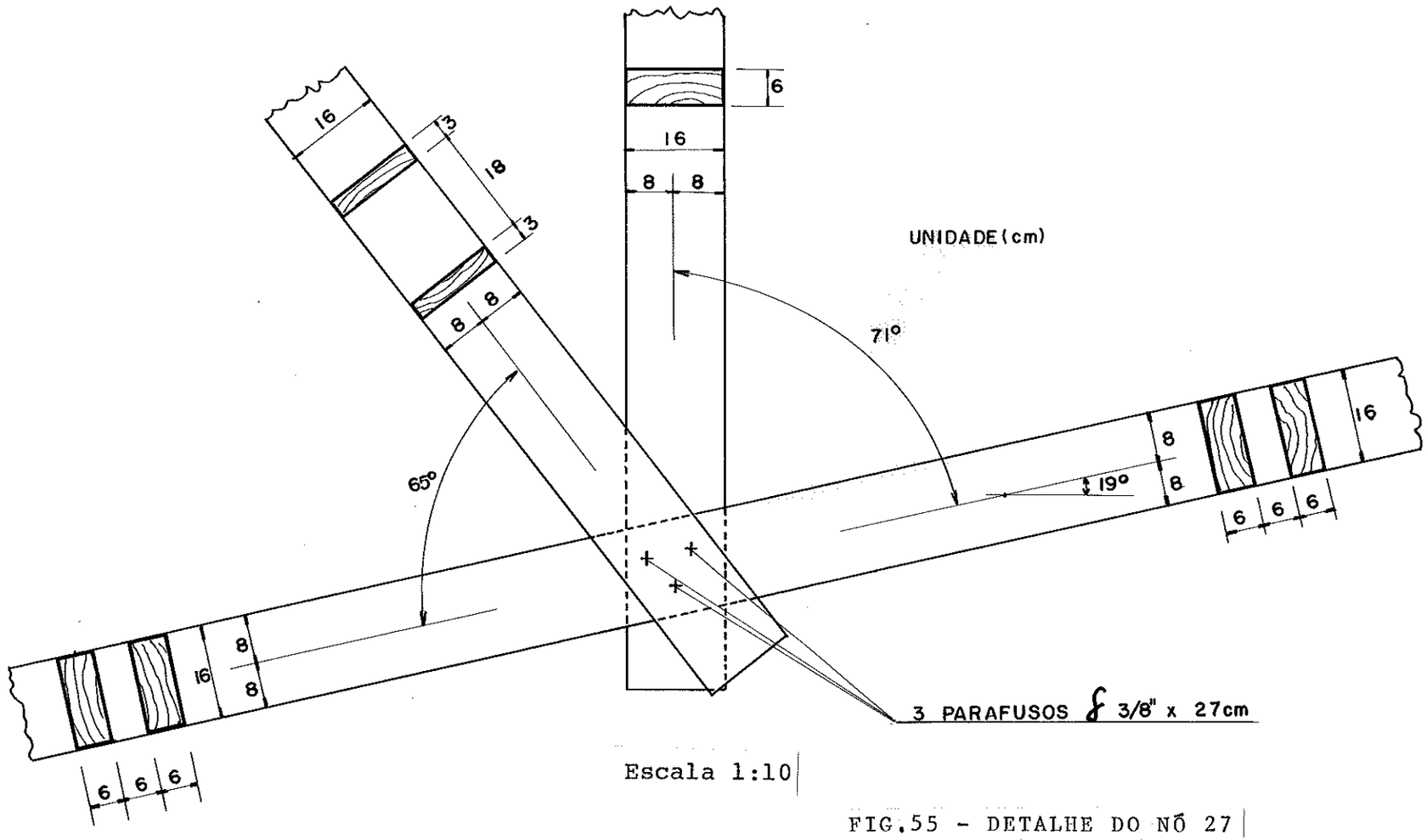


FIG.54 - DETALHE DO NÓ 17



Escala 1:10

FIG.55 - DETALHE DO NÓ 27

34.2 - Dimensionamento da ligação do nó 18

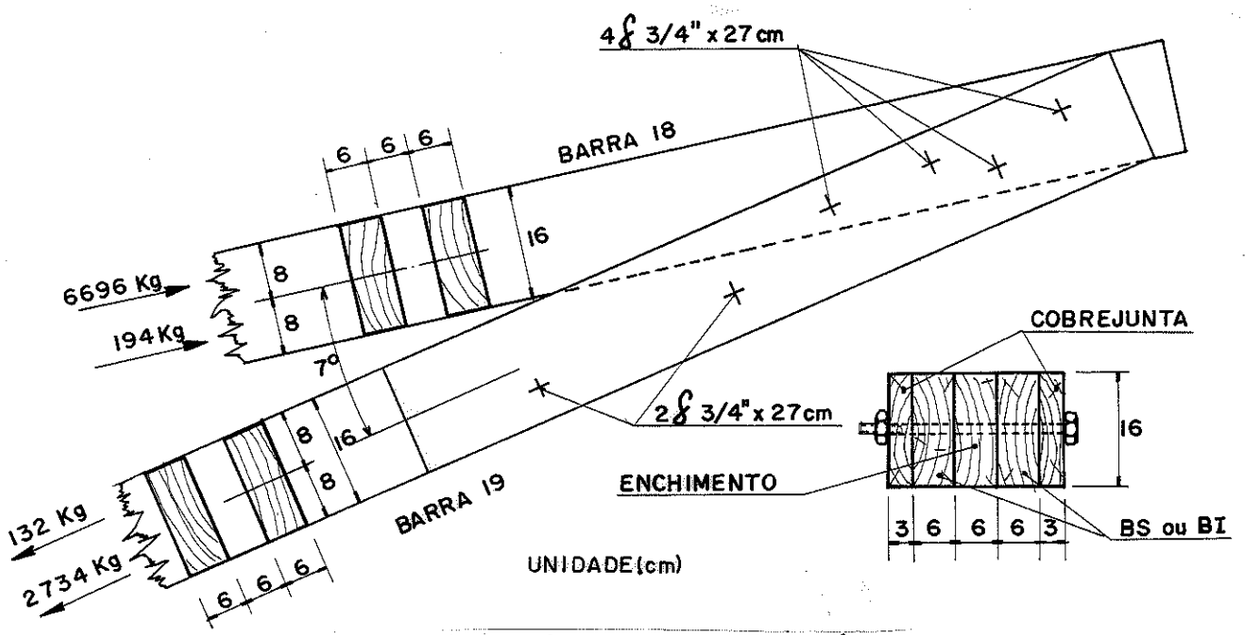


FIG.56 - ESQUEMA DO NÓ 18

NOTA: os esforços atuantes foram obtidos da aplicação final do programa STRESS. (Fig. 56).

Considerando 3/4" o diâmetro dos parafusos tem-se:

$\bar{F}_p$ = 857 kg (tab.32)

$\bar{F}_N$ = 596 kg

Devido às cobrejuntas tem-se quatro planos de cisalhamento, dobrando a resistência dos parafusos.

Ligação banzo superior - banzo inferior

A maior carga atuante de tração ou compressão nas barras 18 e 19 é:

P_c = 6696 kg

$$\bar{F}_\theta = \frac{2\bar{F}_p \cdot 2\bar{F}_N}{2\bar{F}_p \cdot sen^2\theta + 2\bar{F}_N \cdot cos^2\theta} = \frac{1714.1192}{1714.sen^2 7^o + 1192.cos^2 7^o} \cong$$

$$\cong 1704 \text{ kg}$$

$$Nº \text{ parafusos} = \frac{P_c}{\bar{F}_\theta} = \frac{6696}{1704} = 3,92. \text{ Usar } 4\delta 3/4".$$

Ligação banzo inferior - enchimento - cobrejuntas

A maior carga atuante de tração ou compressão na barra 19 é:

$P_t = 2734$ kg

Como o esforço é paralelo às fibras tem-se:

$$Nº \text{ parafusos} = \frac{P_t}{2\bar{F}_p} = \frac{2734}{1714} = 1,59. \quad \text{Usar } 2\delta 3/4".$$

35 - EMENDAS COM PARAFUSOS NOS BANZOS SUPERIOR E INFERIOR

Como o comprimento das peças comercializadas é limitado, é necessário a colocação de emendas nos banzos, para alcançar o comprimento desejado.

Essas emendas devem ser localizadas entre dois nós, com a finalidade de obter-se continuidade sem complicar as ligações, atuando esforços somente de tração e compressão paralela.

Na fig.57 apresenta-se a posição de todas as emendas da tesoura.

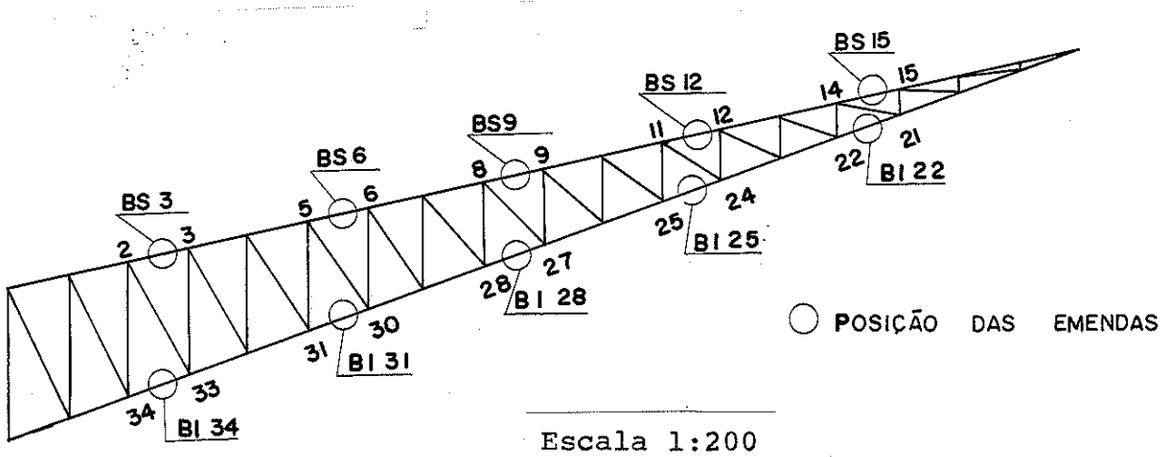
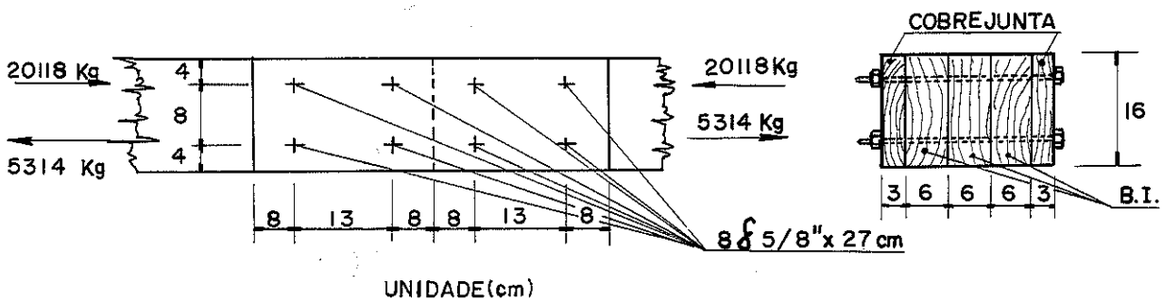


FIG.57 - POSICIONAMENTO DE TODAS AS EMENDAS DA TESOURA

EXEMPLO: Calcular o número necessário de parafusos para a emenda localizada no banzo inferior entre os nós 34 e 33 (BI 34).



Os esforços atuantes foram retirados da aplicação final do programa STRESS.

Tomando-se o maior esforço de tração atuante na emenda, e considerando 5/8" o diâmetro do parafuso de ligação, tem-se:

$P_t = 5314$ kg

$\bar{F}_p = 715$ kg (tab.32)

Devido à cobrejunta tem-se quatro planos de cisalhamento, dobrando a resistência dos parafusos.

$$\text{Nº parafusos} = \frac{P_t}{2\bar{F}_p} = \frac{5314}{1430} = 3,71$$

Adotar 4∅5/8" de cada lado da emenda.

Como as barras tem seção em excesso para o esforço de tração atuante, não há necessidade de verificar o enfraquecimento da seção, provocado pelos furos de passagem dos parafusos de ligação da emenda.

A seguir, apresenta-se a tabela 35, contendo o dimensionamento de todas as emendas dos banzos superior e inferior.

OBS: No caso de emendas sujeitas somente a esforços de compressão, serão utilizados parafusos apenas para solidarizar os dois trechos da barra.

DIMENSIONAMENTO DAS EMENDAS ATRAVÉS DE PARAFUSOS					
Nº da emenda	Diâmetro escolhido (δ) pol)	Esforço admissível por parafuso ($\bar{F}_p$) (kg)	Esforço máximo de tração (P/2) (kg)	Nº de parafusos calculado	Nº de parafusos corrigido
BS3	1/2	571	985	1,72	2
BS6*	1/2	571	-	-	2
BS9*	1/2	571	-	-	2
BS12*	1/2	571	-	-	2
BS15*	1/2	571	-	-	2
BI22	3/8	408	641	1,57	2
BI25	1/2	571	1181	2,06	2
BI28	3/8	408	1699	4,16	4
BI31	1/2	571	2193	3,84	4
BI34	5/8	715	2657	3,71	4

Tabela 35

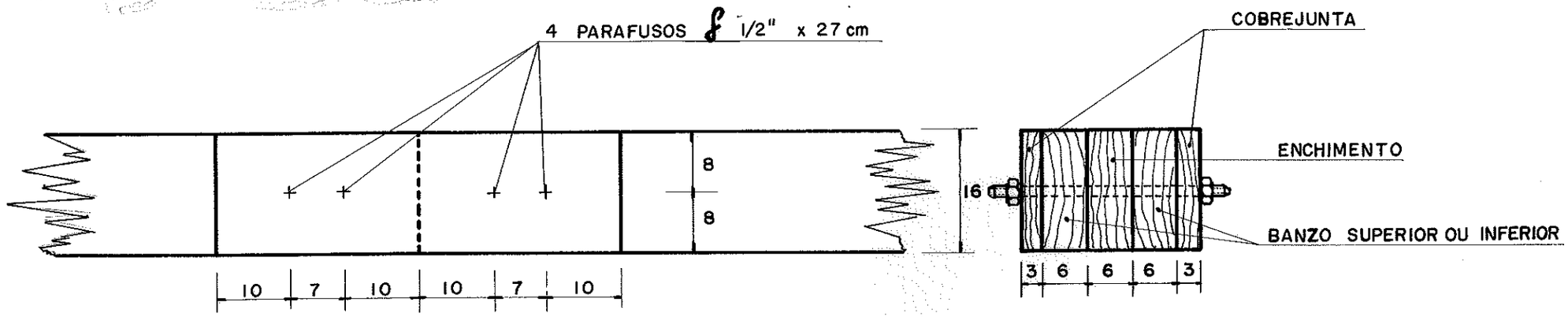
OBS: 1) Nas emendas onde atuam apenas esforços de compressão, serão usados dois parafusos de diâmetro 1/2", de cada lado da emenda.

2) Na última coluna da tabela 35, tem-se a quantidade necessária de parafusos para cada lado da emenda.

A seguir, apresentam-se os detalhes construtivos de todas as emendas dos banzos superior e inferior da tesoura. (Figs. 58, 59 e 60)

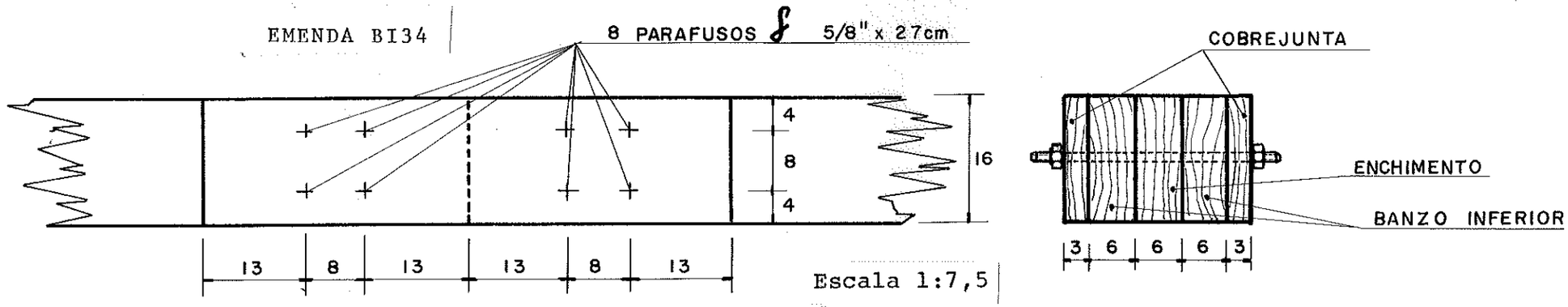
*Nessas emendas atuam somente esforços de compressão.

EMENDAS BS3, BS6, BS9, BS12, BS15 e BI25



UNIDADE (cm) Escala 1:7,5

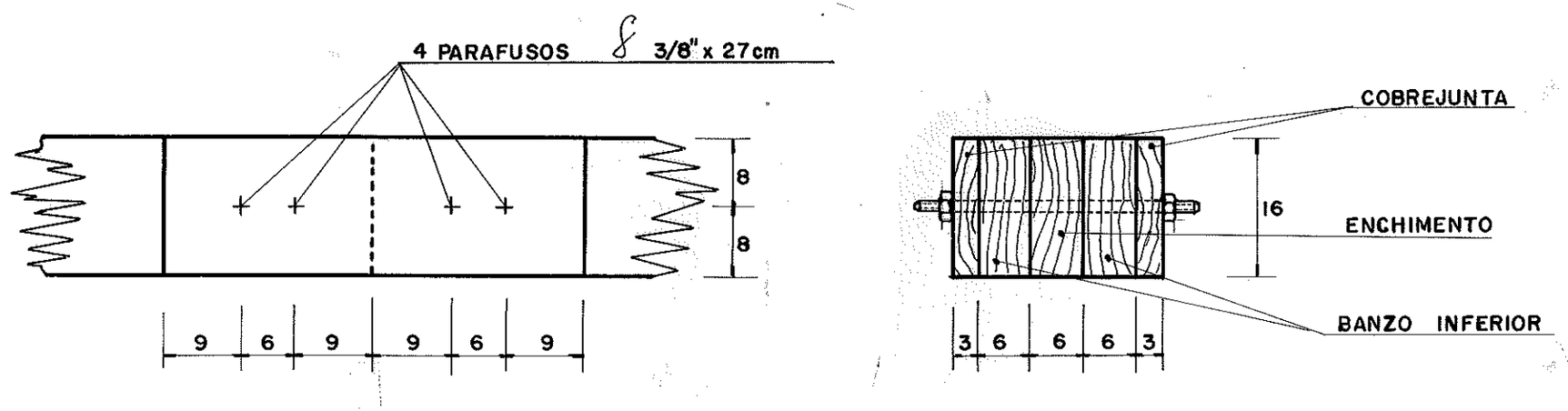
EMENDA BI34



Escala 1:7,5

FIG.58 - DETALHE DE EMENDAS NOS BANZOS DA TESOURA

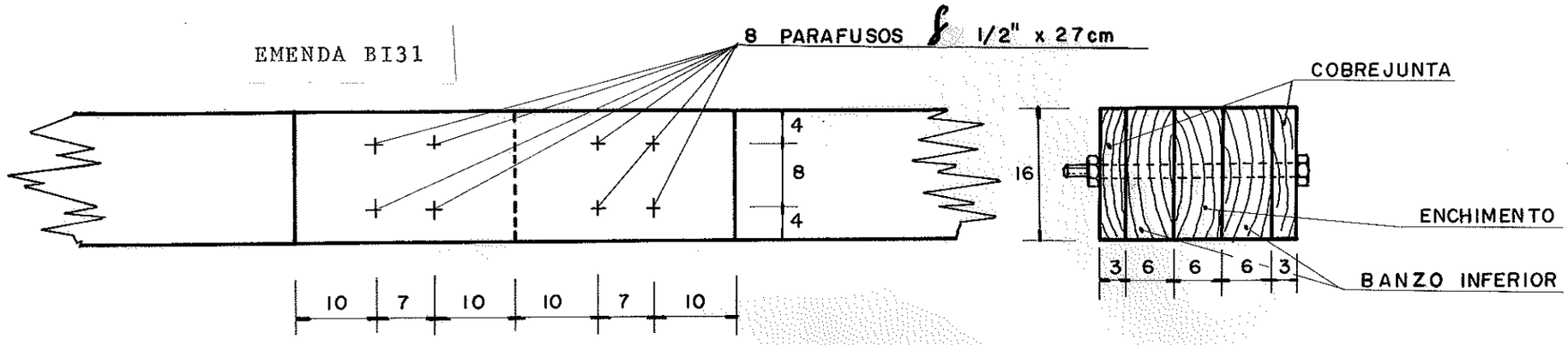
EMENDA BI22



Escala 1:7,5

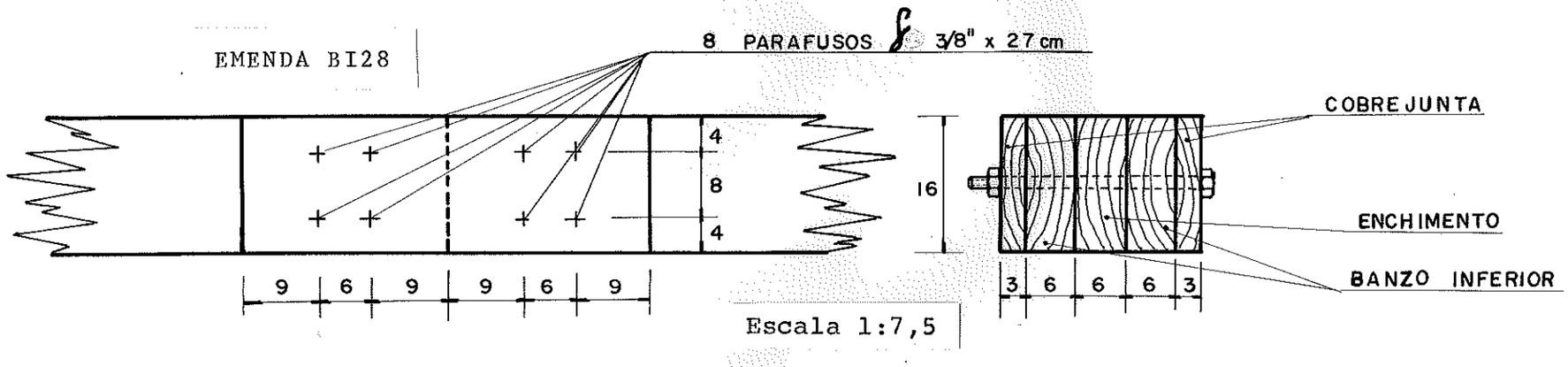
UNIDADE(cm)

FIG.59 - DETALHE DE EMENDA NUM BANZO DA TESOURA



Escala 1:7,5

UNIDADE (cm)



Escala 1:7,5

FIG.60 - DETALHE DE EMENDAS NOS BANZOS DA TESOURA

36 - DIMENSIONAMENTO DA TERÇA

Inicialmente fez-se um pré-dimensionamento, com a finalidade de utilizar o peso próprio real no dimensionamento da terça. Concluiu-se que a seção necessária é do tipo apresentado na fig.61.

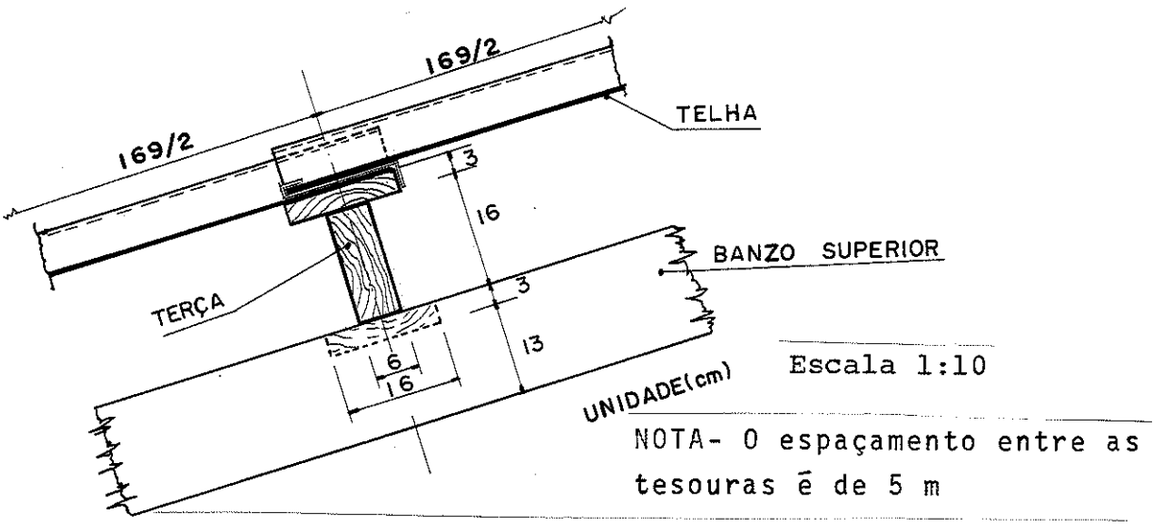


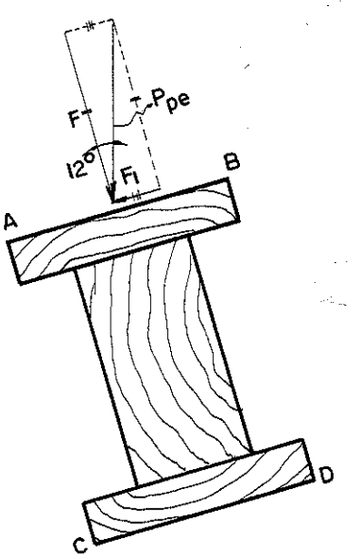
FIG.61 - POSICIONAMENTO DA TERÇA NO BANZO SUPERIOR DA TESOURA

a) Cargas permanentes (P_{pe})

Terça - (0,06x0,16+2x0,03x0,16).900 = 17,28 kg/m

Telha - 18.1,69 = 30,42 kg/m

P_{pe} = 17,28 + 30,42 = 47,70 kg/m



A carga permanente P_{pe} será decomposta em duas: uma perpendicular e a outra paralela ao plano AB (fig.62).

Cada componente será estudada isoladamente por tratar-se de flexão oblíqua, provocada pela inclinação da terça.

Calculando, tem-se:

$F = P_{pe}.\cos 12^{o} = 46,65$ kg/m

$F_1 = P_{pe}.\text{sen}12^{o} \cong 10$ kg/m

FIG.62 - DECOMPOSIÇÃO DA CARGA PERMANENTE DA TERÇA

b) Carga acidental (P_a)

Será considerado o vento que carrega, pois somado ao peso próprio resulta na situação mais desfavorável.

A pressão de obstrução vale 60 kg/m^2, e fazendo-se a combinação das pressões e/ou sucções internas e externas do vento tem-se:

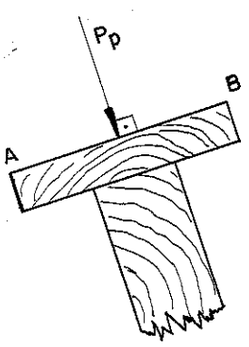
$$P_p = p_i = 0,5\ q = 0,5.60 = 30\ kg/m^2$$

Devido ao acréscimo de resistência da madeira para cargas rápidas, a carga do vento deve ser dividida por 2 (Art.11 da NB-11).

$$P_p/2 = 15\ kg/m^2$$

$$P_p = 15.1,69 = 25,35\ kg/m,$$

que representa a carga de vento atuando supostamente perpendicular à cobertura (fig.63).



A carga final no plano perpendicular a AB vale:

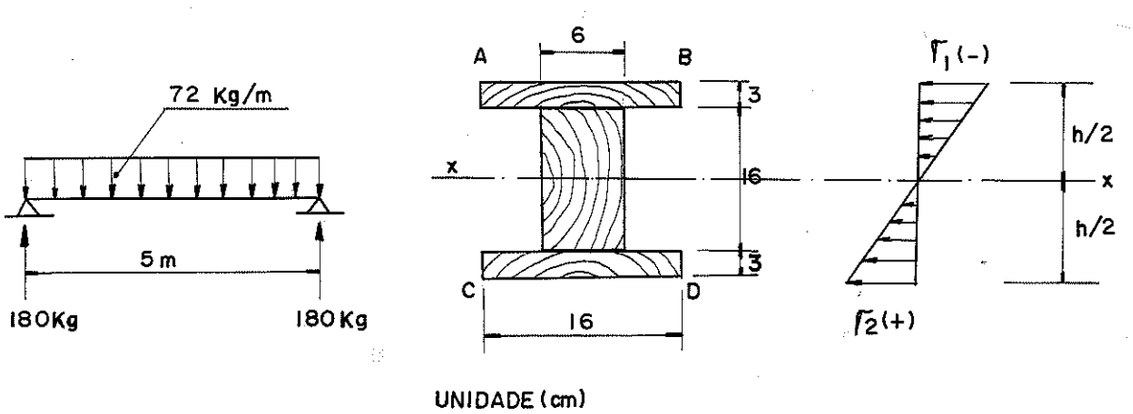
$$\overline{F+P_p} = 46,65 + 25,35 \cong 72\ kg/m$$

Como a terça está submetida à flexão oblíqua, serão calculadas e combinadas as tensões em cada plano.

FIG.63 - CARGA ACIDENTAL NA TERÇA

I) Tensão de flexão

Eixo XX

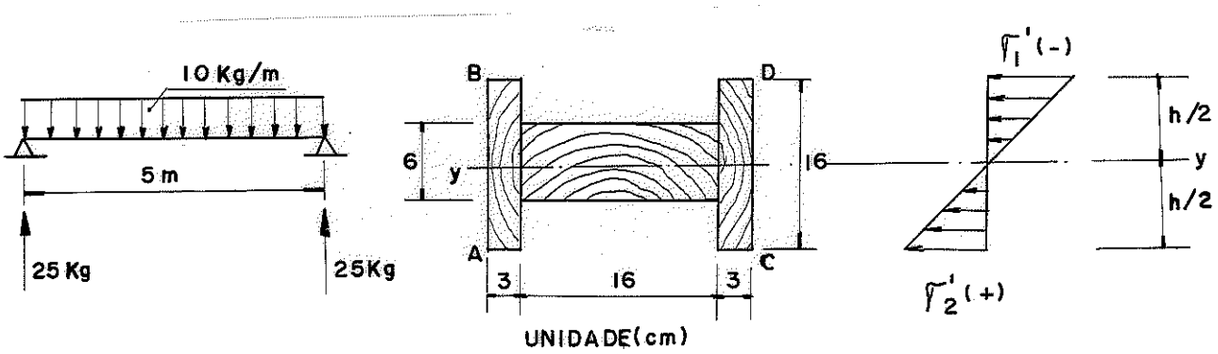


$$J_x = \frac{16.22^3}{12} - \frac{10.16^3}{12} = 10784 \text{ cm}^4$$

$$M_x = \frac{72.5^2}{8} = 225 \text{ kgm}$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{M_x \cdot y}{J_x} = \frac{22500.11}{10784} = \pm 23 \text{ kg/cm}^2$$

Eixo YY

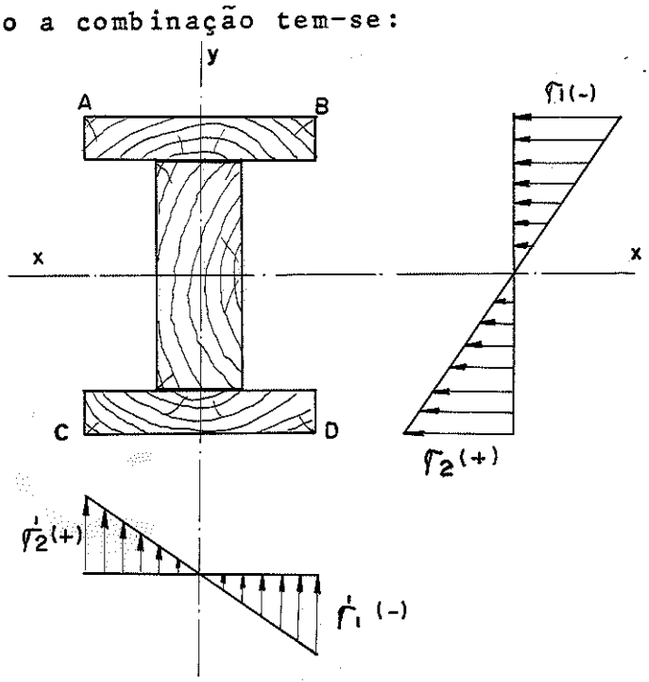


$$J_y = 2.\ \frac{3x16^3}{12} + \frac{16.6^3}{12} = 2336 \text{ cm}^4$$

$$M_y = \frac{10.5^2}{8} \cong 31 \text{ kgm}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \frac{3100.8}{2336} = \pm 11 \text{ kg/cm}^2$$

Fazendo a combinação tem-se:



$$\sigma_A = -\sigma_1 + \sigma'_2 = -23+11 = -12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = -\sigma_1 - \sigma'_1 = -23-11 = -34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_C = \sigma_2 + \sigma'_2 = 23+11 = 34 \text{ kg/cm}^2$$

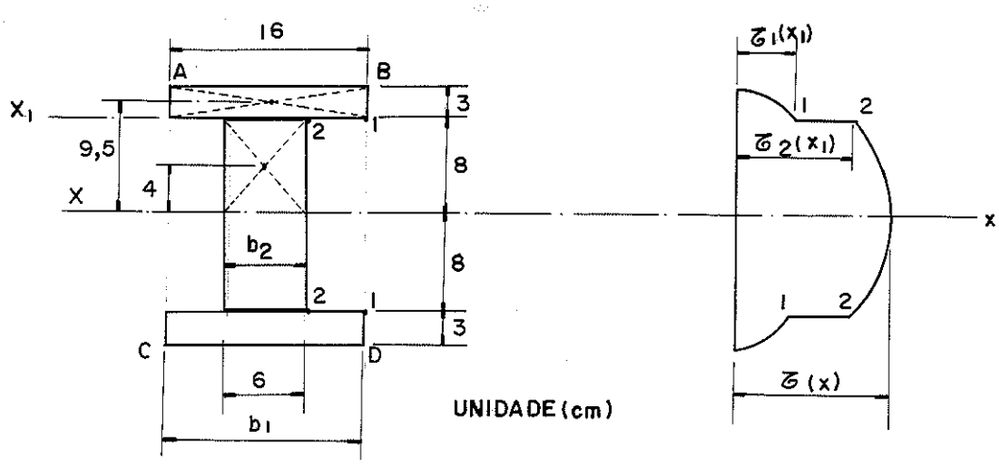
$$\sigma_D = \sigma_2 - \sigma'_1 = 23-11 = 12 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando-se o maior resultado com a tensão admissível de flexão tem-se:

$$\sigma_B = \sigma_C = \pm 34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 135 \text{ kg/cm}^2$$

II) Tensão de cisalhamento

Eixo XX



$$Ms_{(x)} = 3.16.9,5+6.8.4 = 648 \text{ cm}^3$$

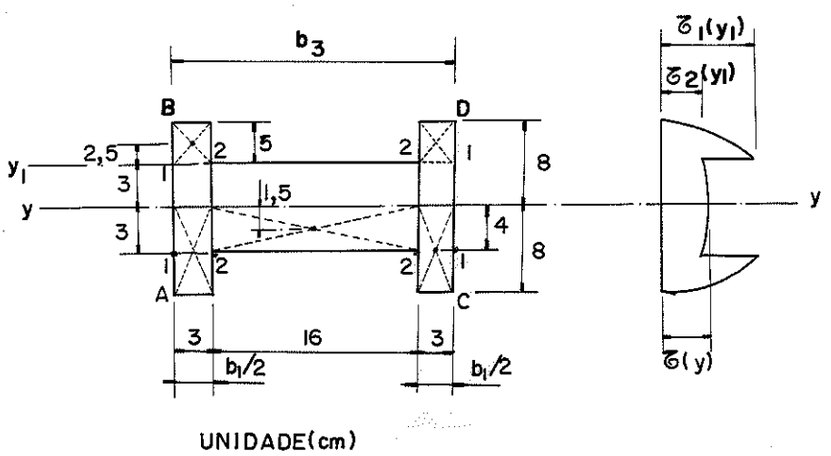
$$Ms_{(x_1)} = 3.16.9,5 = 456 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{1(x_1)} = \frac{Q.Ms_{(x_1)}}{b_1.J_x} = \frac{180.456}{16.10784} \cong 0,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{2(x_1)} = \frac{Q.Ms_{(x_1)}}{b_2 \cdot J_x} = \frac{180.456}{6.10784} = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{(x)} = \frac{Q.Ms_{(x)}}{b_2.J_x} = \frac{180.648}{6.10784} = 1,80 \text{ kg/cm}^2$$

Eixo YY



$$Ms_{(y)} = (3.8.4).2 + 16.3.1,5 = 264 \text{ cm}^3$$

$$Ms_{(y_1)} = (5.3.5,5).2 = 165 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{1(y_1)} = \frac{Q.Ms_{(y_1)}}{b_1.J_y} = \frac{25.165}{6.2336} = 0,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{2(y_1)} = \frac{Q.Ms_{(y_1)}}{b_3.J_y} = \frac{25.165}{22.2336} = 0,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{(y)} = \frac{Q.Ms_{(y)}}{b_3.J_y} = \frac{25.264}{22.2336} = 0,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{RE} = \tau_{(x)}^2 + \tau_{(y)}^2 = 1,80^2 + 0,13^2$$

$$\tau_{RE} = 1,80 \text{ kg/cm}^2$$

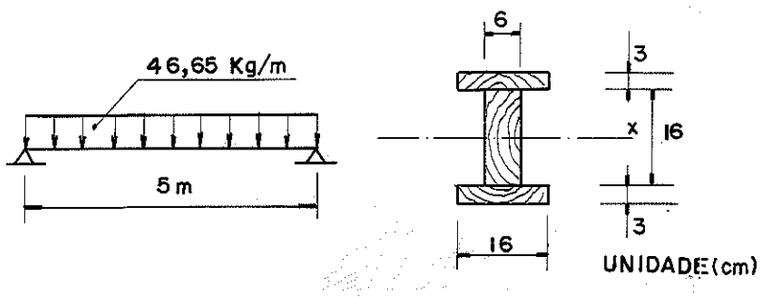
$$\tau_{RE} < \bar{\tau}_f = 12,1 \text{ kg/cm}^2$$

A influência do esforço cortante no plano YY é desprezível.

III) Flecha

Como a carga perpendicular ao eixo YY é muito pequena a flecha é desprezível. Além disto, ocorre alguma contribuição da rigidez da cobertura no plano de carga. Desta maneira, a flecha será calculada apenas no plano perpendicular à cobertura.

IIIa) Cargas permanentes

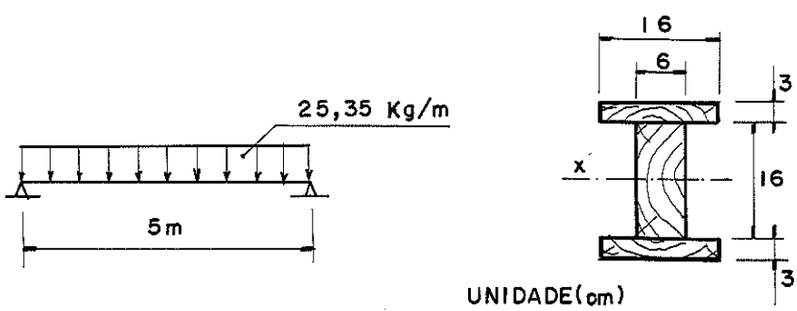


Para as cargas permanentes tem-se:

$E_p = \frac{2}{3} \cdot E_M = 62700 \text{ kg/cm}^2$. E a flecha será:

$$f_p = \frac{5 \cdot q_p \cdot \ell^4}{384 \cdot E_p \cdot J} = \frac{5 \cdot 0{,}4665 \cdot 500^4}{384 \cdot 62700 \cdot 10784} = 0{,}56 \text{ cm}$$

IIIb) Carga acidental



Para as cargas acidentais tem-se:

$E_A = E_M = 94.100 \text{ kg/cm}^2$. E a flecha será:

$$f_a = \frac{5 \cdot q_a \cdot \ell^4}{384 \cdot E_A \cdot J} = \frac{5 \cdot 0{,}2535 \cdot 500^4}{384 \cdot 94100 \cdot 10784} \cong 0{,}20 \text{ cm}$$

A flecha total é:

$$f_t = f_p + f_a = 0{,}56 + 0{,}20 = 0{,}76 \text{ cm}$$

A flecha admissível vale:

$$\bar{f} = \ell/350 = 500/350 = 1{,}42 \text{ cm}$$

$$f_t < \bar{f}$$

37 - LIGAÇÕES COM ANÉIS METÁLICOS

Como o esforço atuante nos nós de 1 a 6 e de 30 a 37 é bastante alto, optou-se pela utilização de anéis metálicos como elemento de ligação, devido à sua grande capacidade de carga.

Através de ensaios realizados no LaMEM (11), para corpos de prova ligados com anéis metálicos (cortados de canos galvanizados de 3 a 8 polegadas de diâmetro), concluiu-se:

$$\frac{\bar{F}_n}{\bar{F}_p} \cong \frac{1}{2}$$

sendo $\bar{F}_n$ = força admissível por anel na tração ou compressão normal;
$\bar{F}_p$ = força admissível por anel na tração ou compressão paralela.

Pela expressão de Hankinson para esforços inclinados tem-se:

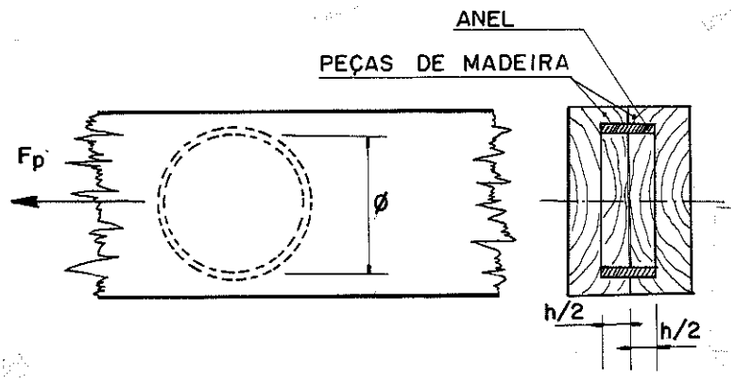
$$\bar{F}_\theta = \frac{\bar{F}_p \cdot \bar{F}_n}{\bar{F}_p \operatorname{sen}^2\theta + \bar{F}_n \cos^2\theta} \quad (2)$$

Para $\bar{F}_n = \bar{F}_p/2$ fica:

$$\bar{F}_\theta = \frac{\bar{F}_p}{2 \operatorname{sen}^2\theta + \cos^2\theta}$$

Tomando $\cos^2\theta = 1 - \operatorname{sen}^2\theta$ tem-se $\bar{F}_\theta = \dfrac{\bar{F}_p}{1 + \operatorname{sen}^2\theta}$

A força admissível por anel na tração ou compressão paralela pode ser calculada com boa aproximação pela equação: (Fig.64)



$$\bar{F}_p = \frac{\pi\ \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell$$

FIG.64 - ESQUEMA DE LIGAÇÃO COM ANEL METÁLICO

A tabela a seguir apresenta o valor de $\bar{F}_p$ para anéis de vários diâmetros.

Na Peroba Rosa $\bar{\tau}_\ell = 18{,}2\ kg/cm^2$ (6)

ϕ(pol)	4	5	6	7	8
$\bar{F}_p$(kg)	1476	2306	3320	4519	5902

Tabela 36

Os anéis foram obtidos de canos galvanizados com 4 mm de espessura, sendo a altura apresentada na fig.64 e determinada a seguir.

Através de equações compatíveis teoricamente e de comprovação experimental, pode-se calcular $\bar{F}_p$ com boa aproximação, através da equação: (Fig.64)

$$\bar{F}_p = \phi \cdot \frac{h}{2} \cdot \bar{\sigma}_c \text{ , sendo}$$

ϕ = diâmetro interno do anel
h = altura total do anel
$\bar{\tau}_\ell$ = tensão de cisalhamento admissível da madeira nas ligações

Igualando-se as expressões de $\bar{F}_p$ tem-se:

$$\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell = \phi \cdot \frac{h}{2} \cdot \bar{\sigma}_c \quad \text{onde} \quad h = \frac{\pi \cdot \phi \cdot \bar{\tau}_\ell}{2\ \bar{\sigma}_c} \ \text{(cm)}$$

Comprovou-se experimentalmente que para anéis com diâmetro máximo de até 6" pode-se utilizar uma altura prática (h) de 3 cm (11).

O valor máximo de penetração do anel na madeira é de 50% da espessura da peça (11).

Devido ao grande esforço atuante no nó 12 optou-se, na ligação entre o tirante e a tesoura, pela utilização de anéis metálicos.

EXEMPLO: Dimensionar a ligação com anéis no nó 34, entre o banzo inferior, o montante e a diagonal, de acordo com a fig.65.

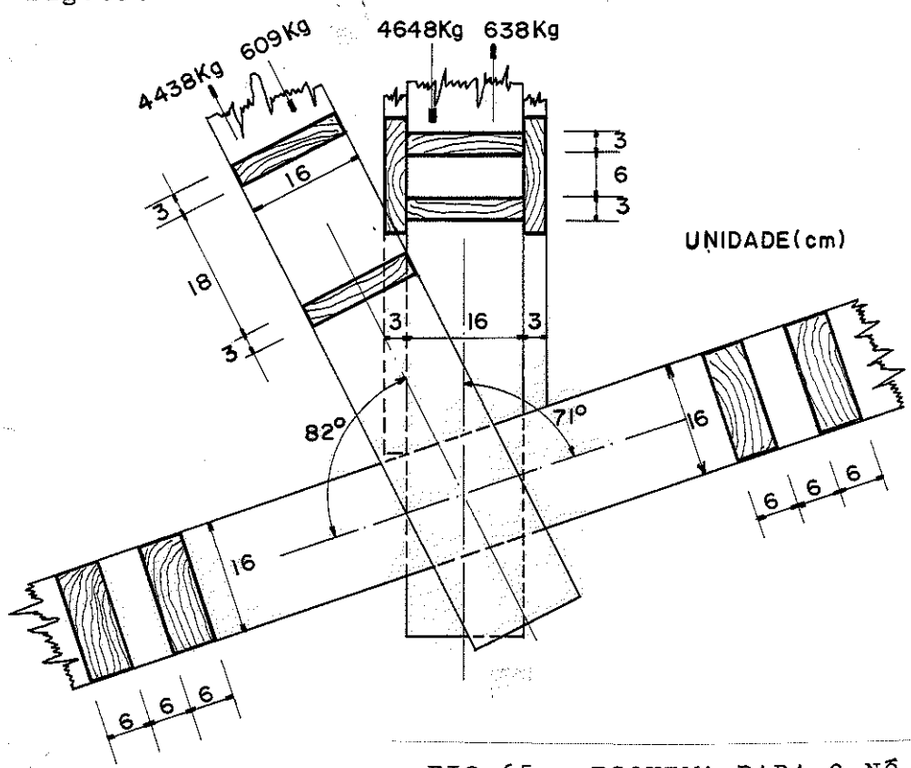


FIG.65 - ESQUEMA PARA O NÓ 34

a) Ligação banzo inferior - montante

Os esforços atuantes da fig.65 foram retirados do programa STRESS final. Serão colocados anéis dos dois lados do montante, absorvendo, cada lado, metade da carga máxima atuante de tração ou compressão. Assim, tem-se:

$P_c/2 = 2324$ kg

a1) Anel no banzo inferior

Como o esforço no montante é inclinado de um ângulo θ relativo ao banzo inferior, e tomando-se anéis com diâmetro interno de 5", tem-se:

$\bar{F}_p = 2306$ kg (tab.36)

$$\bar{F}_\theta = \frac{\bar{F}_p}{1 + sen^2\theta} = \frac{2306}{1 + sen^2 71^o} = 1217 \text{ kg}$$

$$\text{Nº anéis} = \frac{P_c/2}{\bar{F}_\theta} = \frac{2324}{1217} = 1{,}90. \quad \text{Adotar } 2\phi 5".$$

a2) Anel no montante

Como tem-se o esforço no montante paralelo às fibras fica:

$$\text{Nº anéis:} \frac{P_c/2}{\bar{F}_p} = \frac{2324}{2306} \cong 1{,}00. \quad \text{Adotar } 1\phi 5".$$

b) Ligação banzo inferior - diagonal

Considerando-se novamente anéis, agora de ambos os lados da diagonal, e com diâmetro interno de 5", tem-se:

$$P_t/2 = 2219 \text{ kg}$$

b1) Anel no banzo inferior

$$\bar{F}_\theta = \frac{2306}{1 + sen^2 82^o} = 1164 \text{ kg}$$

$$\text{Nº anéis} = \frac{P_t/2}{\bar{F}_\theta} = \frac{2219}{1164} = 1{,}90. \quad \text{Adotar } 2\phi 5"$$

b2) Anel na diagonal

$$\text{Nº anéis} = \frac{P_t/2}{\bar{F}_p} = \frac{2219}{2306} = 0{,}96. \quad \text{Adotar } 1\phi 5"$$

A seguir, apresenta-se uma tabela contendo o dimensionamento de todas as ligações com anel, para os nós da tesoura.(Tab. 37)

Obs: Para os nós 36 e 37 na tabela 37, não se considerou a ligação da tesoura ao pilar, a qual será verificada mais adiante.

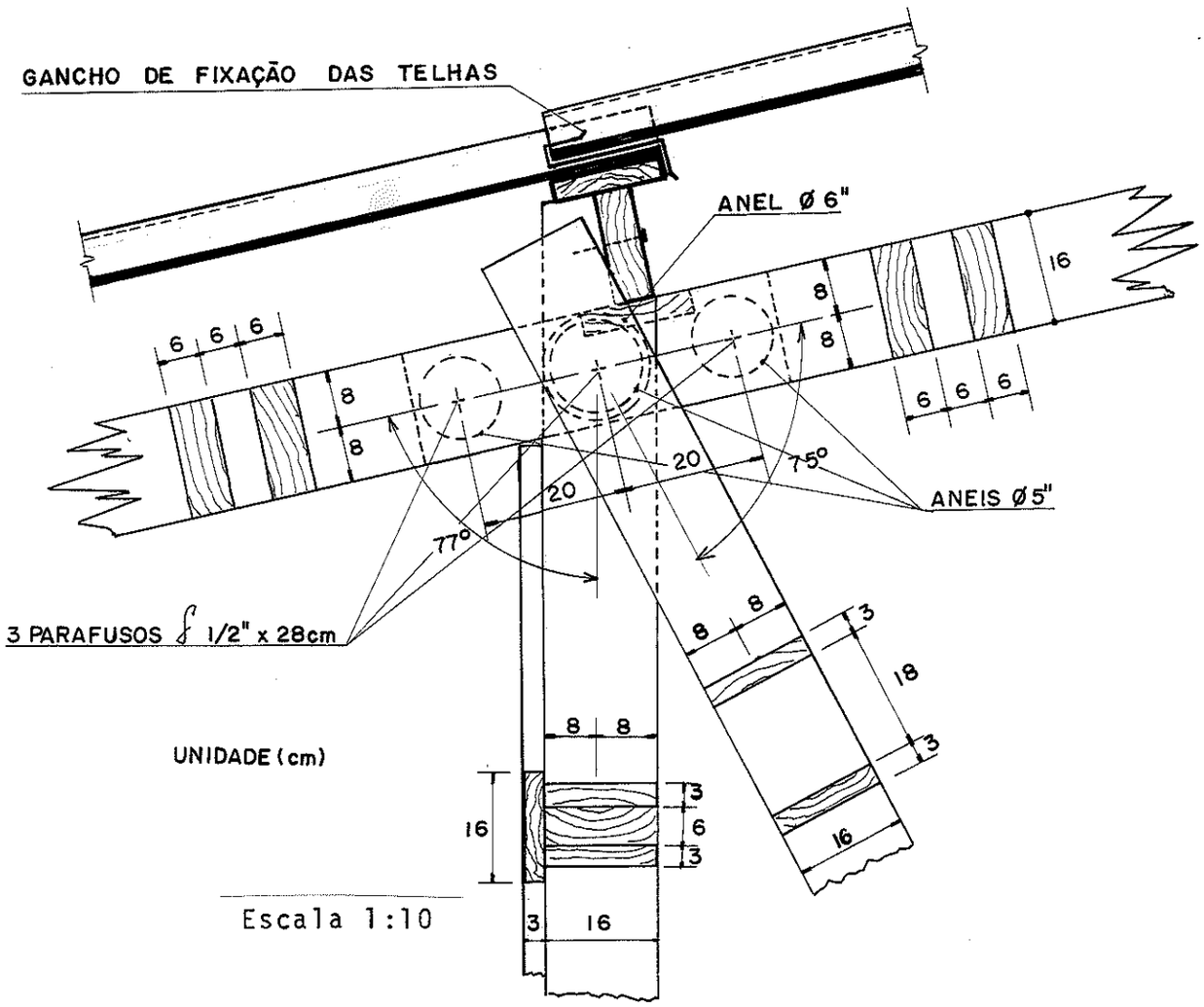
Após a tabela 37 encontram-se os detalhes de todos os nós de ligação executados com anéis metálicos, exceto os nós 12, 36 e 37. (Figs. 66 a 80)

ESFORÇO NO MONTANTE (LIGAÇÃO BS - MTT)										
ANÉIS PARA BS OU BI							ANÉIS PARA MONTANTE			
Nº nó	Esforço máximo atuante (P/2) (kg)	Ângulo com BI ou BS (graus)	Diâmetro do anel (pol) (ϕ)	$\bar{F}_\theta$ (Hankinson) Esforço inclinado adm. por anel (kg)	Nº anéis calculado P/2 / $\bar{F}_\theta$	Nº anéis corrigido	Diâmetro do anel (pol) (ϕ)	$\bar{F}_p$ (esforço paralelo adm. por anel) (kg)	Nº anéis calculado P/2 / $\bar{F}_p$	Nº anéis corrigido
1	2550	77	5	1183	2,15	3	6	3320	0,76	1
2	2324	"	5	"	1,96	2	5	2306	1,00	"
3	2094	"	5	"	1,77	"	"	"	0,90	"
4	1859	"	5	"	1,57	"	"	"	0,80	"
5	1619	"	4	757	2,13	"	4	1476	1,09	"
6	1369	"	4	"	1,80	"	"	"	0,92	"
30	1368	71	4	779	1,75	"	"	"	0,92	"
31	1619	"	4	"	2,07	"	"	""	1,09	"
32	1859	"	5	1217	1,52	"	5	2306	0,80	"
33	2094	"	5	"	1,72	"	"	"	0,90	"
34	2324	"	5	"	1,90	"	"	"	1,00	"
35	2550	"	5	"	2,09	"	"	"	1,10	"
36	1730	"	5	"	1,42	"	"	"	0,75	"
37	1730	77	5	1183	1,46	"	"	"	0,75	"
12	1179	"	5	"	0,99	1	"	"	0,51	"

Tabela 37

ESFORÇO NA DIAGONAL (LIGAÇÃO BS - DIAG.)										
ANÉIS PARA BS OU BI							ANÉIS PARA DIAGONAL			
Nº nó	Esforço máximo atuante (P/2) (kg)	Ângulo com BS ou BI (graus)	Diâmetro do anel (pol) (ϕ)	$\bar{F}_\theta$ (Hankinson) Esforço inclinado adm. por anel (kg)	Nº anéis calculado P/2 / $\bar{F}_\theta$	Nº anéis corrigido	Diâmetro do anel (pol) (ϕ)	$\bar{F}_p$ (esforço paralelo adm. por anel) (kg)	Nº anéis calculado P/2 / $\bar{F}_p$	Nº anéis corrigido
1	2219	75	5	1193	1,86	2	5	2306	0,96	1
2	2009	73	5	1204	1,66	"	"	"	0,87	"
3	1795	71	"	1217	1,47	"	"	"	0,77	"
4	1576	69	"	1232	1,28	"	"	"	0,68	"
5	1347	67	4	799	1,68	"	4	1476	0,91	"
6	1106	64	"	816	1,35	"	"	"	0,75	"
30	1347	74	"	767	1,75	"	"	"	0,91	"
31	1576	77	"	757	2,08	"	"	"	1,06	"
32	1795	79	5	1174	1,52	"	5	2306	0,78	"
33	2009	80	"	1171	1,71	"	"	"	0,87	"
34	2219	82	"	1164	1,90	"	"	"	0,96	"
35	2427	84	"	1159		"	"	"		"
36	E S T E	N Ó	N Ã O	T E M	D I A G O	N A L	-	-	-	-
37	2427	76	5	1188	2,04	2	5	2306	1,05	1
12	2814	38	6	2408	1,16	1	6	3320	0,84	"

Tabela 37



ESQUEMA DA CHAPA METÁLICA (BS-DIAG.)

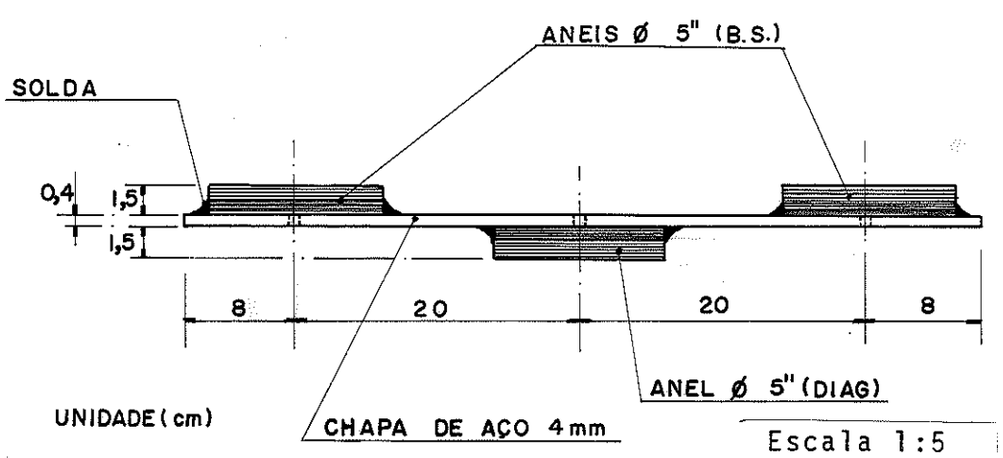
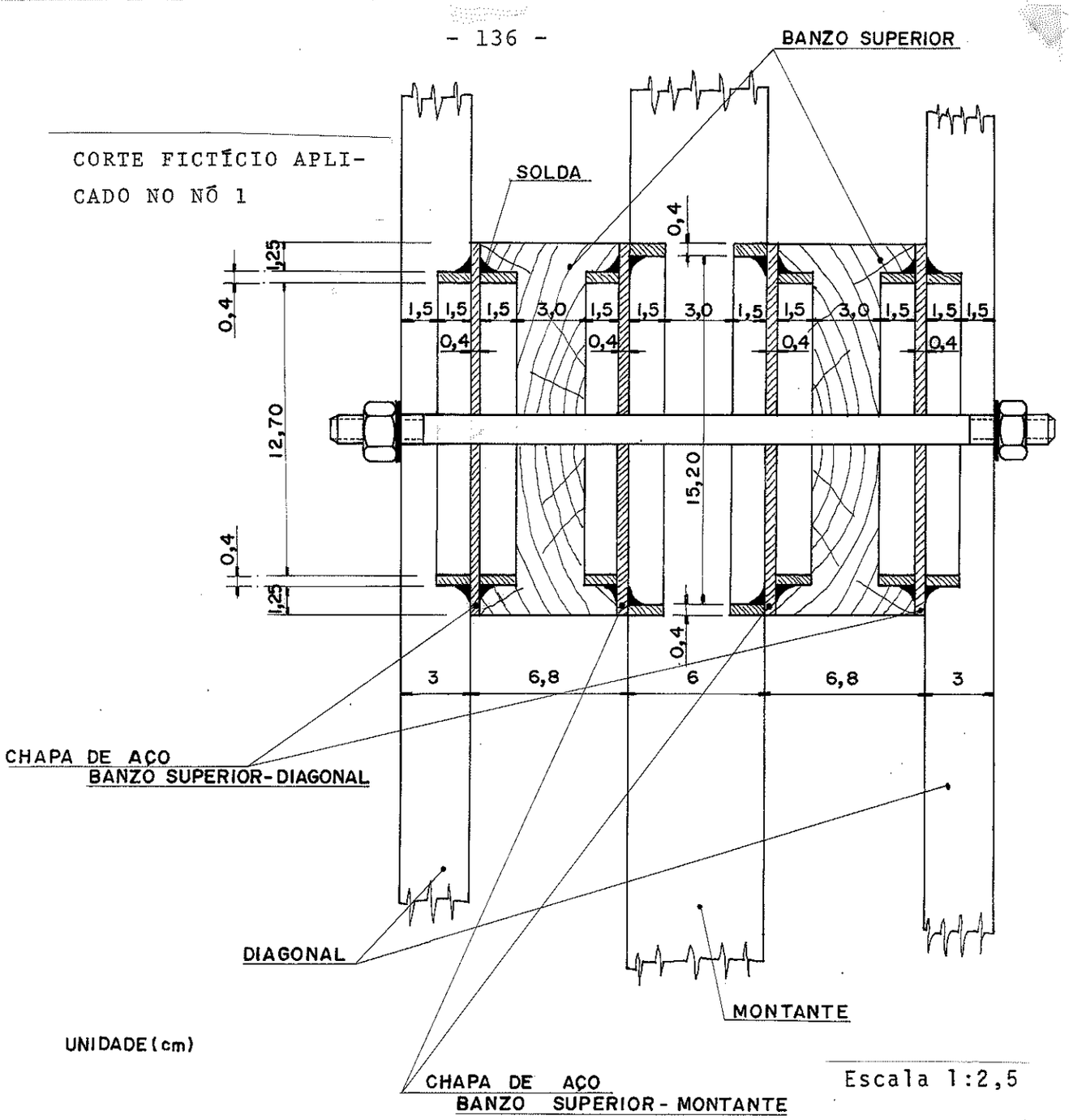


FIG.66 - DETALHE DO NÓ 1

CORTE FICTÍCIO APLICADO NO NÓ 1



Escala 1:2,5

ESQUEMA DA CHAPA METÁLICA (BS-MTT)

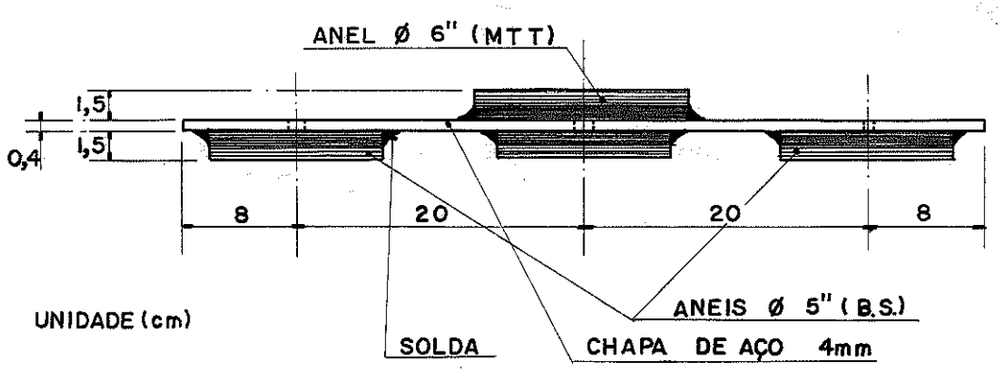
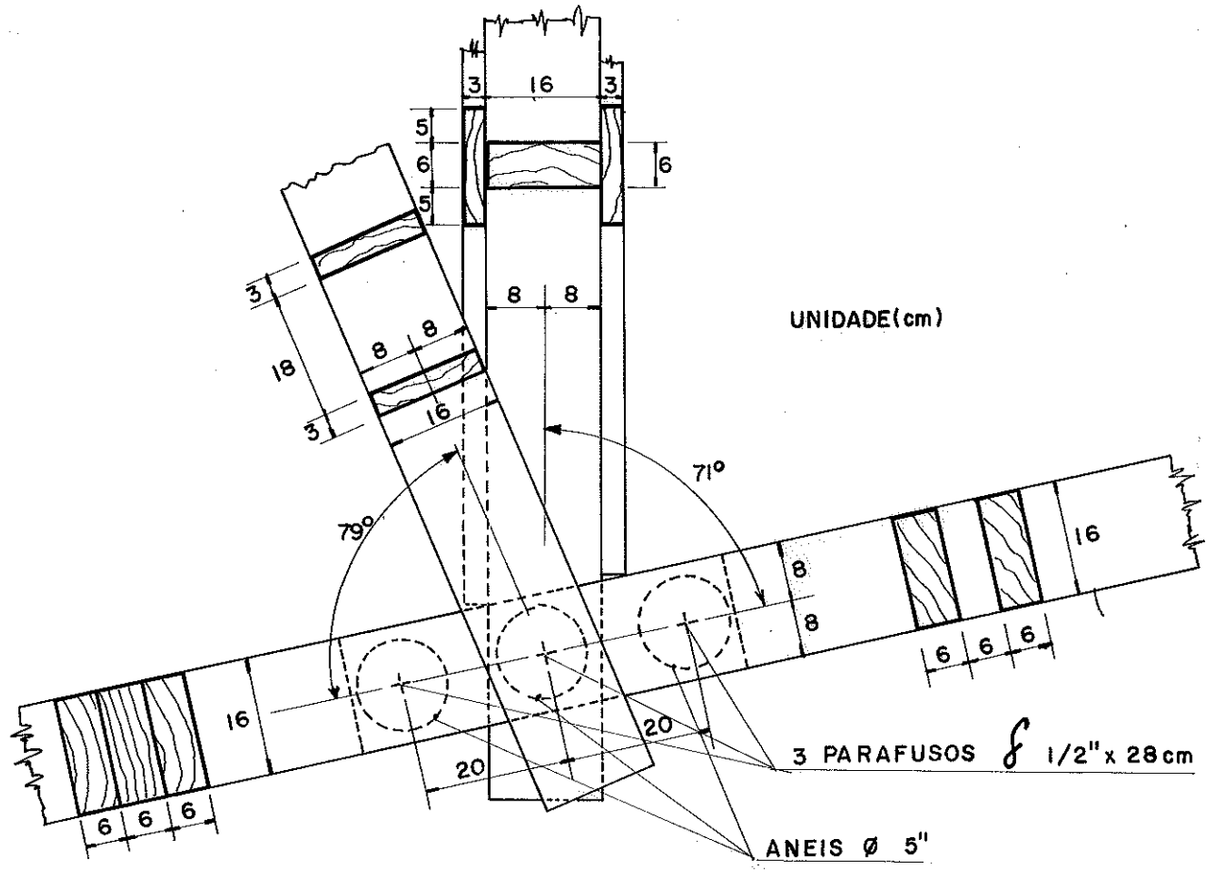


FIG.67 - DETALHE DO NÓ 1

Escala 1:5



Escala 1:10

FIG.68 - DETALHE DO NÓ 32

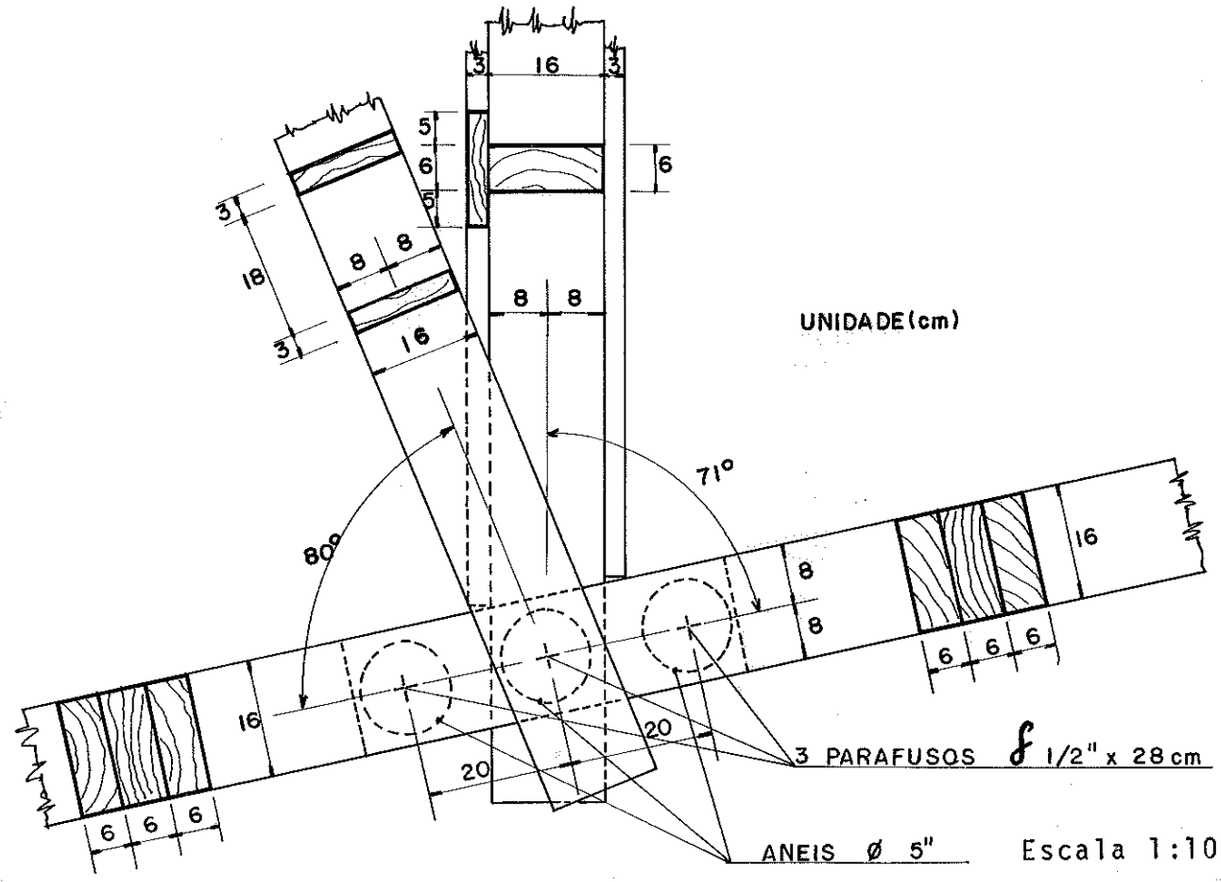


FIG.69 - DETALHE DO NÓ 33

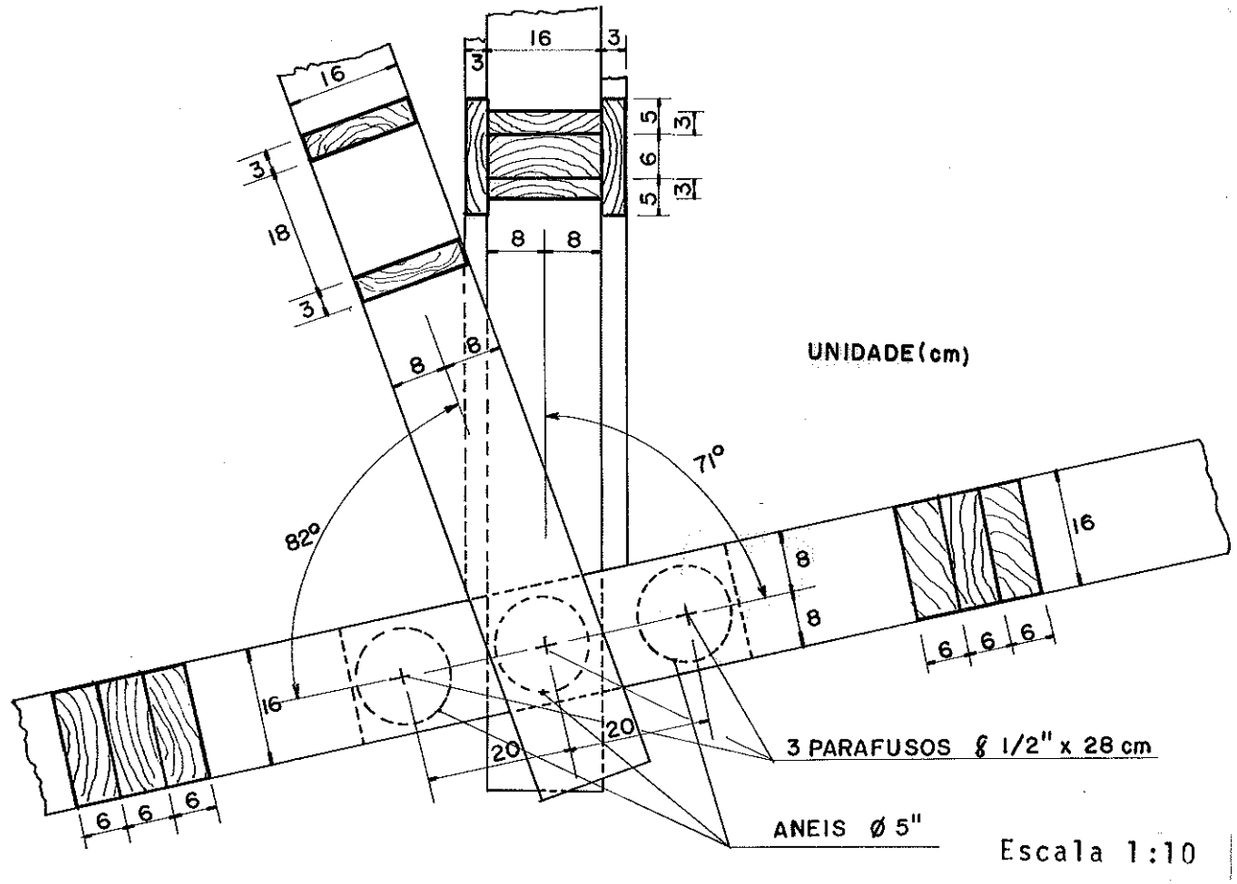


FIG.70 - DETALHE DO NÓ 34

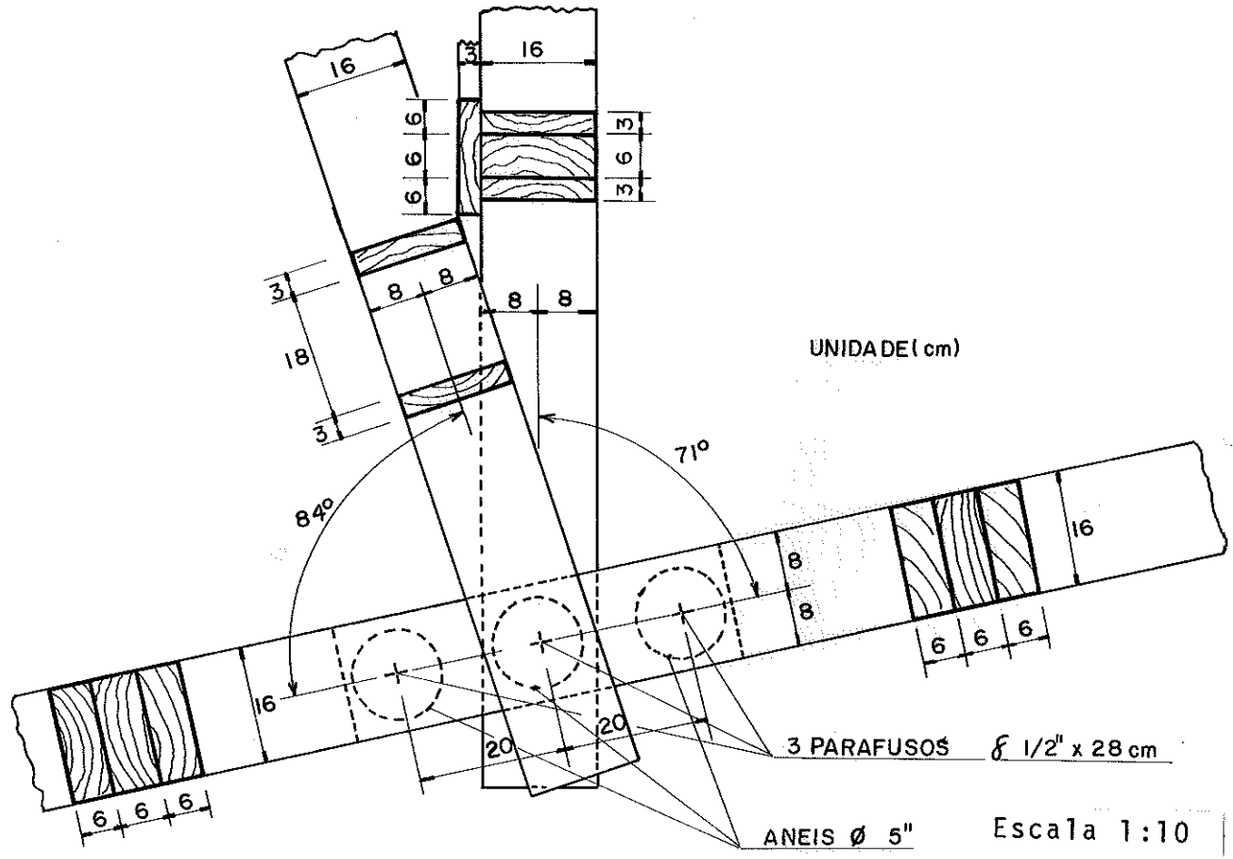
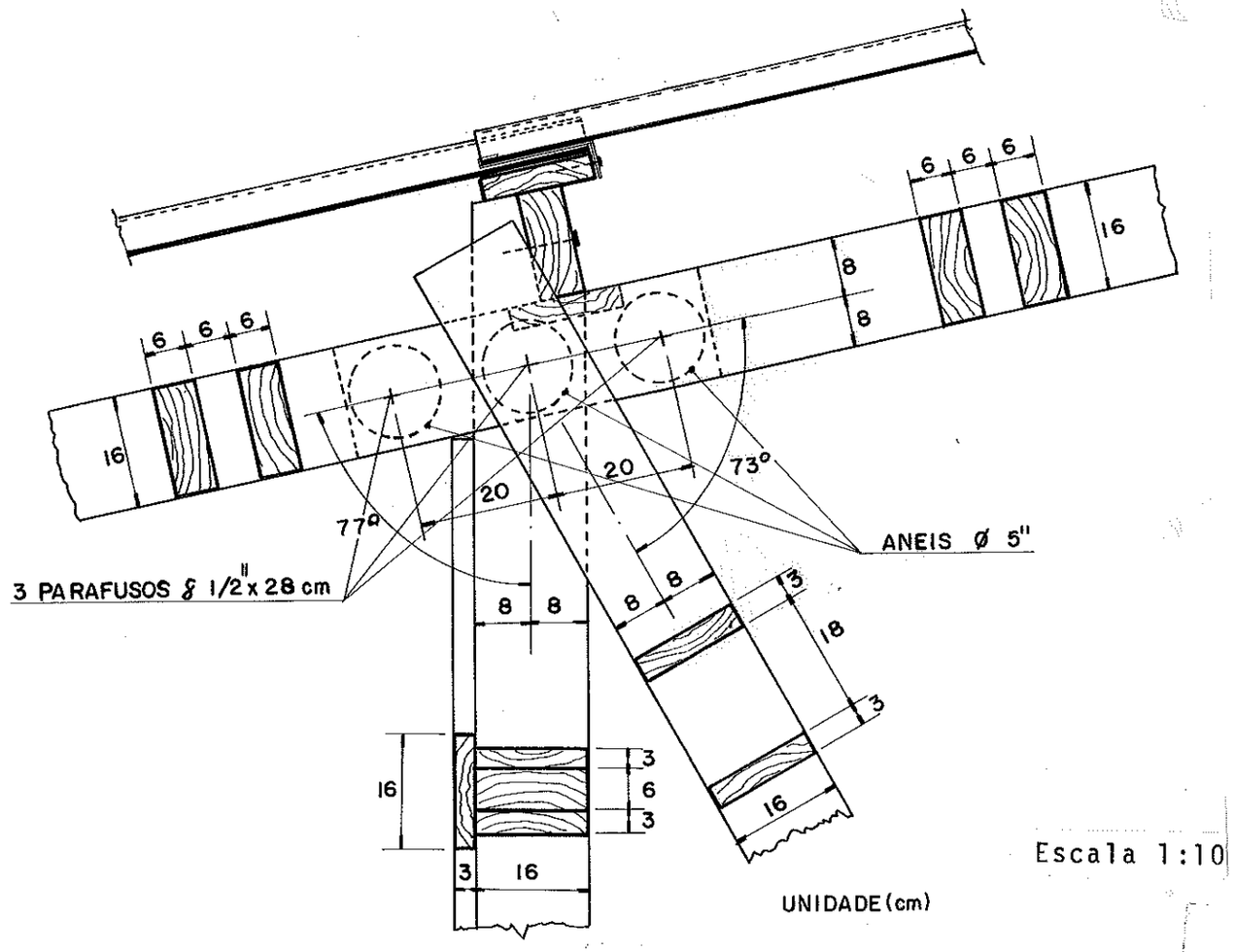


FIG.71 - DETALHE DO NÓ 35



Escala 1:10

FIG.72 - DETALHE DO NÓ 2

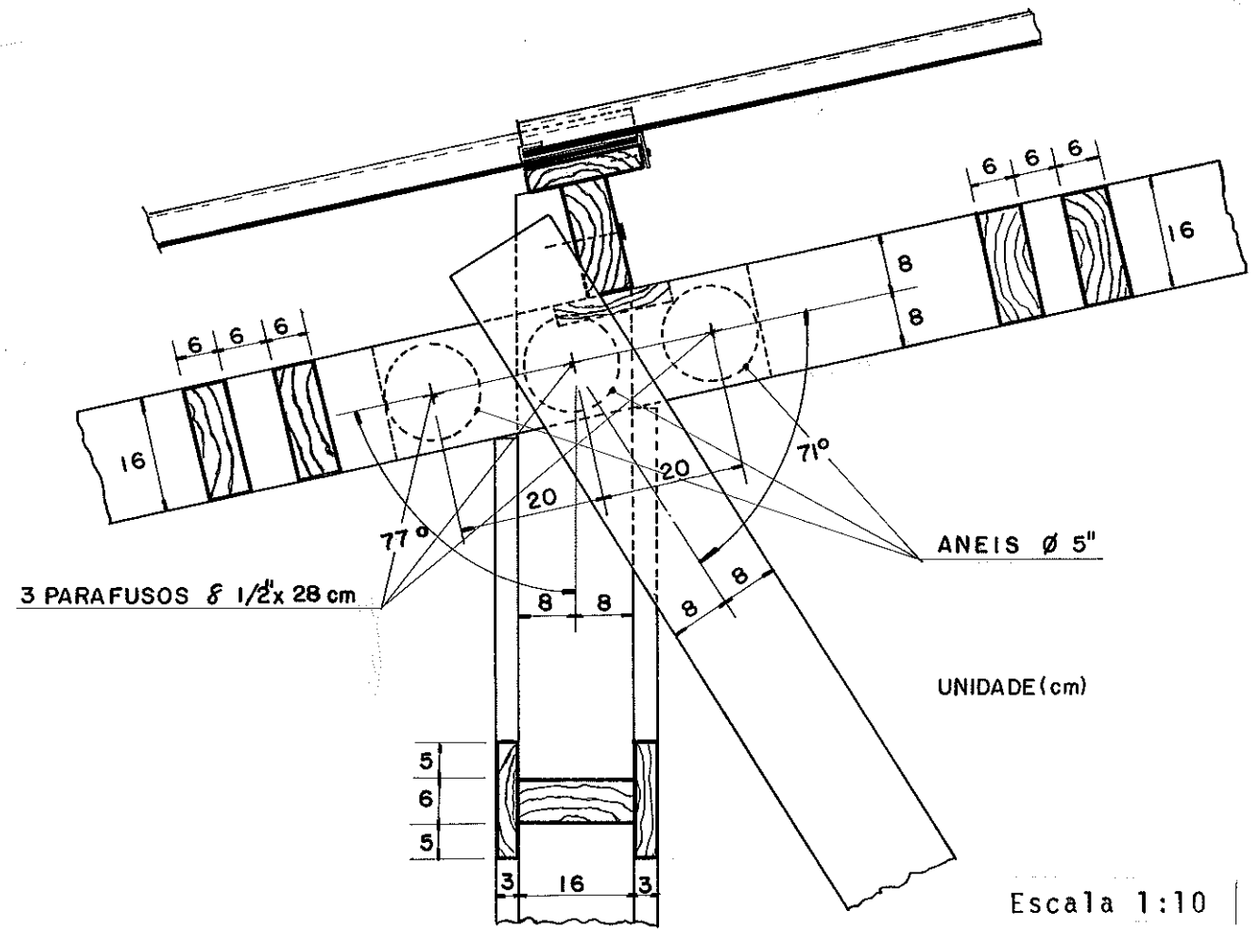
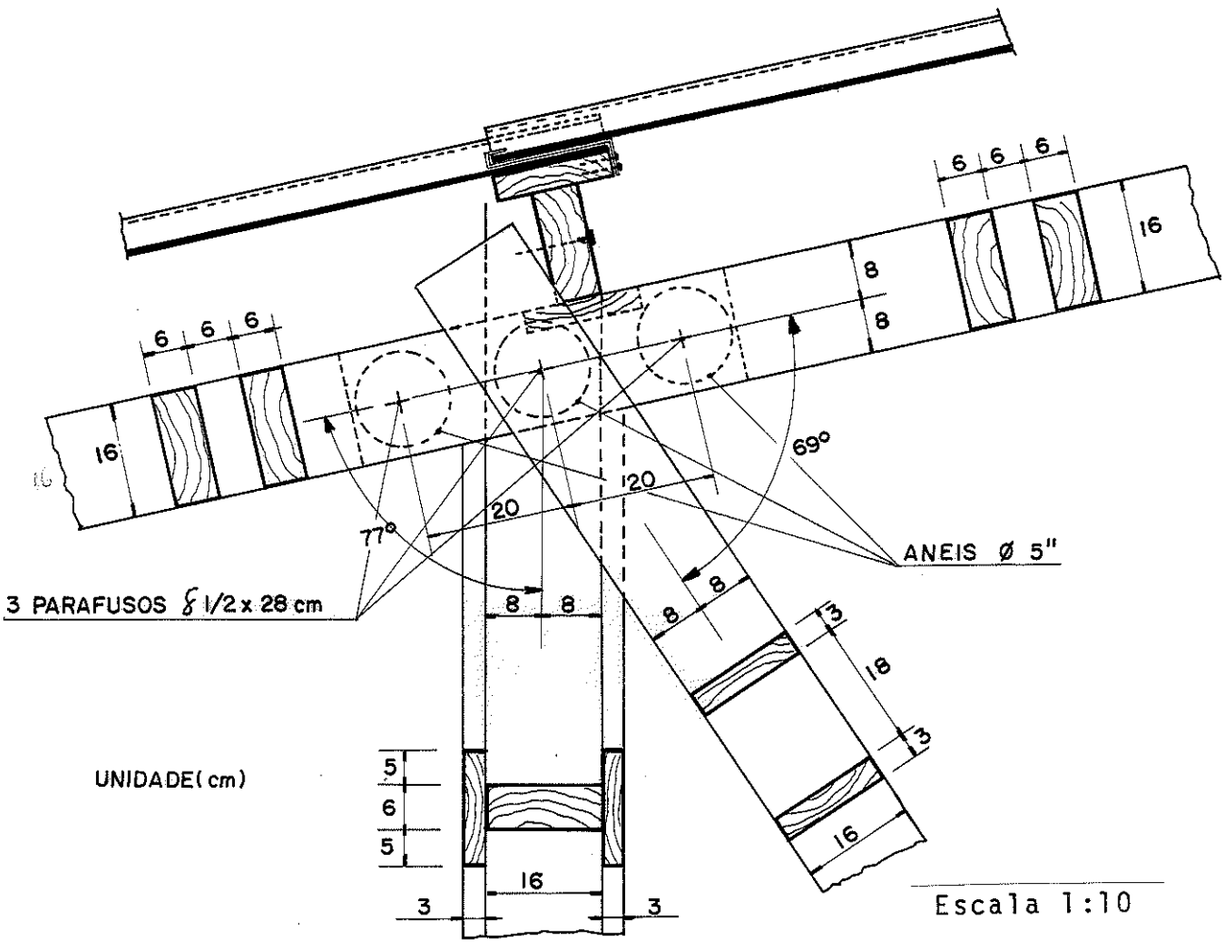


FIG.73 - DETALHE DO NÓ 3



ESQUEMA DAS CHAPAS METÁLICAS (BS-MTT e BS-DIAG.)
(NÓS 32 a 35, e de 2 a 4)

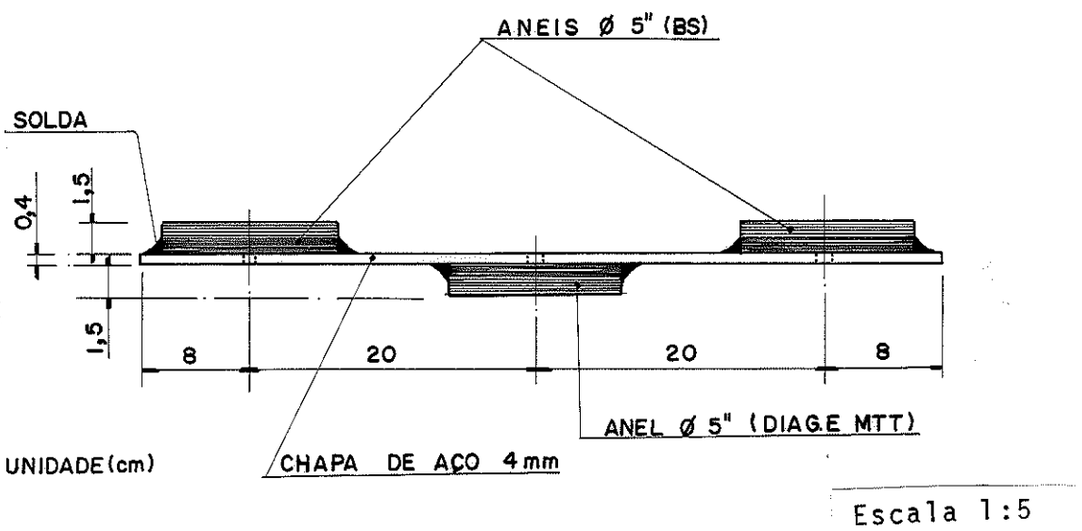
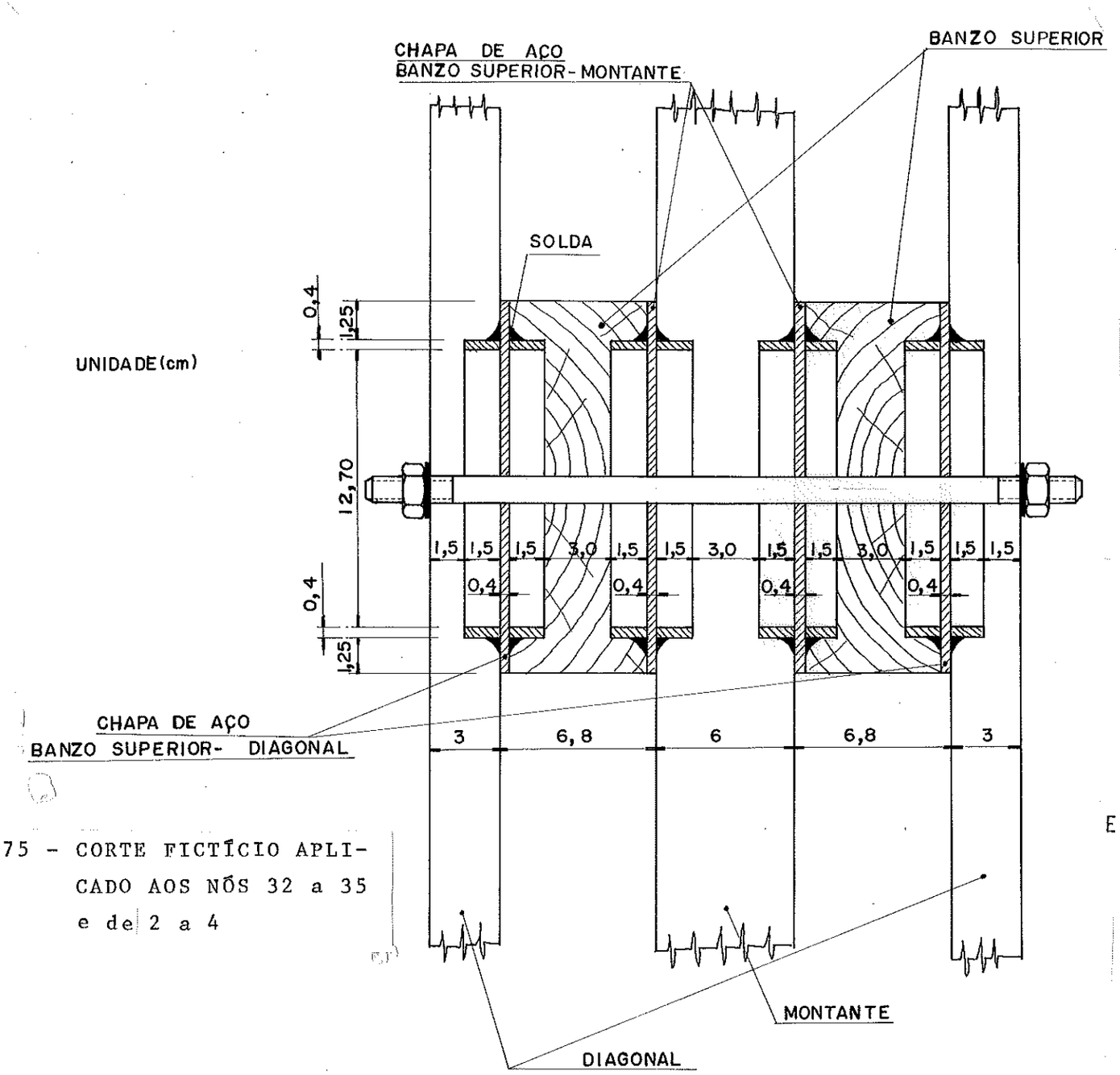
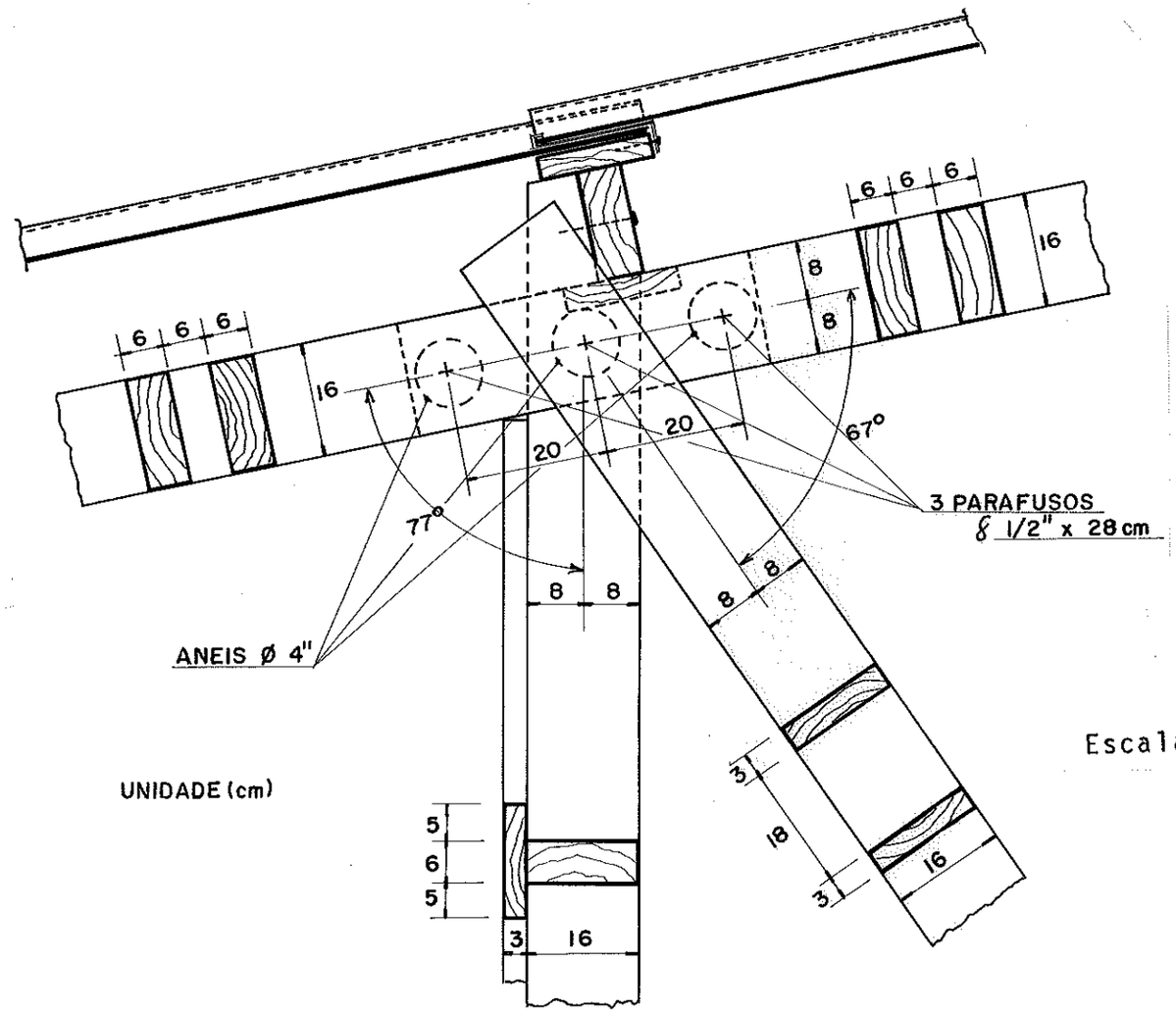


FIG.74 - DETALHE DO NÓ 4



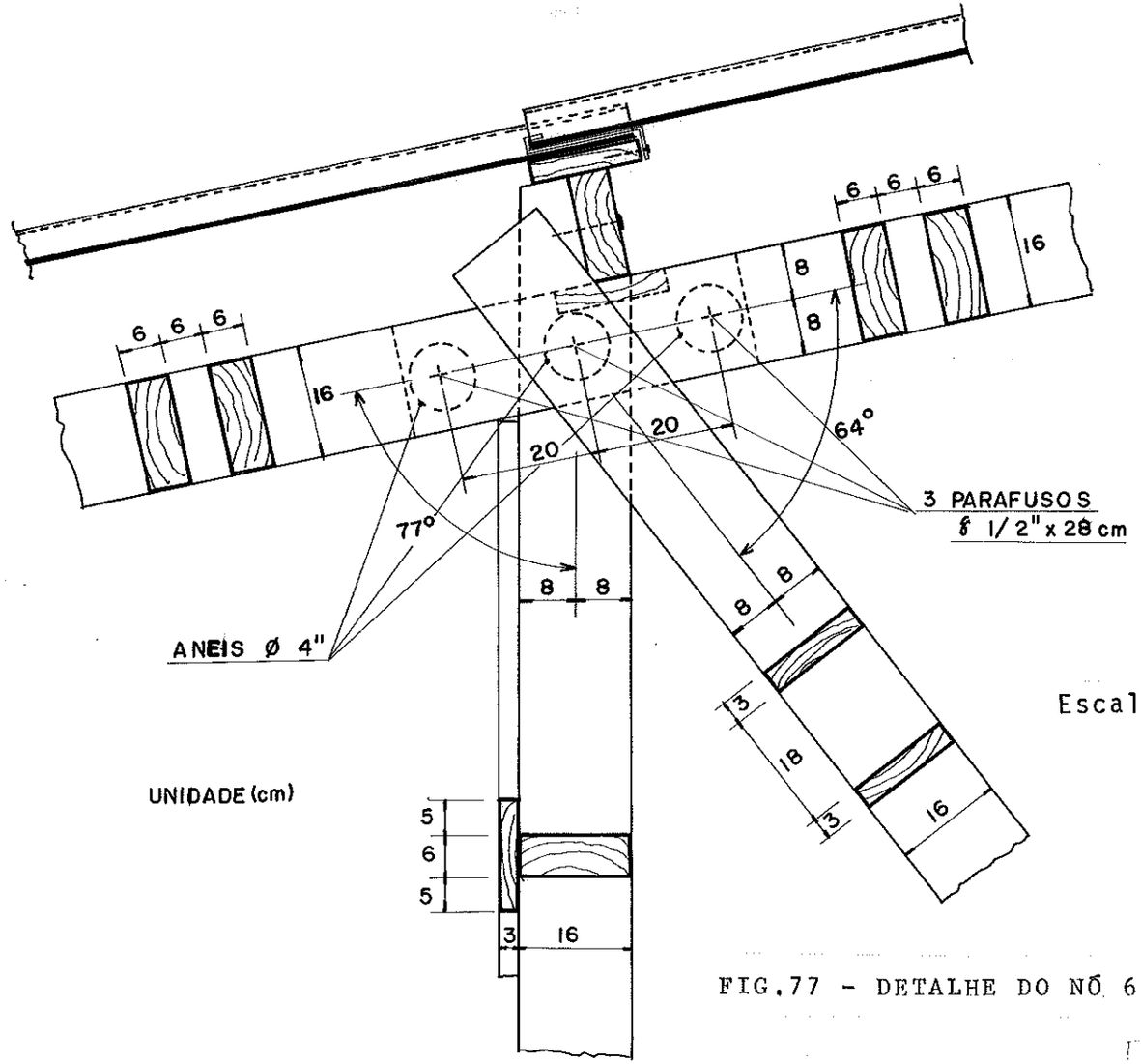
Escala 1:2,5

FIG.75 - CORTE FICTÍCIO APLICADO AOS NÓS 32 a 35 e de 2 a 4



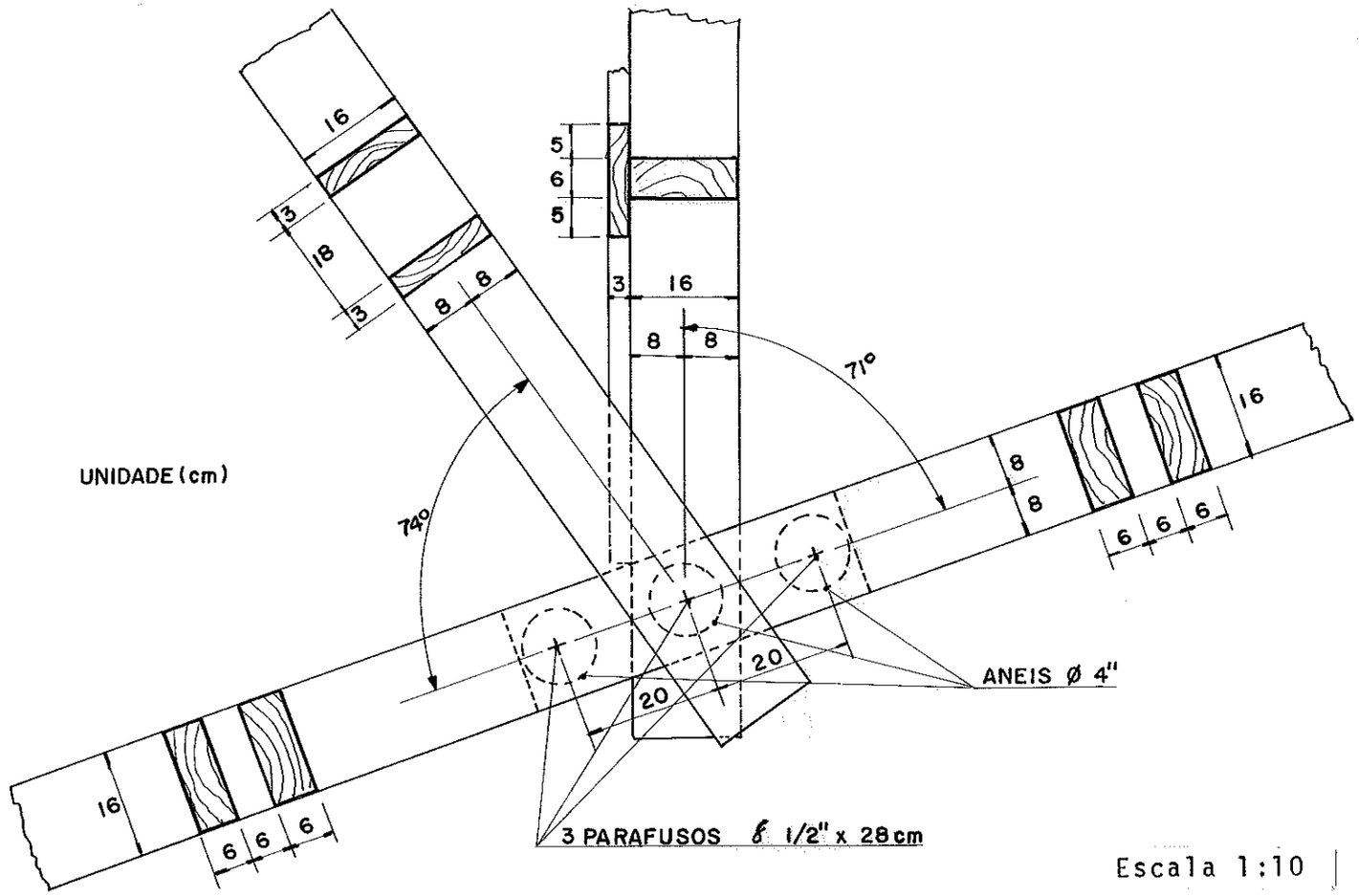
Escala 1:10

FIG.76 - DETALHE DO NÓ 5



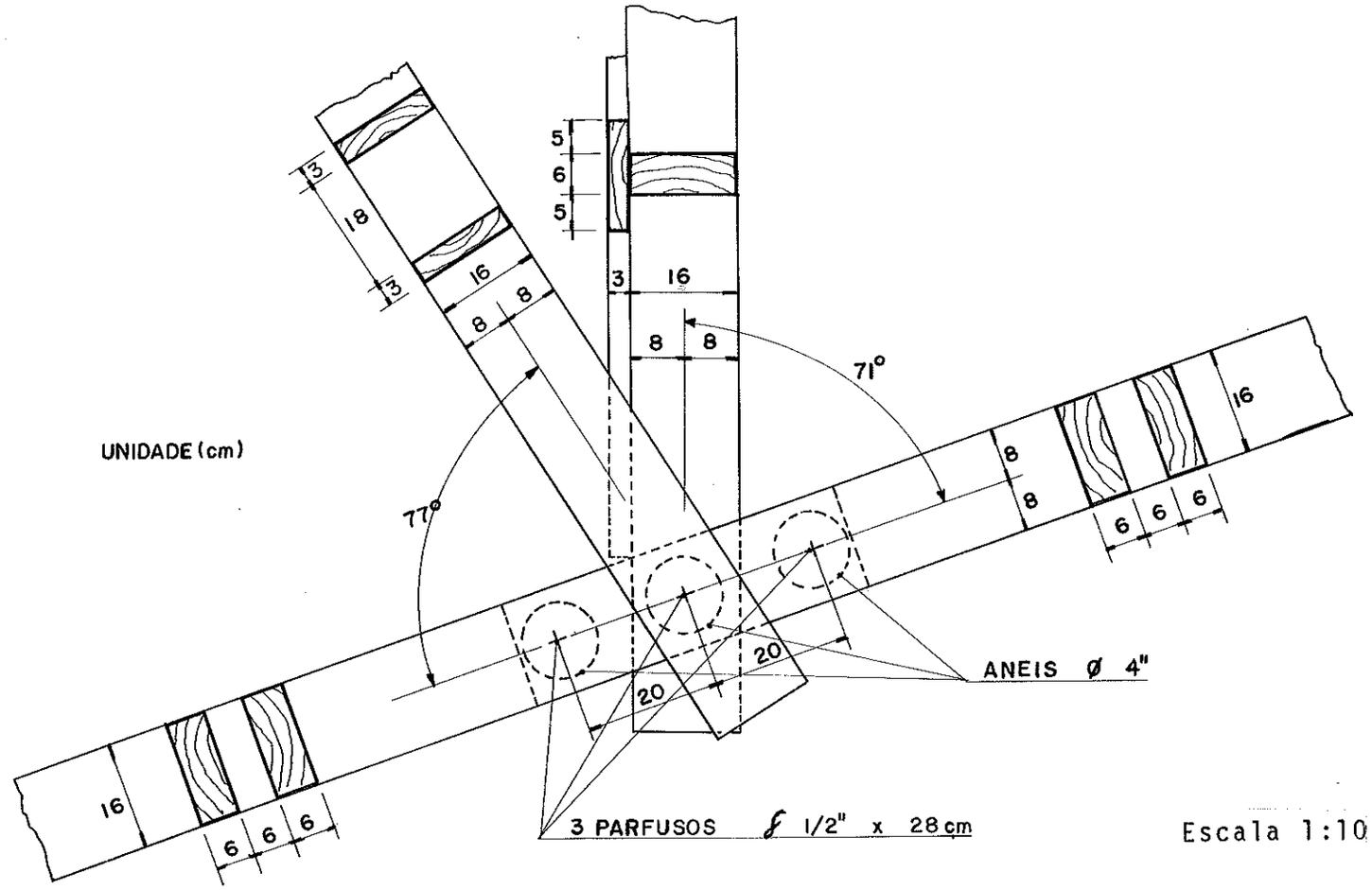
Escala 1:10

FIG.77 - DETALHE DO NÓ 6



Escala 1:10

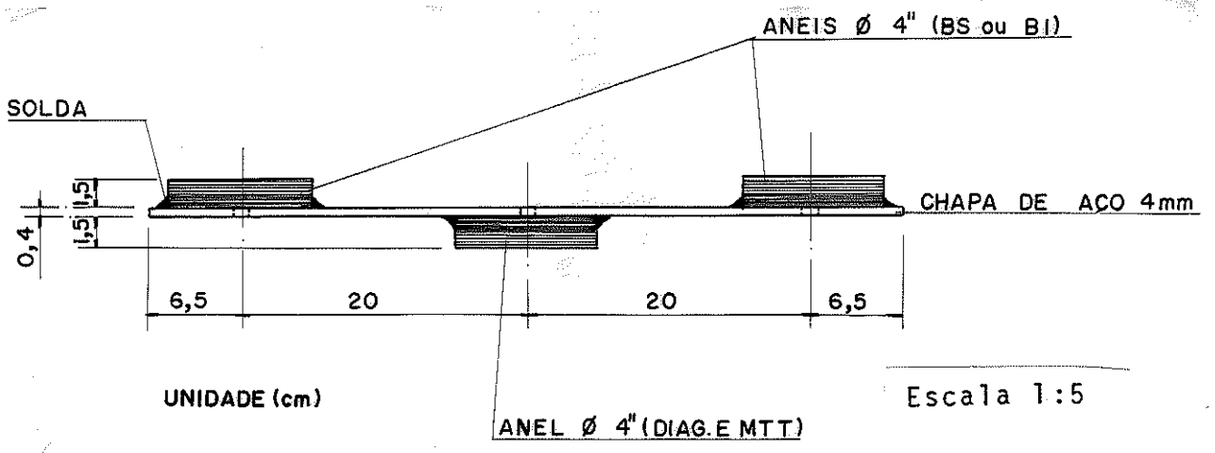
FIG.78 - DETALHE DO NÓ 30



Escala 1:10

FIG.79 - DETALHE DO NÓ 31

DETALHE DAS CHAPAS METÁLICAS (BS-MTT e BS-DIAG.)



CORTE FICTÍCIO APLICADO AOS NÓS 5,6,30 e 31

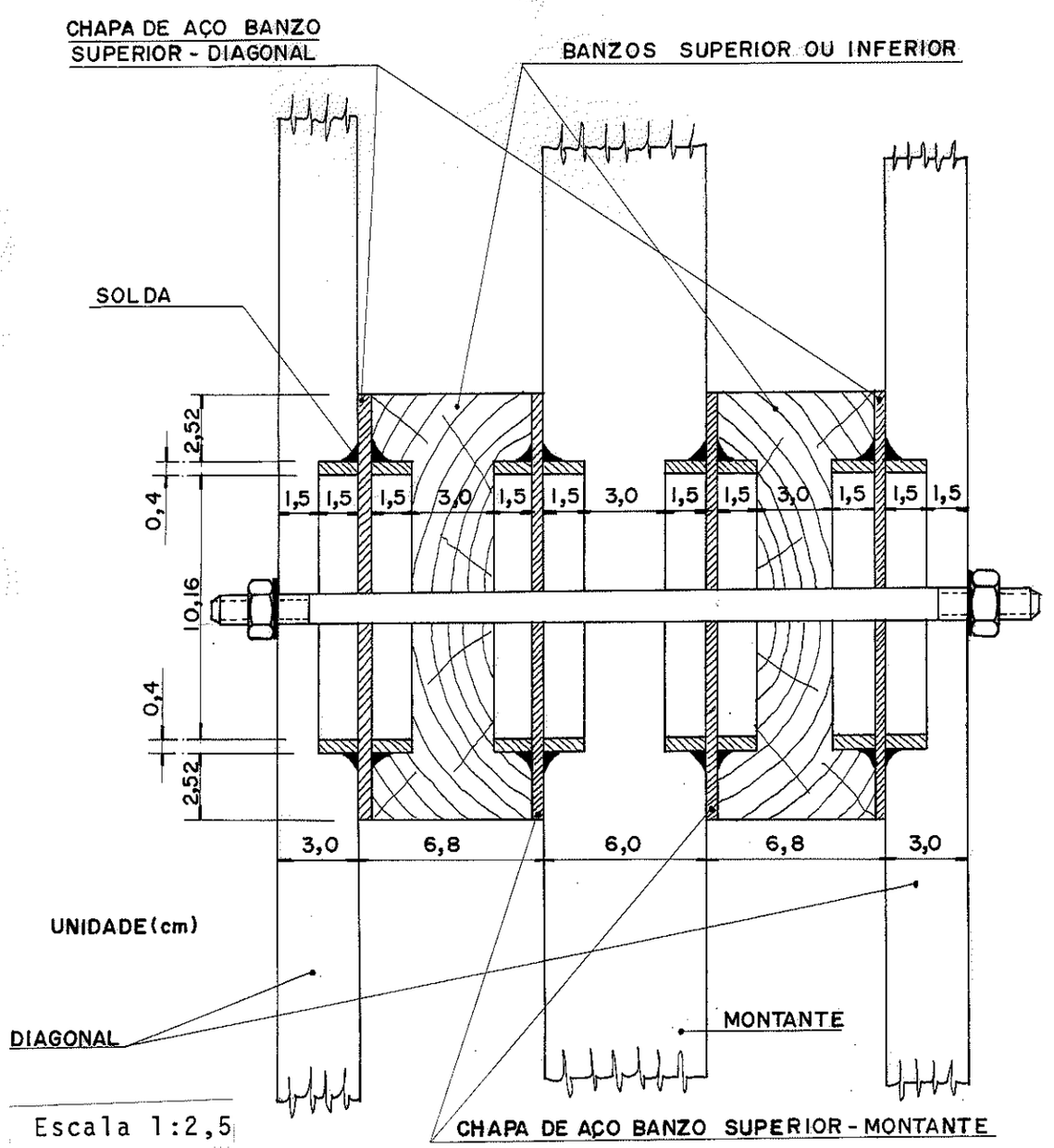


FIG.80 - DETALHE DOS NÓS 5, 6, 30 e 31

38 - FIXAÇÃO DA ESTRUTURA NO PILAR DE APOIO

38.1 - Ligação entre a tesoura e o pilar no nó 36

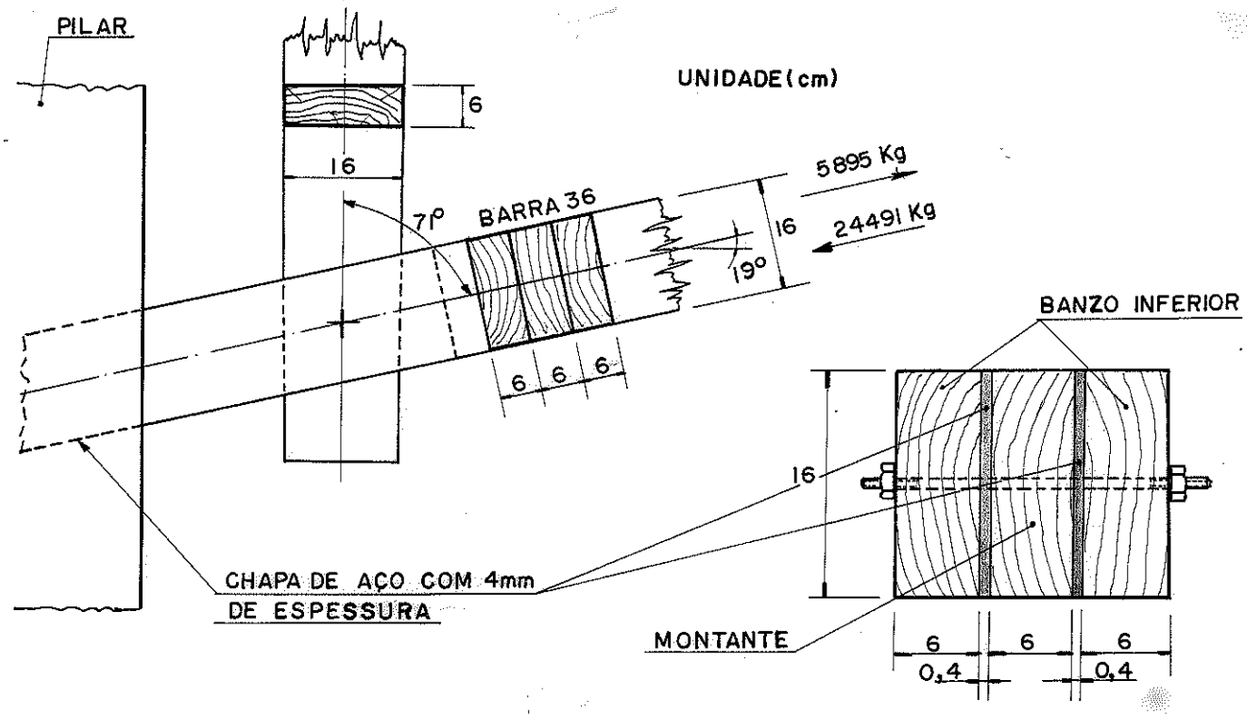


FIG.81 - ESQUEMA DO NÓ 36

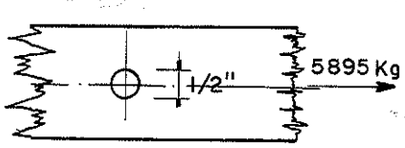
38.1.1 - Dimensionamento das chapas metálicas

Estimou-se em 4 mm a espessura da chapa de ligação entre a tesoura e o pilar, de acordo com a fig.81. Assim tem-se:

$S = b.e - e.\delta = e.(b-\delta)$

$S = 0,4.(16 - 1,27) = 5,89 \text{ cm}^2$

$P_t = 5895$ kg (Tabela 28)

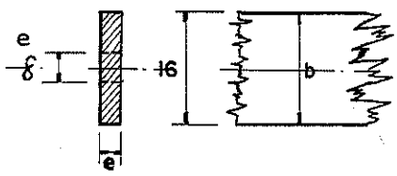


$N_p + N_A = 5895$ kg

$N_A = 56\% \; N_p = 0,56 \; N_p$ (tabela 23)

Resolvendo fica: $N_p = 3779$ kg

$N_A = 2116$ kg



Como $N_p > 50\% \ (N_p + N_A)$ (17) tem-se:

$$K_p = 1,2 + 0,2\left[\frac{N_p}{N_p + N_A} - 0,5\right] \quad (17)$$

$$K_p = 1,2 + 0,2\left[\frac{3779}{3779 + 2116} - 0,5\right] = 1,22.$$

Esse valor pode ser obtido na figura 47 ou na tabela 26.

a) Pelas cargas limites

$$N_{lim} = K_p . N_p + 1,5 \ N_A \quad (17)$$

$$N_{lim} = 1,22 \ . \ 3779 + 1,5 \ . \ 2116 = 7784 \text{ kg}$$

Como o esforço atuante será absorvido por duas chapas metálicas, colocadas uma de cada lado do banzo inferior, tem-se:

$$N_{lim} = 7784/2 = 3892 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N_{lim}}{S} = \frac{3892}{5,89} = 661 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando-se aço comum tipo CA-24, tem-se:

$$\sigma_{lim} = 0,9 \ . \ \sigma_e = 0,9.2400 = 2160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_{lim}$$

b) Pelas tensões admissíveis

$P_t = 5895$ kg (valor obtido no programa STRESS final)

$$N_{total} = P_t/2 = 2948 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N_{total}}{S} = \frac{2948}{5,89} \cong 501 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{1,71} = \frac{2400}{1,71} \cong 1403 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < \bar{\sigma}$$

Devido à grande resistência da chapa de aço ao cisalhamento e ao esmagamento, não é necessário fazer a verificação da seção.

38.1.2 - Dimensionamento dos anéis de ligação

Como serão colocados anéis dos dois lados do banzo inferior, soldados nas chapas, considera-se que cada lado absorva a metade do esforço máximo de tração atuante.

$P_t/2 = 2948$ kg

Considerando-se anéis de diâmetro 5", e sabendo-se que o esforço atuante no banzo inferior é paralelo às fibras, tem-se:

$\bar{F}_p = 2306$ kg (tab.36)

$$\text{Nº anéis} = \frac{P_t/2}{\bar{F}_p} = \frac{2948}{2306} = 1{,}27. \quad \text{Adotar } 2\phi 5".$$

No estudo isolado do nó 36, isto é, sem considerar a ligação entre a tesoura e o pilar, foram necessários os seguintes anéis de ligação: (ver tab.37)

* 2ϕ5" - no banzo inferior

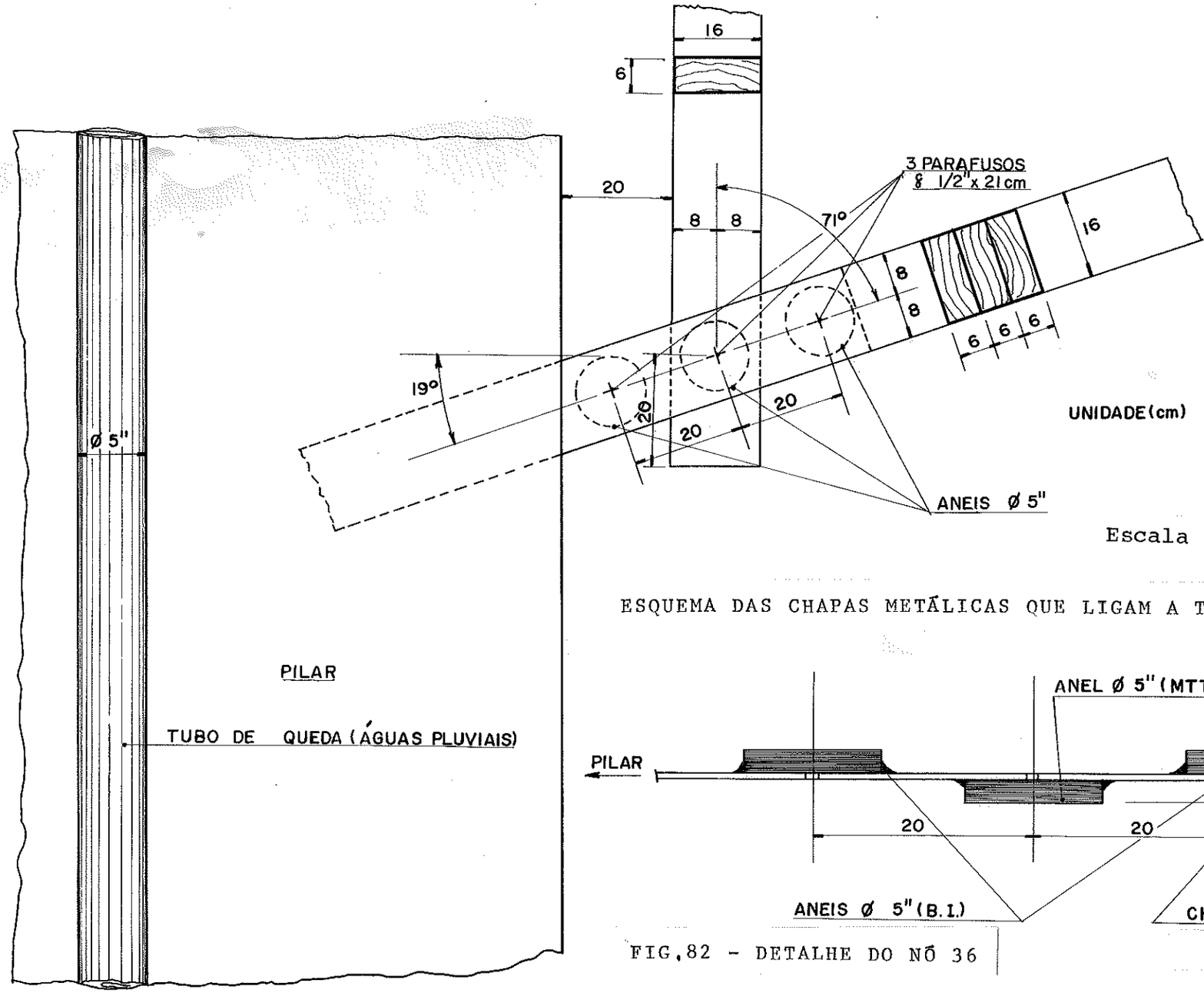
1ϕ5" - no montante

Obs: A barra 36 da tesoura será comprimida contra o pilar quando atuar o esforço de compressão provocado pela inversão da carga de vento.

Entretanto, como a chapa de aço tem grande rigidez ao esmagamento, aliviará o esforço de compressão atuante na barra de madeira.

A seguir, apresentam-se os detalhes construtivos referentes ao nó 36.

*Este valor coincide com o calculado na ligação entre a tesoura e o pilar.



Escala 1:10

ESQUEMA DAS CHAPAS METÁLICAS QUE LIGAM A TESOURA AO PILAR

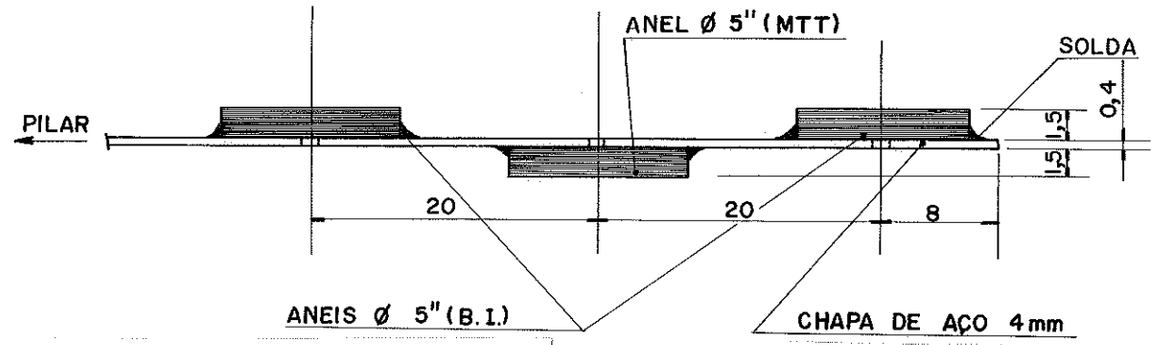


FIG.82 - DETALHE DO NÓ 36

Escala 1:5

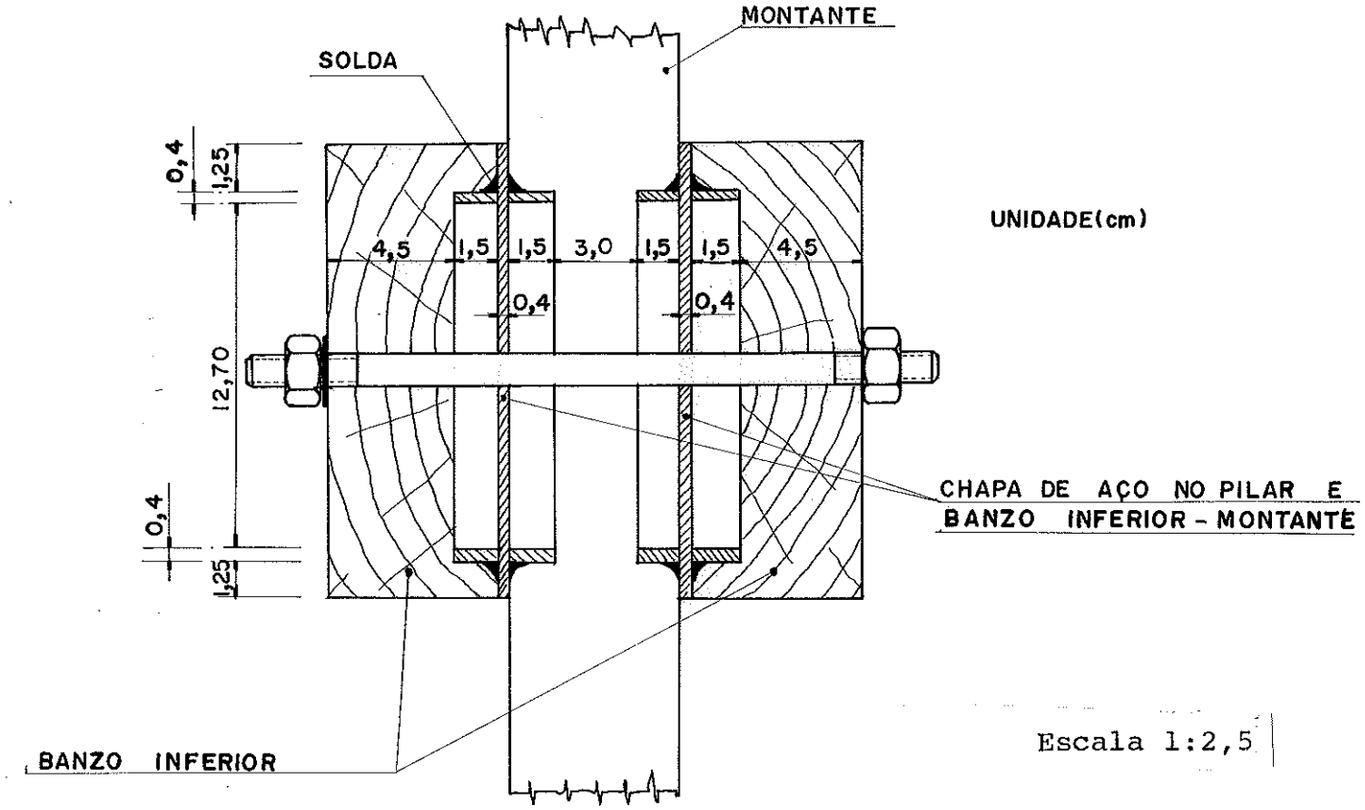


FIG.83 - CORTE FICTÍCIO APLICADO AO NÓ 36

38.2 - Ligação entre a tesoura e o pilar no nó 37

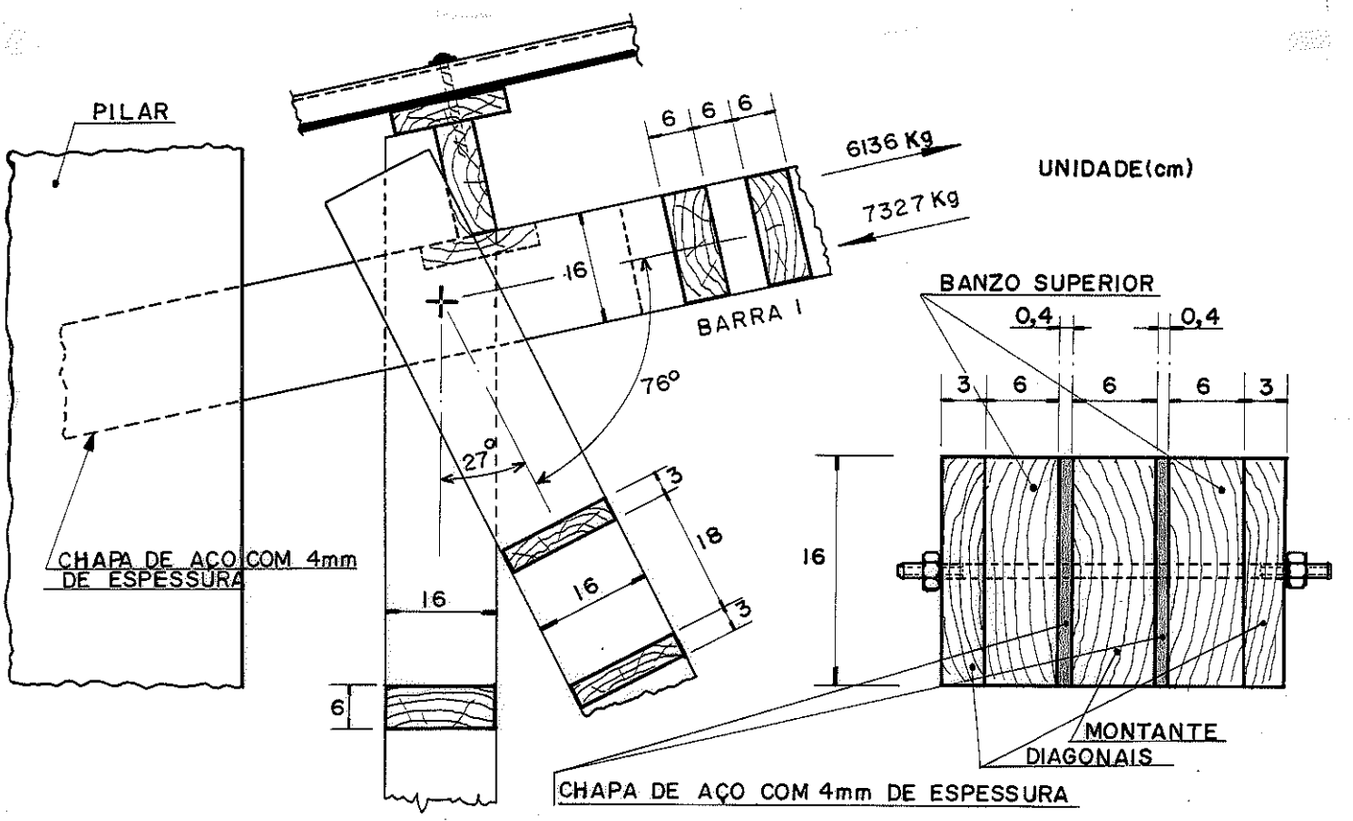


FIG.84 - ESQUEMA DO NÓ 37

38.2.1 - Dimensionamento das chapas metálicas

Estimando-se novamente em 4 mm a espessura da chapa de ligação entre a tesoura e o pilar, tem-se: (fig.84).

$S = 5{,}89\ cm^2$ (cf. item 38.1.1)

$P_t = 6136$ kg (Tabela 28)

$N_p + N_A = 6136$ kg

$N_A = 56\%\ N_p = 0{,}56\ N_p$ (tabela 23)

Resolvendo fica:

$N_p = 3933$ kg e

$N_A = 2203$ kg

Como $N_p > 50\%\ (N_p + N_A)$ tem-se:

$$K_p = 1,2 + 0,2 \left[\frac{N_p}{N_p + N_A} - 0,5 \right]$$

$$K_p = 1,2 + 0,2 \left[\frac{3933}{3933 + 2203} - 0,5 \right] = 1,22.$$ Este valor pode ser obtido na fig. 47 ou na tabela 26.

a) Pelas cargas limites

$$N_{lim} = K_p \cdot N_p + 1,5 \cdot N_A$$

$$N_{lim} = 1,22 \cdot 3933 + 1,5 \cdot 2203 \cong 8103 \text{ kg.}$$

Como tem-se duas chapas metálicas fica:

$$N_{lim} = 8103/2 = 4052 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N_{lim}}{S} = \frac{4052}{5,89} = 688 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\sigma_{lim} = 2160$ kg/cm^2, então $\sigma < \sigma_{lim}$

b) Pelas tensões admissíveis

$P_t = 6136$ kg (valor obtido no programa STRESS final)

$$N_{total} = P_t/2 = 3068 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N_{total}}{S} = \frac{3068}{5,89} = 521 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma} \cong 1403$ kg/cm^2. $\sigma < \bar{\sigma}$

38.2.2 - Dimensionamento dos anéis de ligação

Considerando-se anéis de diâmetro 5" tem-se:

$\bar{F}_p = 2306$ kg (tabela 36)

$$\text{Nº anéis} = \frac{P_t/2}{\bar{F}_p} = \frac{3068}{2306} = 1,33.$$ Adotar 2ϕ5".

No estudo isolado do nó 37, isto é, sem considerar a ligação entre a tesoura e o pilar, foram necessários os seguintes anéis na ligação banzo superior - montante: (tab.37)

* 2ϕ5" - no banzo superior

1ϕ5" - no montante

Na barra 37 não haverá problema de esmagamento das peças de madeira, devido aos motivos explicados na observação do item 38.1.2.

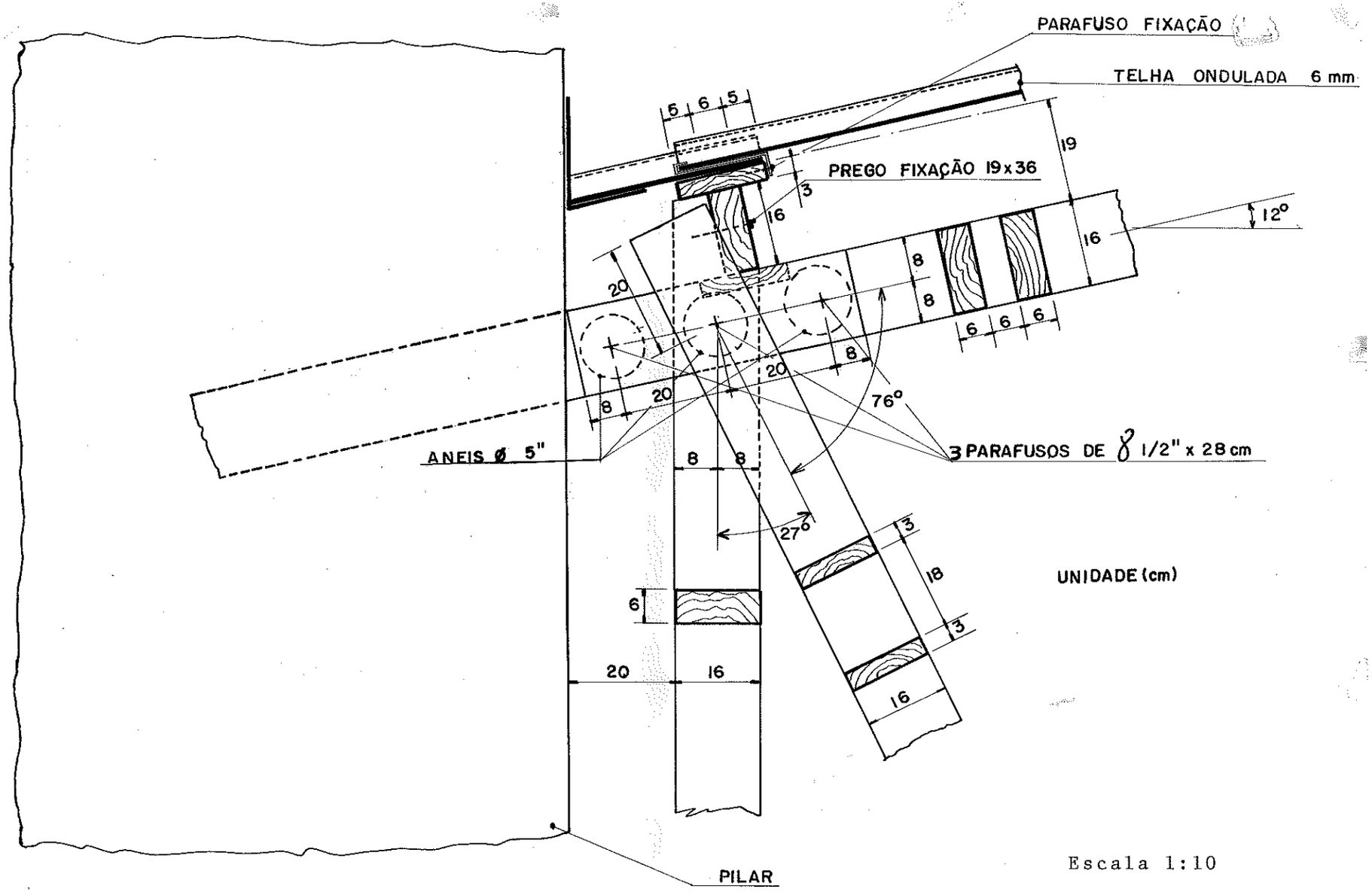
Nota: A reação vertical que aparece no nó 37 (apoio) é muito pequena, quando adiciona-se este vínculo no apoio, permanecendo praticamente constantes os esforços nas barras e as flechas.

Esse vínculo torna a estrutura tres vezes hiperestática para atuação do peso próprio e o vento que carrega, e uma vez hiperestática para atuação do peso próprio e o vento que alivia.

Assim, dimensionou-se a estrutura com apenas um vínculo no nó 37, mas detalhou-se com dois, ao introduzir-se a chapa de aço no pilar, sem causar variações de cálculo no projeto.

A seguir, apresentam-se os detalhes construtivos referentes ao nó 37 (Figs. 85, 86 e 87)

* Este valor coincide com o calculado na ligação entre a tesoura e o pilar.



Escala 1:10

FIG.86 - DETALHE DO NÓ 37 - CORTE FICTÍCIO

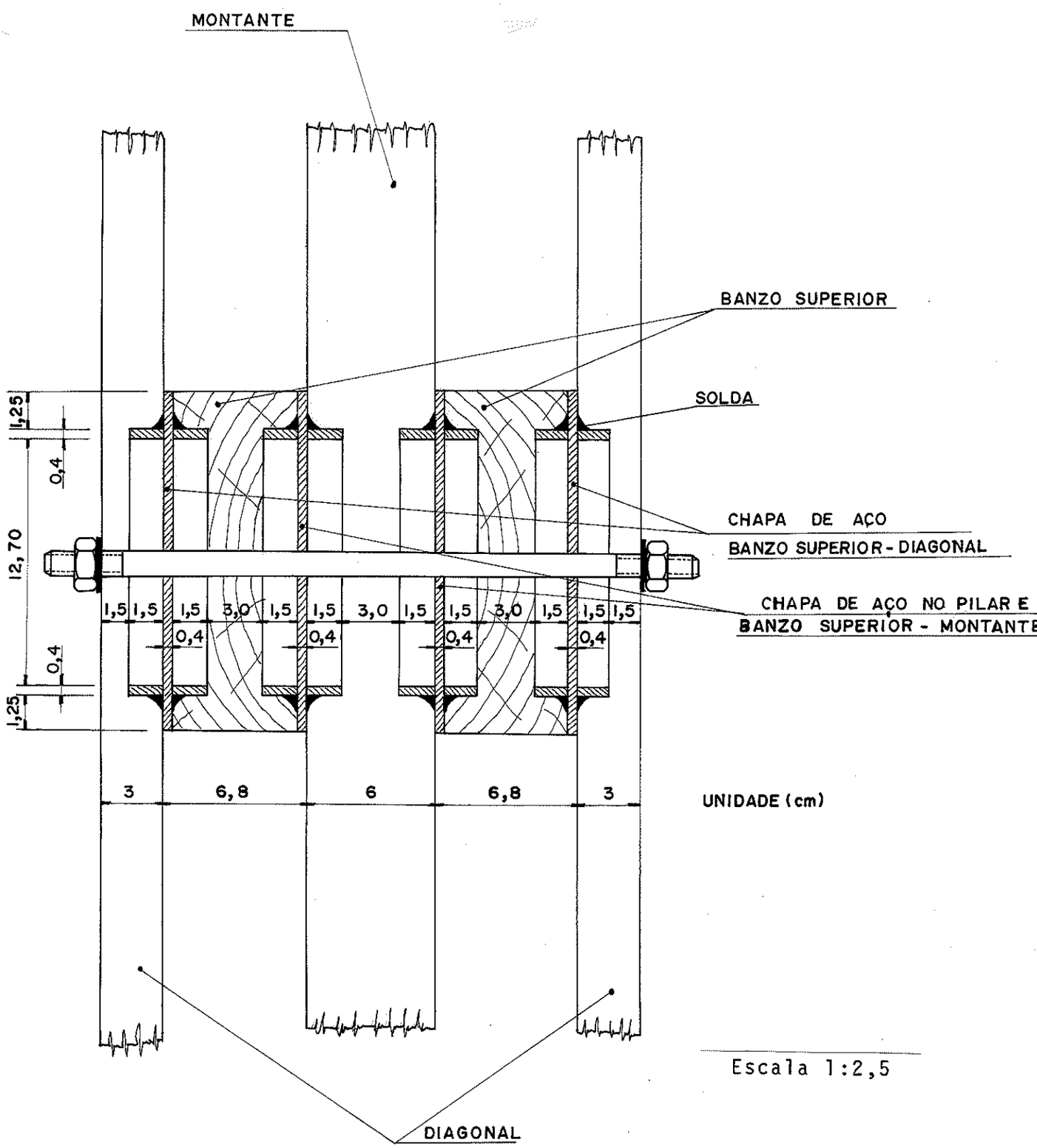
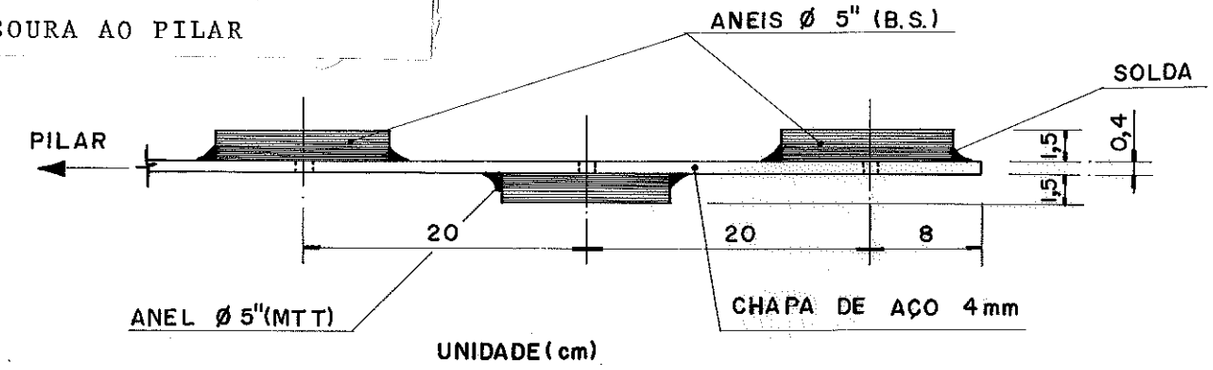


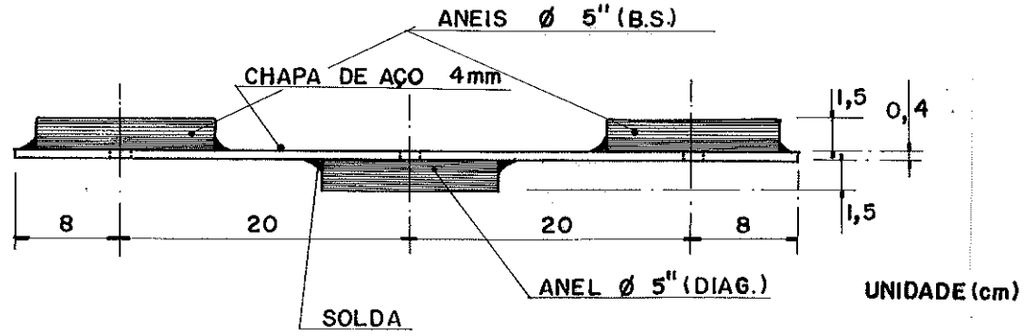
FIG.86 - CORTE FICTÍCIO APLICADO AO NÓ 37

ESQUEMA DAS CHAPAS METÁLICAS QUE LIGAM A TESOURA AO PILAR



Escala 1:5

ESQUEMA DAS CHAPAS METÁLICAS BS-DIAG.



Escala 1:5

FIG.87 - DETALHE DO NÓ 37

38.3 - Ligação entre o tirante e o pilar no nó 38

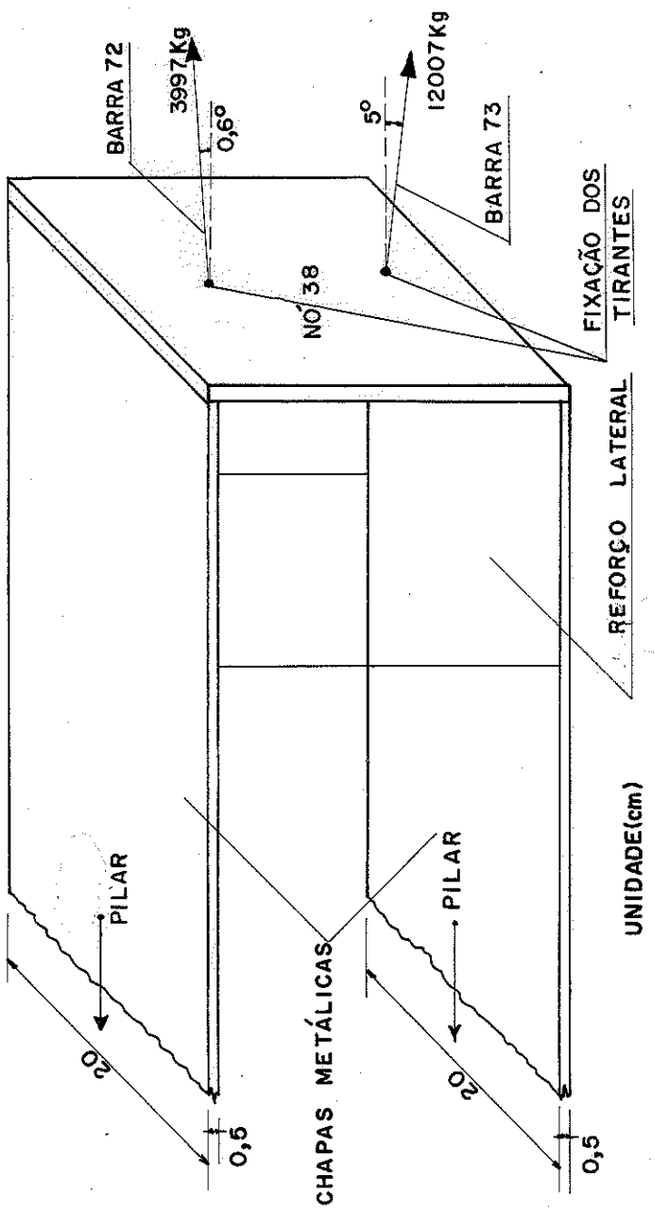


FIG.88 - ESQUEMA DAS CHAPAS METÁLICAS DO NÓ 38

38.3.1 - Dimensionamento das chapas metálicas

Serão utilizadas duas chapas para transmitir os esforços dos tirantes para o pilar de apoio. (fig.88)

Presume-se que cada chapa absorva a metade do esforço de tração atuante, obtido no programa STRESS final, e que os dois tirantes estejam na mesma direção devido à diminuta inclinação existente entre eles.

A carga total atuante nas duas chapas será a somatória dos esforços em cada tirante. Assim tem-se:

$P_t = 3997 + 12007 = 16004$ kg (Tabela 28)

A área de cada chapa é:

$S = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ cm}^2$

$N_p + N_A = 16004$ kg

$N_A = 56\% \; N_p = 0,56 \; N_p$ (tab.23)

Resolvendo fica: $N_p = 10259$ kg

$N_A = 5745$ kg

Como $N_p > 50\% \; (N_p + N_A)$, tem-se:

$$K_p = 1,2 + 0,2\left[\frac{N_p}{N_p + N_A} - 0,5\right]$$

$$K_p = 1,2 + 0,2\left[\frac{10259}{10259+5745} - 0,5\right] = 1,22.$$

Este valor pode ser obtido na fig. 47 ou na tabela 26.

a) Pelas cargas limites

$N_{lim} = K_p . N_p + 1,5 \; N_A = 1,22.10259 + 1,5.5745$

$N_{lim} = 21133$ kg. Como tem-se duas chapas, fica:

$N_{lim} \cong 10567$ kg

$$\sigma = \frac{N_{lim}}{S} = \frac{10567}{10} \cong 1056 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\sigma_{lim} = 2160 \text{ kg/cm}^2$ tem-se $\sigma < \sigma_{lim}$

b) Pelas tensões admissíveis

$N_{total} = 16004$ kg (duas chapas)

$N_{total} = 8002$ kg/chapa

$\sigma = \frac{N_{total}}{S} = \frac{8002}{10} \cong 800 \text{ kg/cm}^2$. Como $\bar{\sigma} = 1403 \text{ kg/cm}^2$, tem-se:

$\sigma < \bar{\sigma}$

Como tem-se apenas esforços de tração, e praticamente paralelos às chapas de aço, não haverá o problema de cisalhamento e esmagamento da chapa.

A seguir, mostram-se detalhes construtivos referentes ao nó 38. (Figs. 89 e 90)

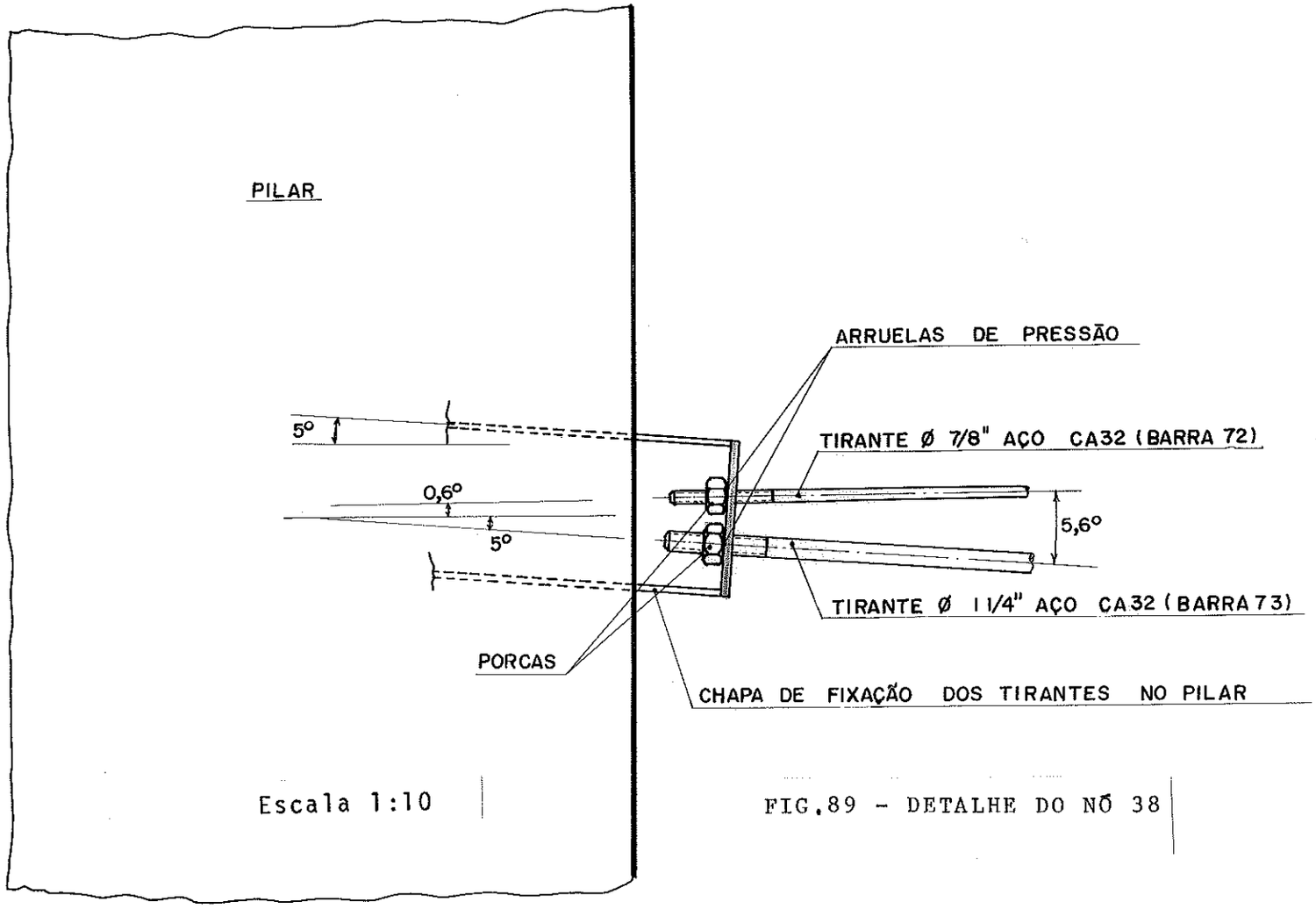


FIG.89 - DETALHE DO NÓ 38

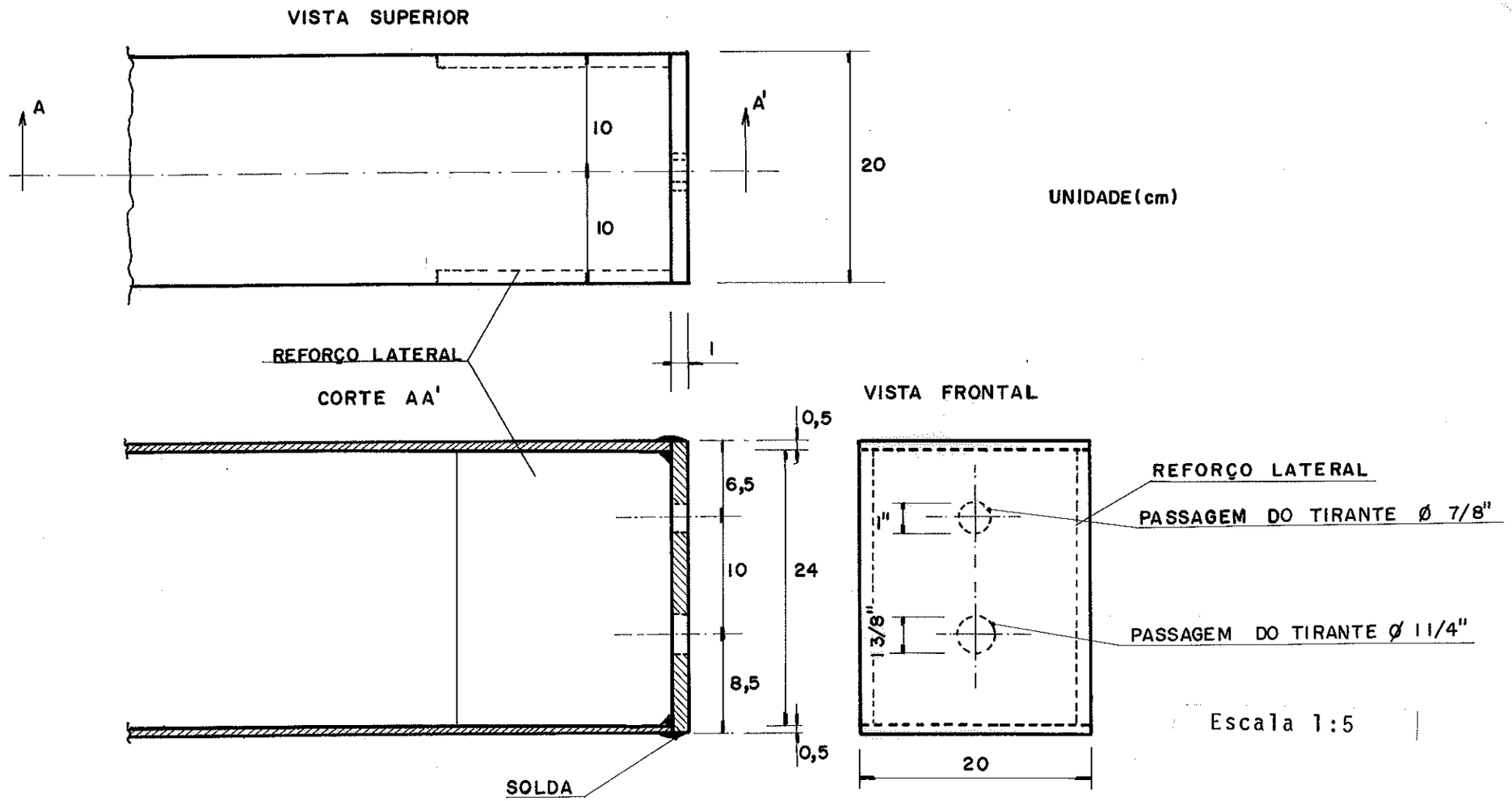


FIG.90 - VISTAS DAS CHAPAS METÁLICAS QUE LIGAM OS TIRANTES AO PILAR

39 - FIXAÇÃO DOS TIRANTES NA TESOURA

39.1 - Ligação entre o tirante e a tesoura no nó 12

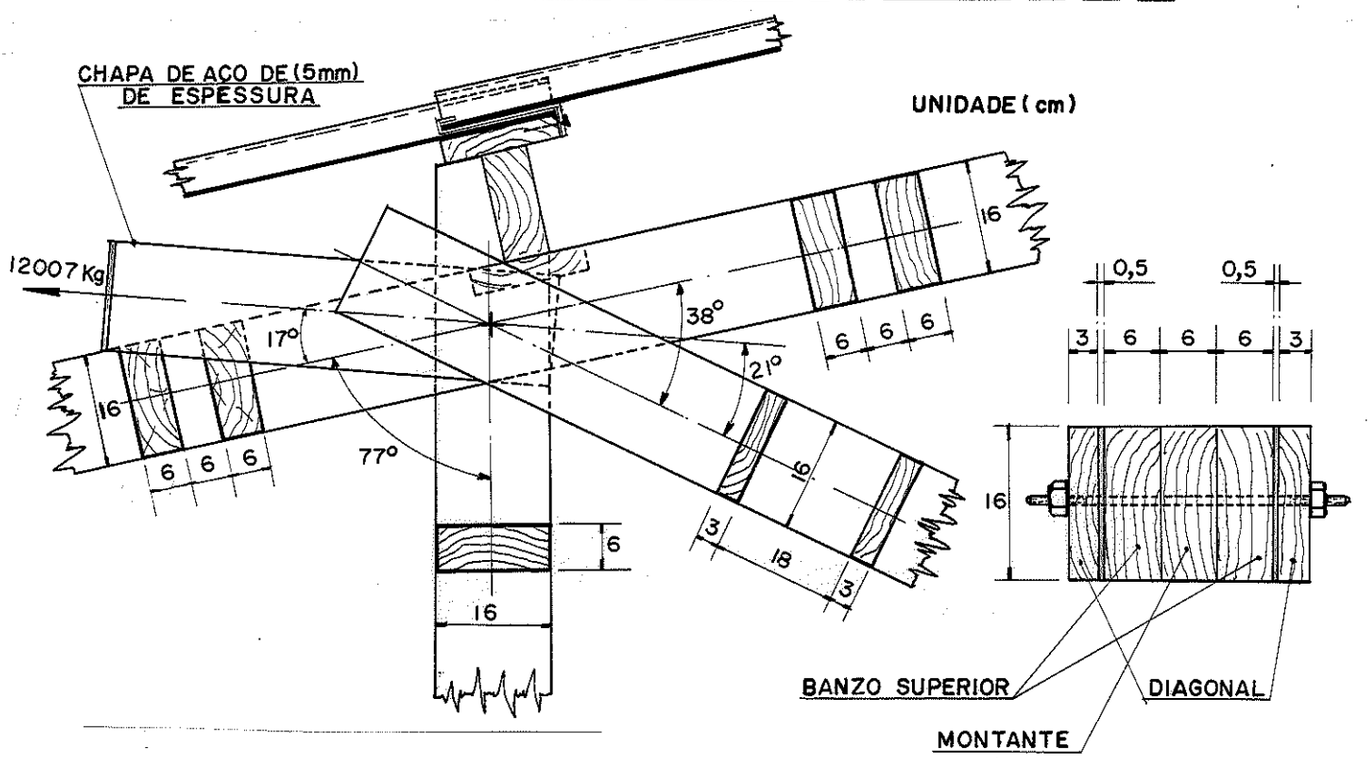


FIG.91 - ESQUEMA DO NÓ 12

39.1.1 - Dimensionamento das chapas metálicas

As chapas de aço do nó 12 estão dimensionadas com folga pois, comparadas com as do nó 38, tem-se as mesmas seções, mas a carga atuante no nó 12 é menor. Desta maneira, não há necessidade de fazer-se a verificação. (Fig. 91 - ver ítem 38.3.1)

39.1.2 - Dimensionamento dos anéis de ligação

No estudo isolado do nó 12, isto é, sem considerar a ligação do tirante na tesoura, foi necessário adotarem-se os seguintes anéis:

* 1ϕ6" - no banzo superior
  1ϕ6" - na diagonal (Tabela 37)

Considerando que a chapa de aço de ligação tirante - tesoura situe-se entre o banzo superior e a diagonal, tem-se:

a) Anel no banzo superior

Como as chapas de aço estão inclinadas de 17° relativamente ao banzo superior (Fig.91), e utilizando-se anéis com 6" de diâmetro, tem-se:

$$\bar{F}_p = 3320 \text{ kg} \quad \text{(tab.36)}$$

$$\bar{F}_\theta = \frac{\bar{F}_p}{1+\text{sen}^2\theta} = 3059 \text{ kg}$$

Como tem-se dois anéis, isto é, um de cada lado do banzo superior, a carga admissível será.

$$2\bar{F}_\theta = 2 \,.\, 3059 = 6118 \text{ kg}$$

b) Anel na diagonal

O ângulo formado entre a chapa de aço e a diagonal é de 21°, e usando-se anéis com 6" de diâmetro tem-se: (Fig. 91)

$$\bar{F}_\theta = \frac{3320}{1+\text{sen}^2 21^\circ} = 2942 \text{ kg}$$

Com um anel de cada lado da diagonal tem-se:

$$2\bar{F}_\theta = 2 \,.\, 2942 = 5884 \text{ kg}$$

Para essa situação de cálculo, o esforço admissível no nó 12, na direção da barra 73, é a somatória dos valores obtidos anteriormente, ou seja,

$$6118 + 5884 = 12002 \text{ kg}.$$

Como o esforço atuante no tirante é de 12007 kg, a ligação calculada é correta.

* Obs: Os anéis necessários na ligação entre o banzo superior e a diagonal, no nó 12, são os mesmos tanto no cálculo isolado, sem considerar o tirante, como no cálculo realizado no ítem 39.1.2.

A seguir, apresentam-se os detalhes construtivos referentes ao nó 12. (Figs. 92, 93 e 94)

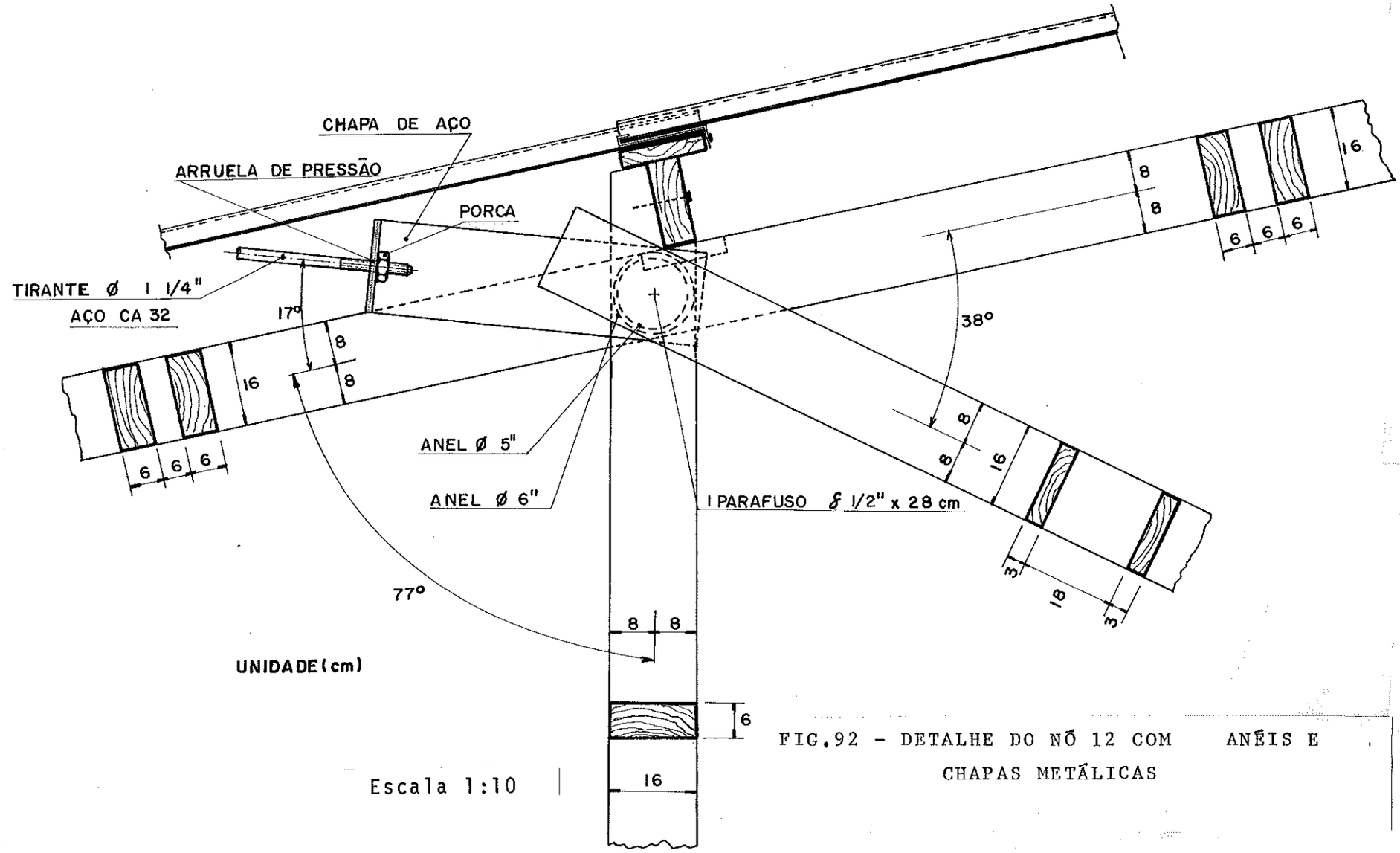
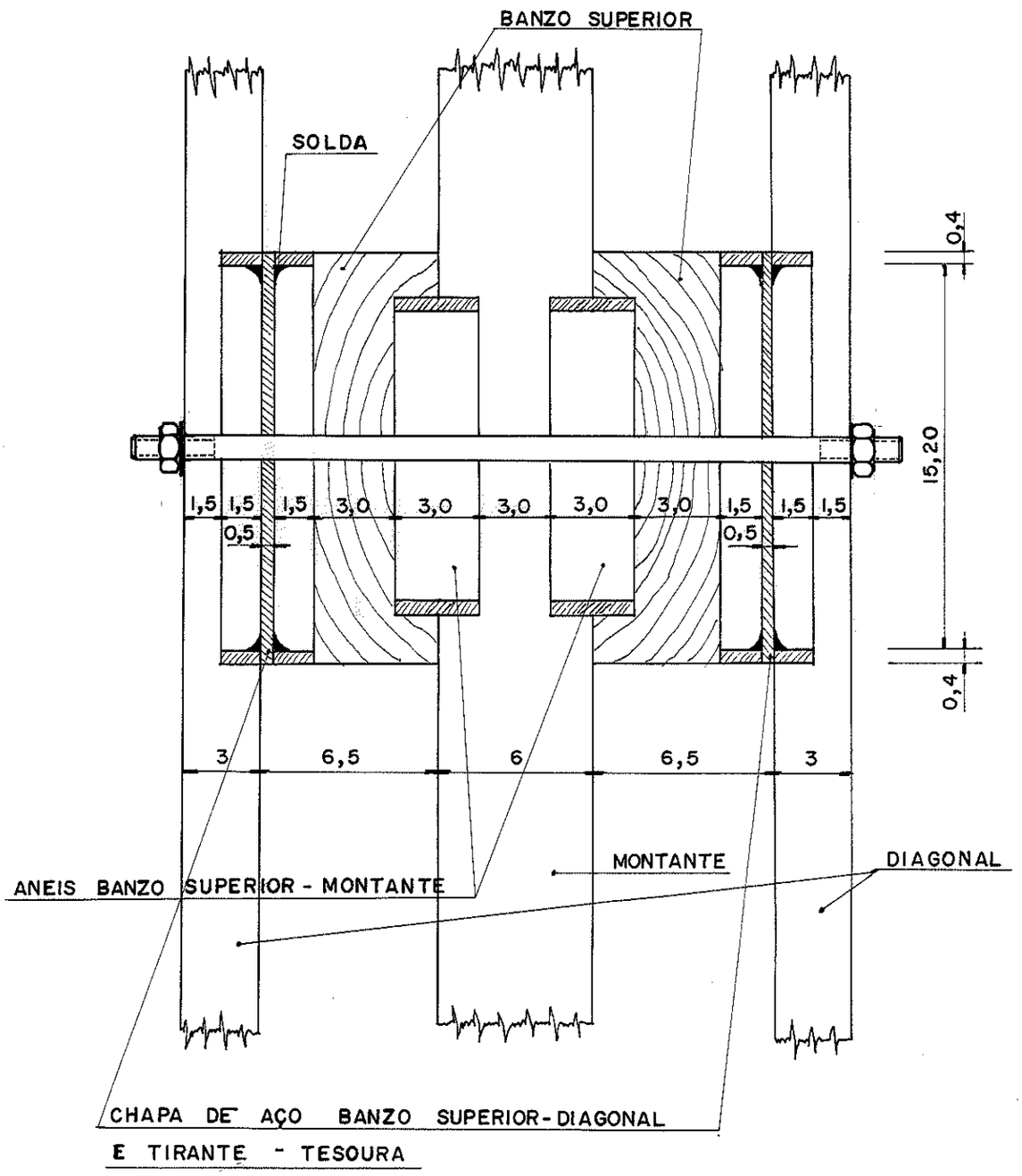


FIG.92 - DETALHE DO NÓ 12 COM ANÉIS E CHAPAS METÁLICAS



Escala 1:2,5

FIG.93 - CORTE FICTÍCIO DO NÓ 12

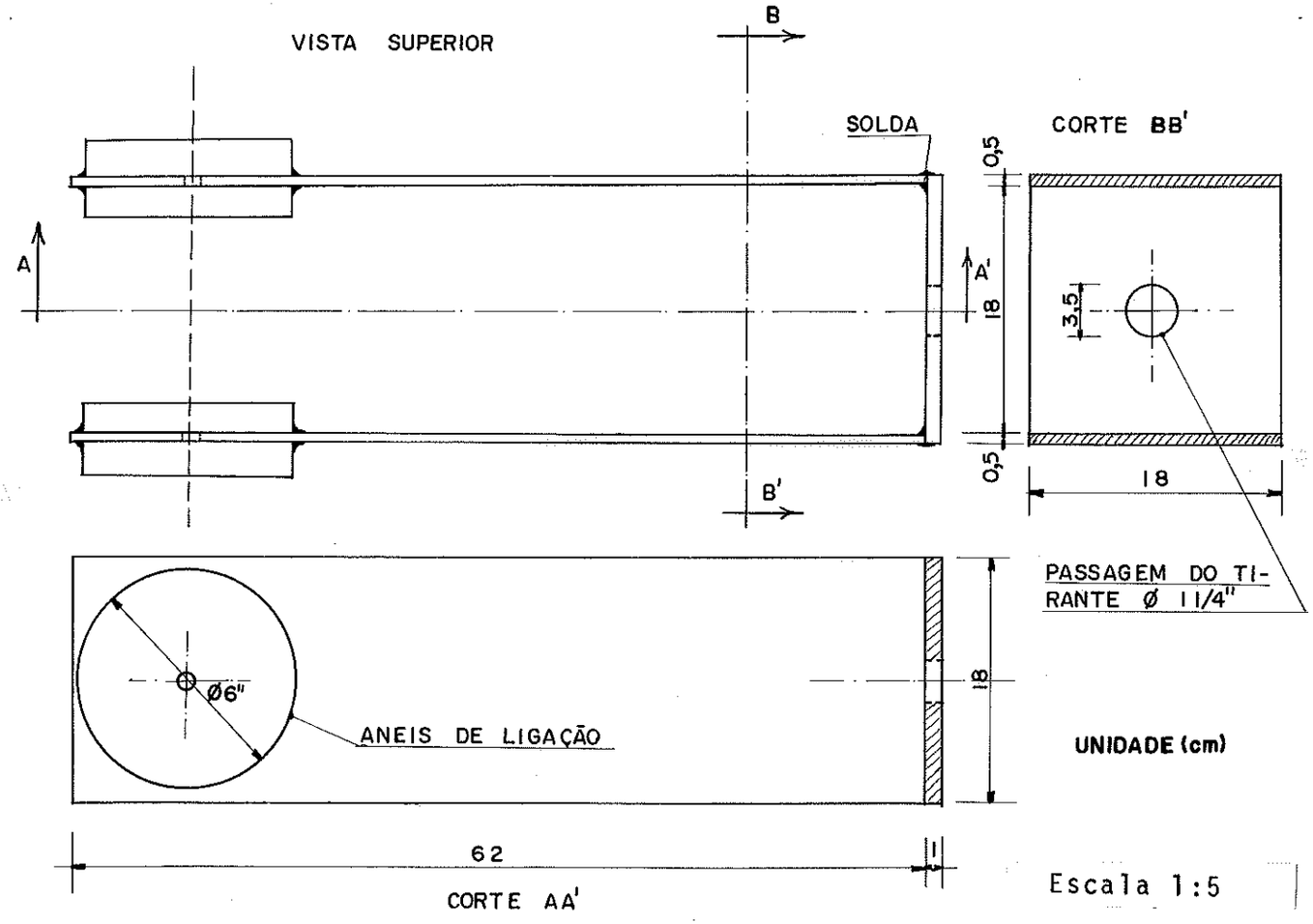


FIG.94 - VISTA DAS CHAPAS METÁLICAS QUE LIGAM UM TIRANTE À TESOURA

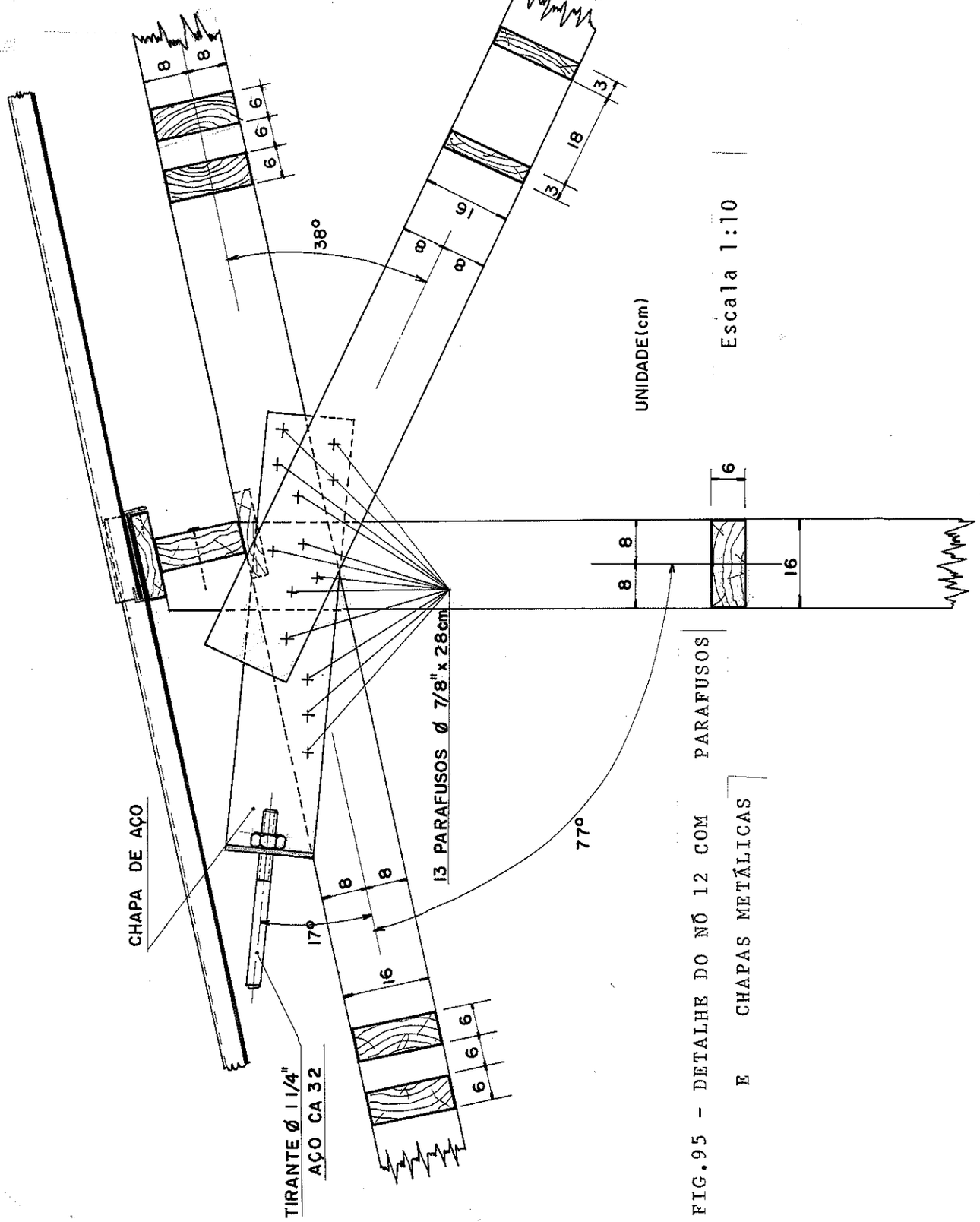
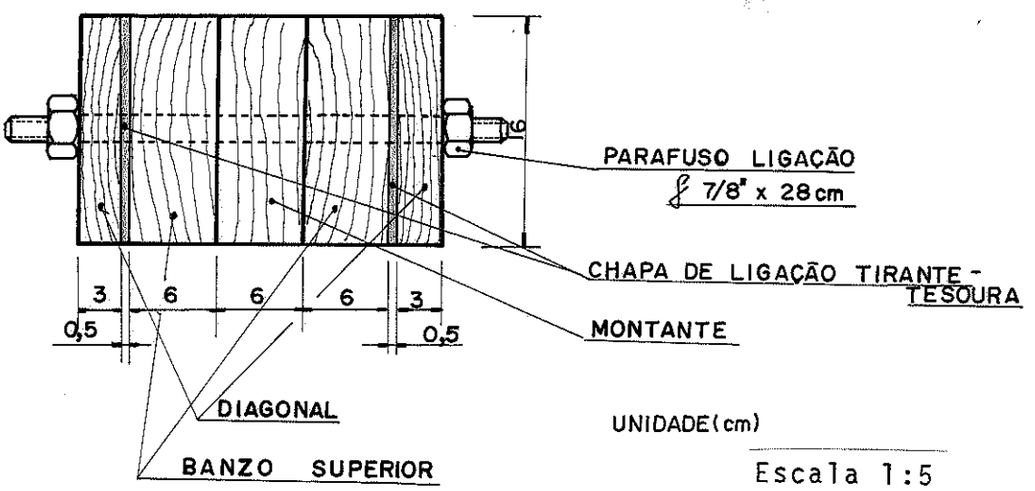


FIG.95 - DETALHE DO NÓ 12 COM PARAFUSOS E CHAPAS METÁLICAS

No caso de utilizarem-se parafusos na ligação do nó 12, entre o tirante e a tesoura, verifica-se pela fig.95 a grande quantidade de elementos necessários, tornando inviável seu emprego.

A seguir, apresenta-se o detalhe da chapa metálica, no caso de fazer-se a ligação do nó 12 através de parafusos (Fig.96).



CORTE FICTÍCIO DO NÓ 12

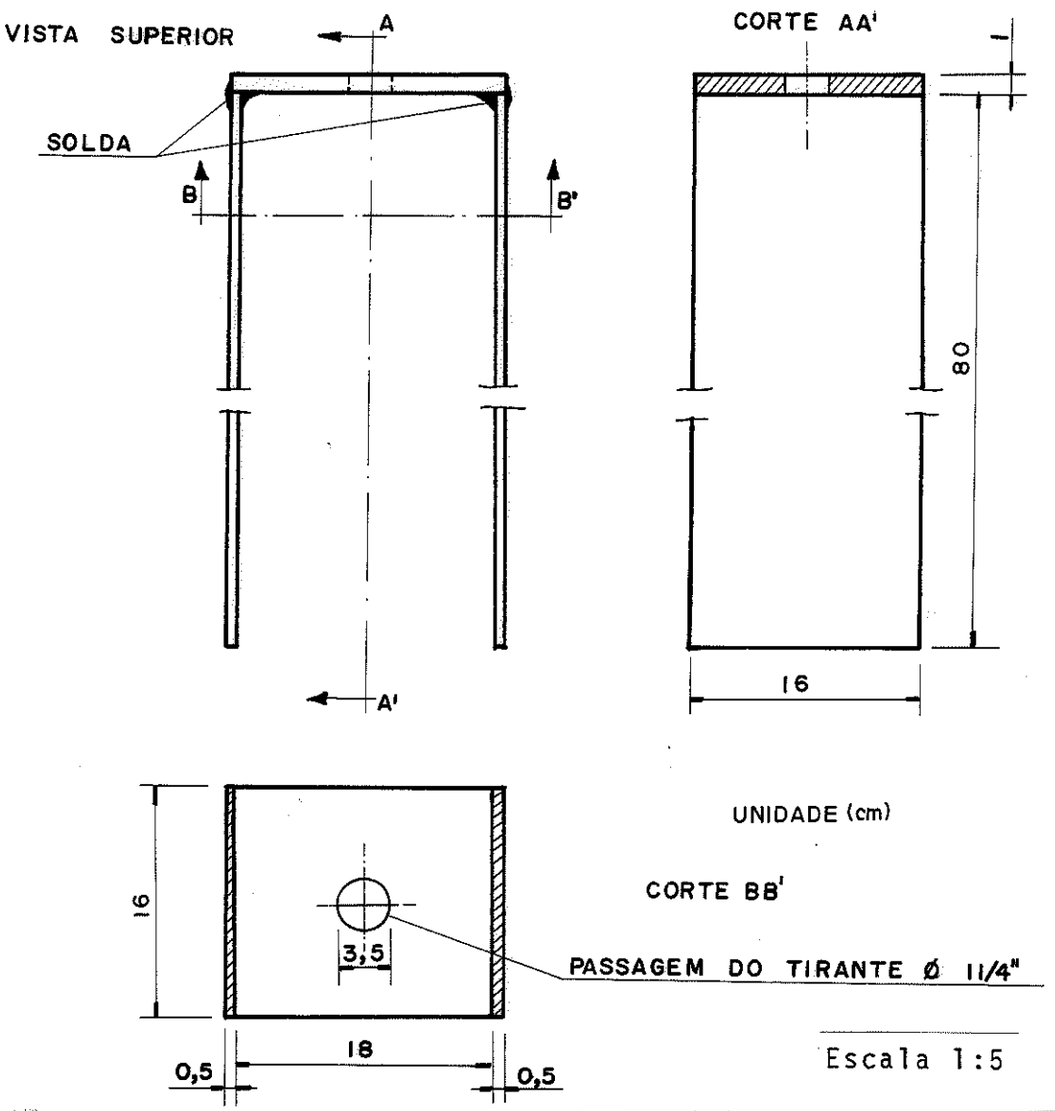


FIG.96 - VISTAS DAS CHAPAS METÁLICAS QUE LIGAM UM TIRANTE À TESOURA

39.2 - Ligação entre o tirante e a tesoura no nó 18

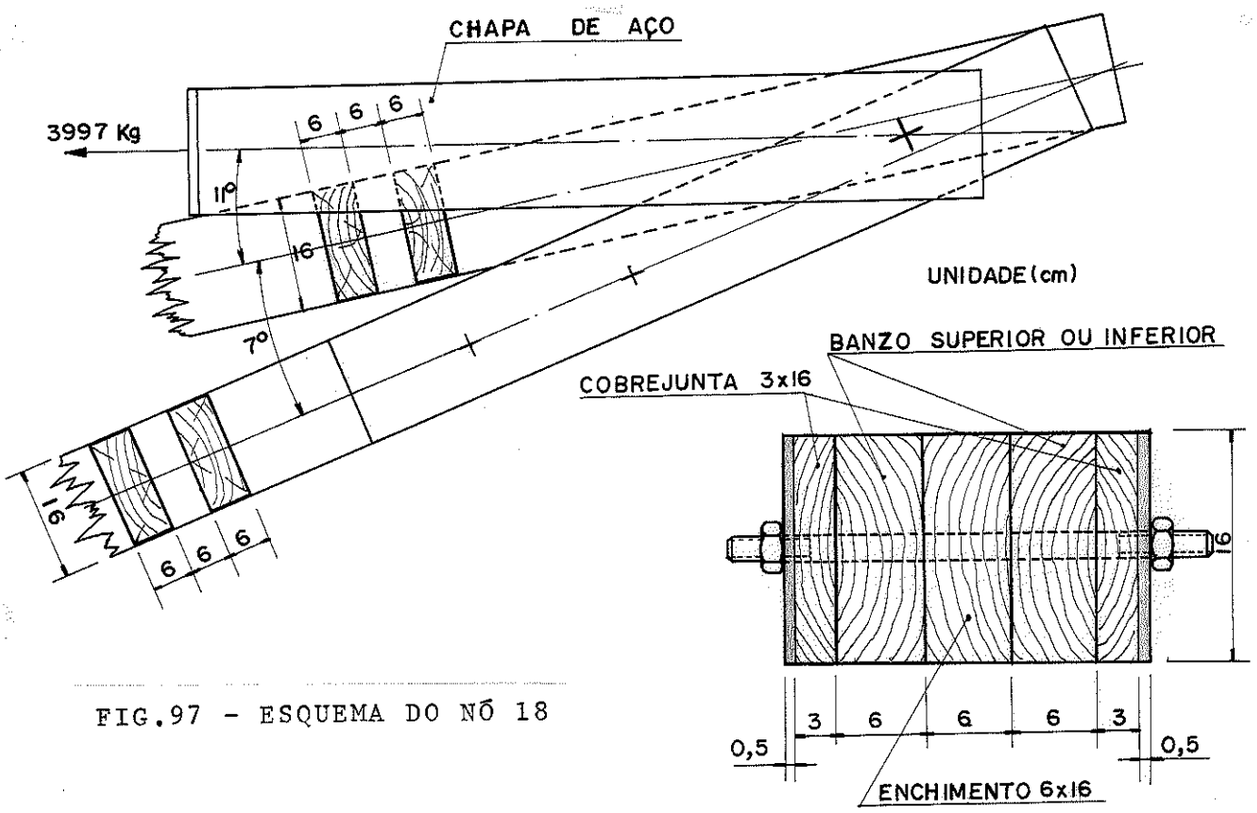


FIG.97 - ESQUEMA DO NÓ 18

39.2.1 - Dimensionamento das chapas metálicas

O esforço atuante no tirante (barra 72) é de 3997 kg. Como a chapa de ligação entre o tirante e a tesoura, no nó 18, tem a mesma seção da chapa de aço do nó 38, suportando entretanto uma carga menor, não há necessidade de fazer-se a verificação. (Fig.97 - ver item 38.3.1)

39.2.2 - Dimensionamento dos parafusos de ligação

Sabendo-se que o ângulo formado entre o tirante (barra 72) e o banzo superior é de 11°, e adotando-se o diâmetro dos parafusos 3/4", tem-se: (Fig.97)

$\bar{F}_p$ = 857 kg (tab.32)

$\bar{F}_N$ = 596 kg

$$\bar{F}_\theta = \frac{\bar{F}_p \cdot \bar{F}_N}{\bar{F}_p \cdot sen^2\theta + \bar{F}_N \cdot cos^2\theta} = \frac{857 \cdot 596}{857 \cdot sen^2 11^o + 596 \cdot cos^2 11^o}$$, onde

$\bar{F}_\theta \cong 844$ kg

Nº parafusos $= \frac{3997}{844} = 4{,}73$. Adotar 5δ3/4".

Como o número de parafusos não é exagerado, resultando uma distribuição bastante compatível, pode-se adotar esta solução.

A seguir, mostram-se os detalhes de ligação entre o tirante e a tesoura, no nó 18. (Figs. 98 e 99)

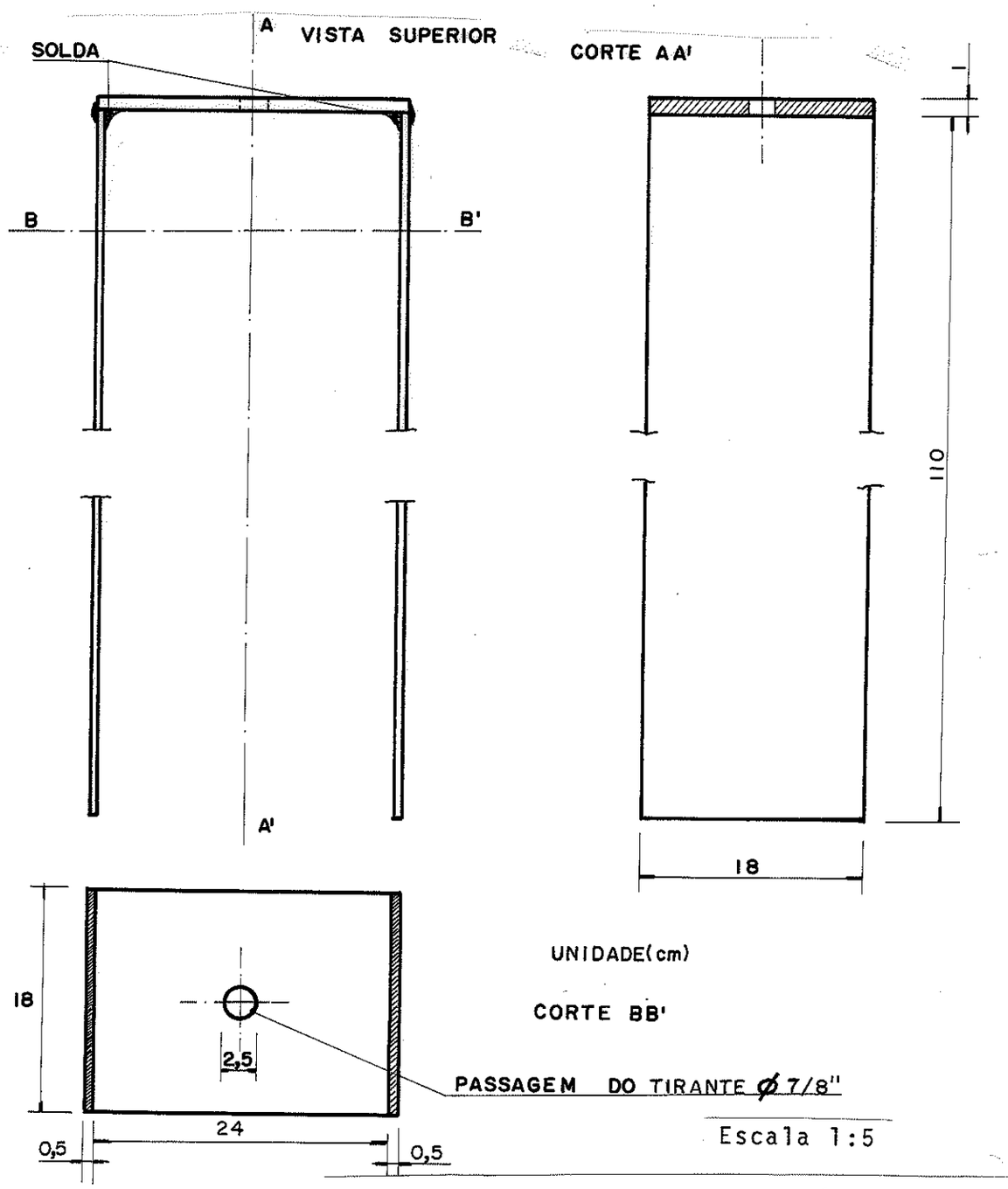


FIG.98 - VISTAS DAS CHAPAS METÁLICAS DE LIGAÇÃO ENTRE UM TIRANTE E A TESOURA

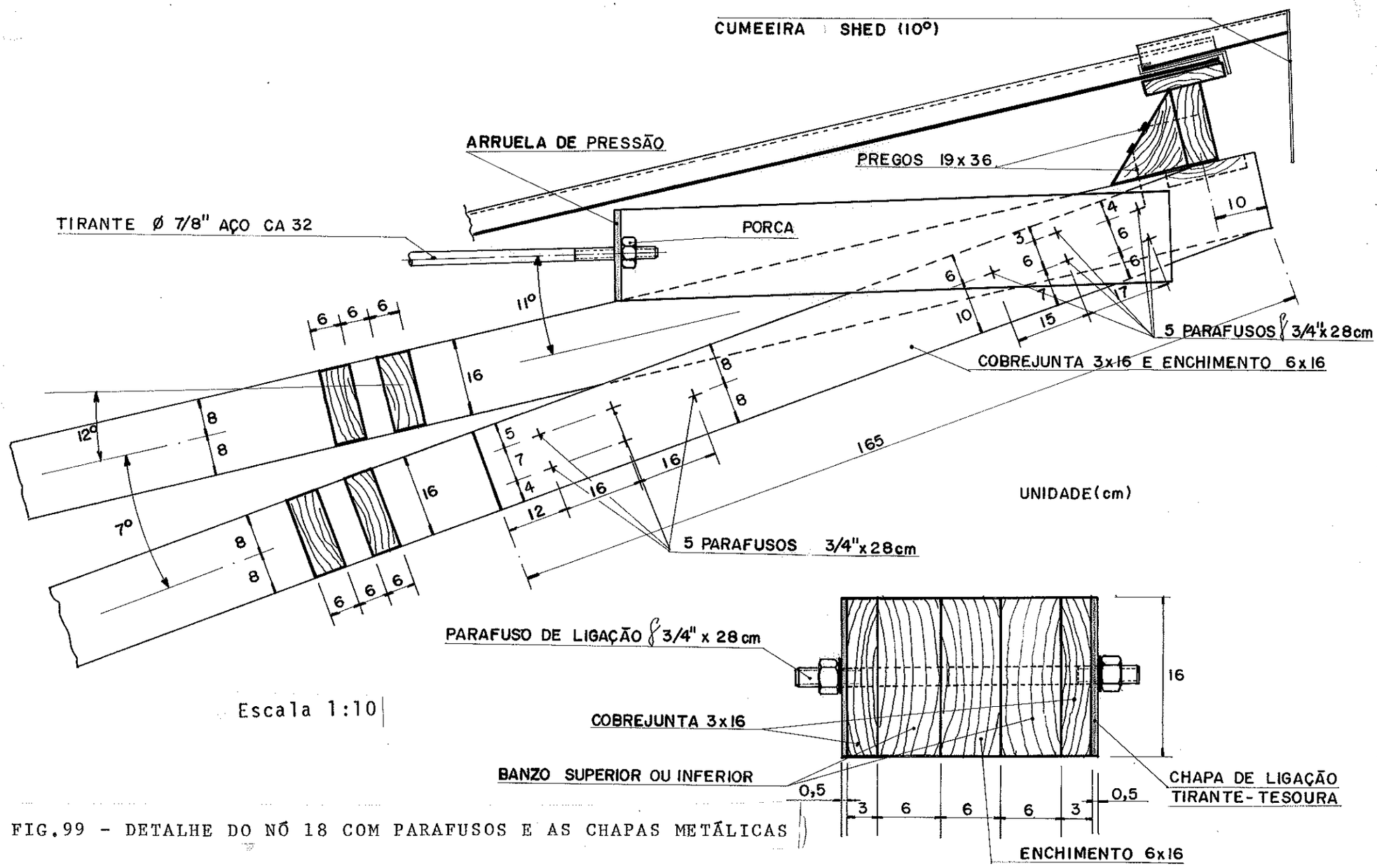


FIG.99 - DETALHE DO NÓ 18 COM PARAFUSOS E AS CHAPAS METÁLICAS

A área de influência mais desfavorável a cada corrente é: (Fig. 100)

$S_1 = 5,68\ m^2$

$S_2 = 0,47\ m^2$

$S = S_1 + S_2 = 6,15\ m^2$

Considerando-se a área S fechada, para efeito de cálculo, e com a pressão de obstrução $q = 60\ kg/m^2$, tem-se:

$Q = q.S = 60\ .\ 6,15 = 369\ kg$

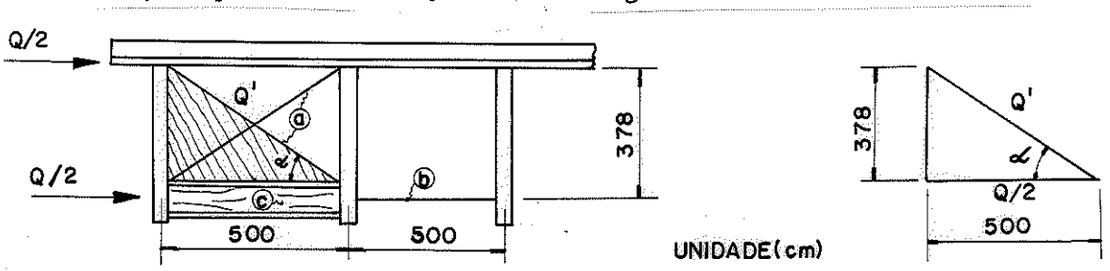


FIG.101 - CONTRAVENTAMENTO DAS TESOURAS DE EXTREMIDADE

a) Contraventamentos em X com barras de aço (fig.101)

$tg\alpha = \dfrac{378}{500}$ $\qquad Q' = \dfrac{Q}{2\ cos\alpha} = \dfrac{369}{2.cos37^o}$

$\alpha = 37^o$ $\qquad Q' = 231\ kg$

Utilizando-se barra de aço de construção, tipo CA-24, com diâmetro 3/8", e dimensionando-a pelas tensões admissíveis, tem-se:

$N_{total} = Q' = 231\ kg$

$S_{BR} = 0,7125\ cm^2$

Como a barra será rosqueada tem-se:

$S_{liq} = 0,8\ S_{BR} = 0,57\ cm^2$

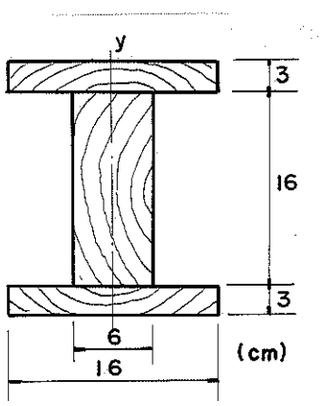
$$\sigma = \frac{N_{total}}{S_{liq}} = \frac{231}{0,57} = 405 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{1,71} = \frac{2400}{1,71} = 1403 \text{ kg/cm}^2. \qquad \sigma < \bar{\sigma}$$

b) Correntes (fig.101)

Como a carga atuante Q/2 é menor que o valor Q' definido anteriormente, pode-se utilizar com segurança barras de aço com diâmetro 3/8".

c) Contraventamentos com barras de madeira (fig.101)



$$\bar{\ell}_{fl} = 500 \text{ cm}$$

$$J_{min} = 2336 \text{ cm}^4$$

$$S = 192 \text{ cm}^2$$

$$i^2_{min} = \frac{J_{min}}{S} = \frac{2336}{192}$$

$$i_{min} = 3,48 \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = \frac{\bar{\ell}_{fl}}{i_{min}} = \frac{500}{3,48} \cong 143$$

$$\bar{\sigma}_f = \frac{\pi^2.E}{4\lambda^2} = \frac{\pi^2.94100}{4.143^2} = 11,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{P}_f = \bar{\sigma}_f . S = 11,3 \times 192 \cong 2170 \text{ kg}$$

$$\bar{P}_{fl} >> Q/2$$

O índice de esbeltez máximo da NB-11 é menor que 143. Entretanto, como a peça adotada tem capacidade de carga muito acima da necessária, pode ser utilizada no telhado.

Não há necessidade de verificar a flexão provocada pelo peso próprio, porque peça idêntica está sendo usada como terça.

40.2 - Horizontal

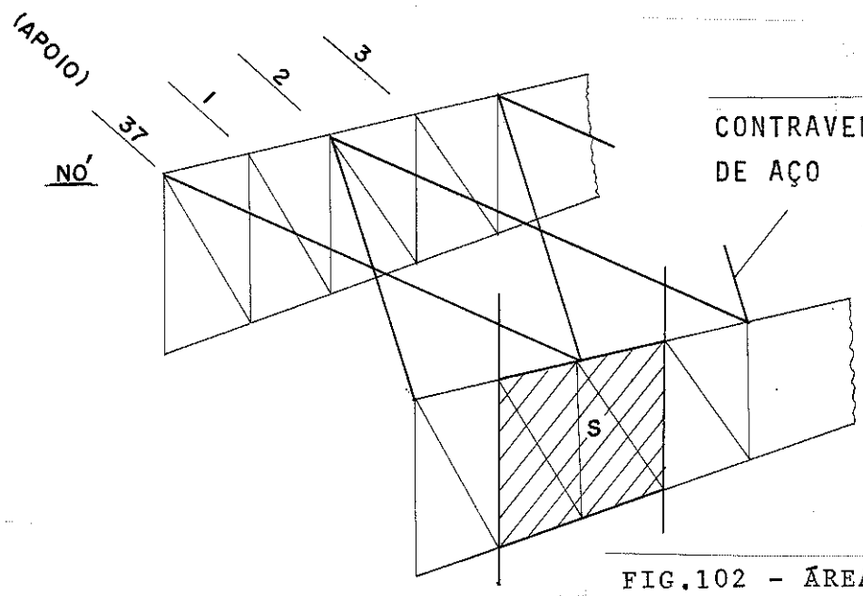
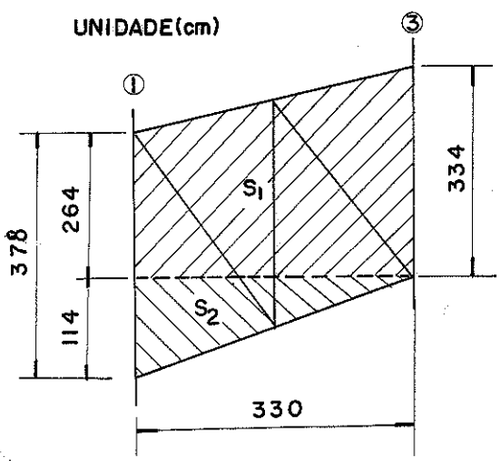


FIG.102 - ÁREA DE INFLUÊNCIA DA TESOURA AOS CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS



A área de influência mais desfavorável é: (Fig.102)

$S_1 = 9,86\ m^2$

$S_2 = 1,88\ m^2$

$S = S_1 + S_2 = 11,74\ m^2$

Com a mesma pressão de obstrução q, e considerando-se novamente a área S fechada, tem-se:

$Q = q.S = 60 \times 11,74 = 704\ kg$

Como tem-se em cada área de influência dois tirantes concorrentes, considera-se que cada um abserva a metade da carga atuante.

$Q/2 = 352\ kg$

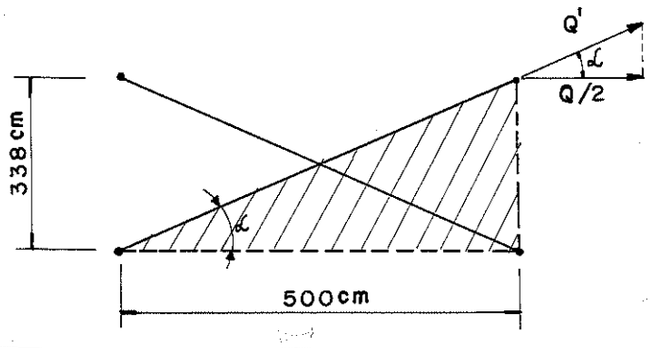


FIG.103 - DECOMPOSIÇÃO DA CARGA DO VENTO NOS CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS

Calculando-se Q' de maneira que fique na direção da barra de aço tem-se: (Fig. 103)

$$tg\alpha = \frac{338}{500} \qquad \alpha = 34^{o}$$

$$\cos\alpha = \frac{Q}{2Q'} \quad , \text{ onde } \quad Q' = \frac{Q}{2\cos\alpha} = \frac{704}{2.\cos 37^{o}} \cong 441 \text{ kg}$$

Verificando-se a barra pelas tensões admissíveis, e considerando 3/8" o diâmetro dos tirantes, fica:

$$N_{total} = Q' = 441 \text{ kg}$$

$$S_{liq} = 0{,}57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{total}}{S_{liq}} = \frac{441}{0{,}57} \cong 774 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 1403 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma < \bar{\sigma}$$

40.3 - Detalhes construtivos

A seguir, apresentam-se os detalhes construtivos dos contraventamentos. (Figs. 104 a 111)

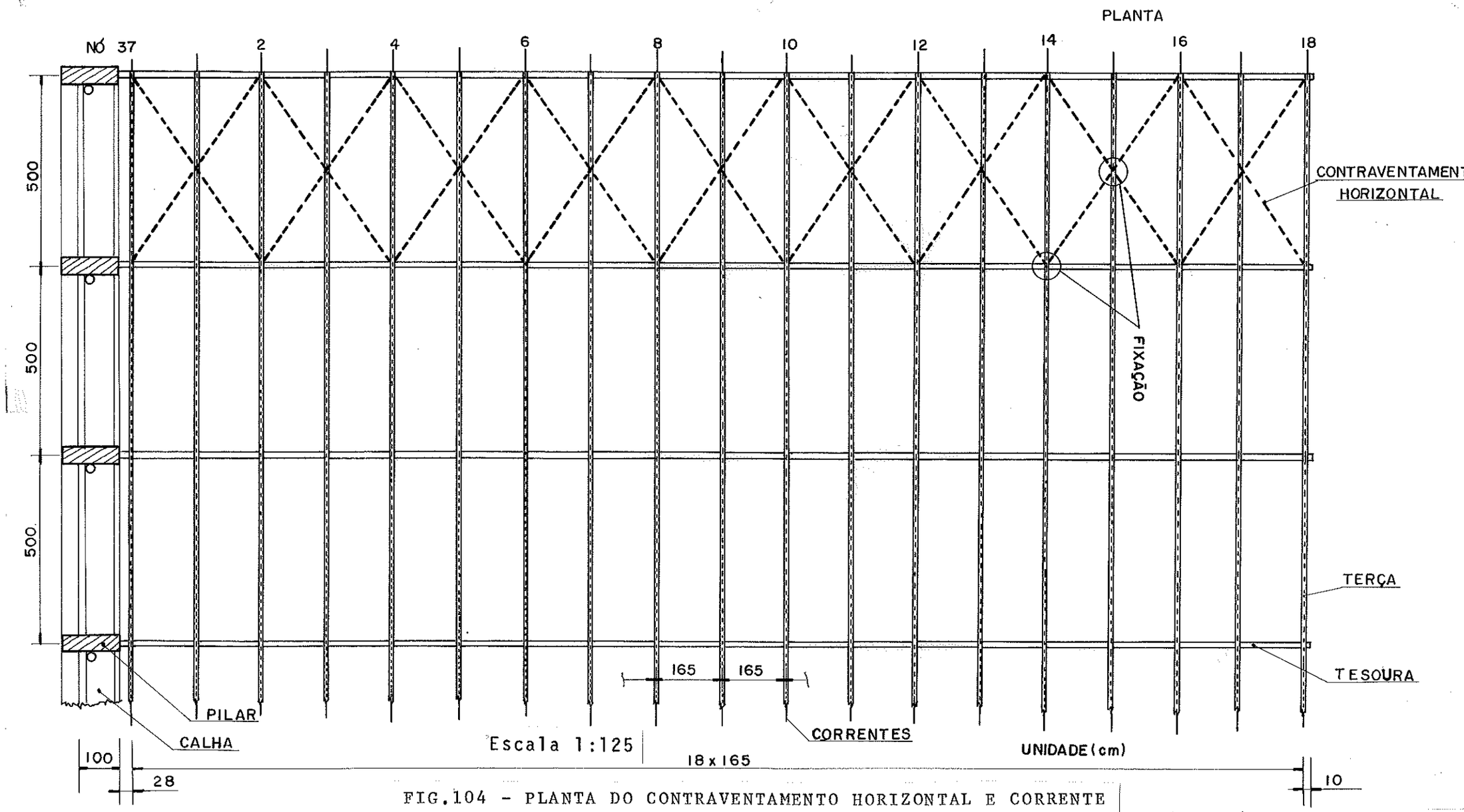


FIG.104 - PLANTA DO CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL E CORRENTE

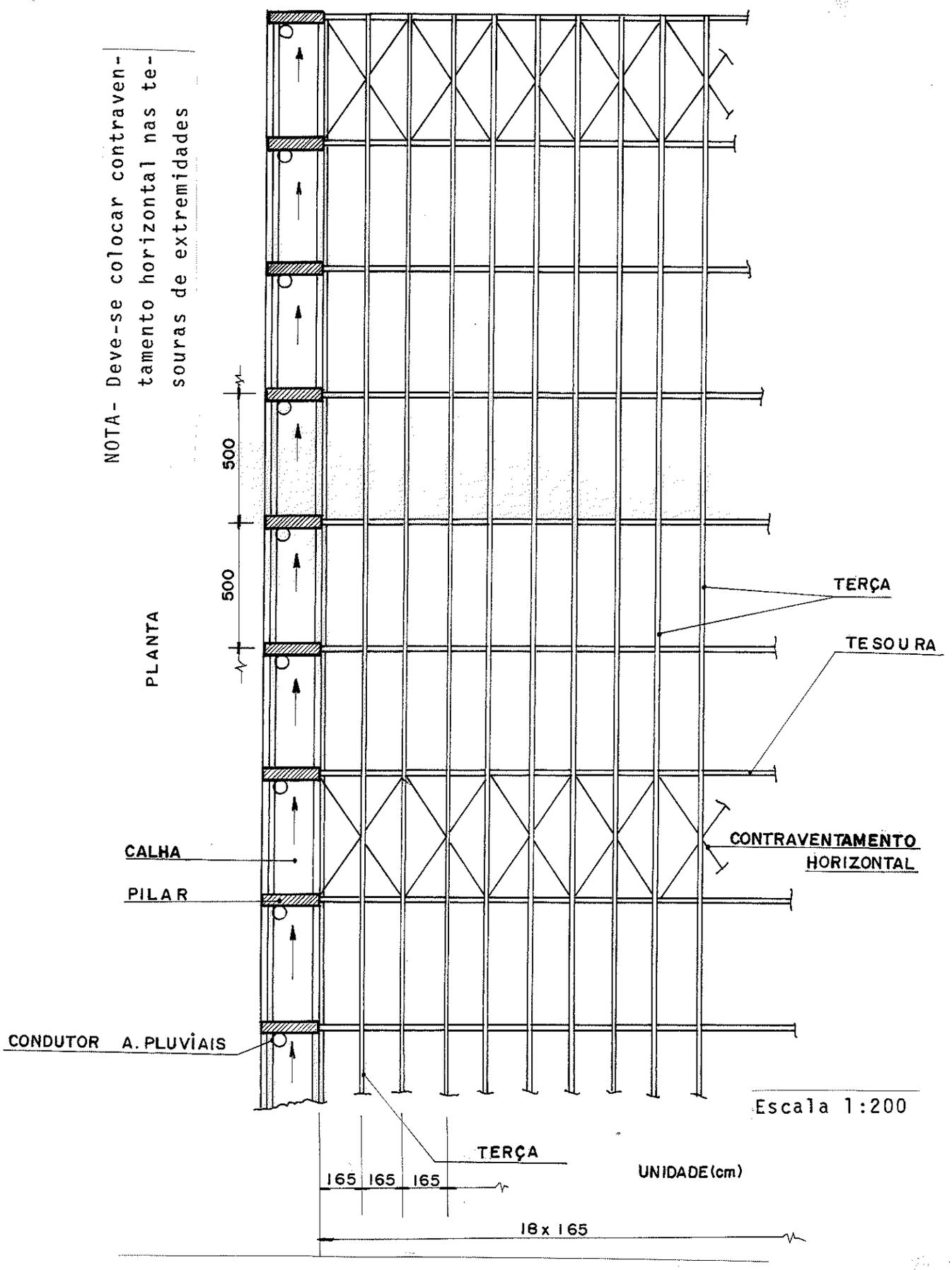


FIG.105 - PLANTA DO CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL

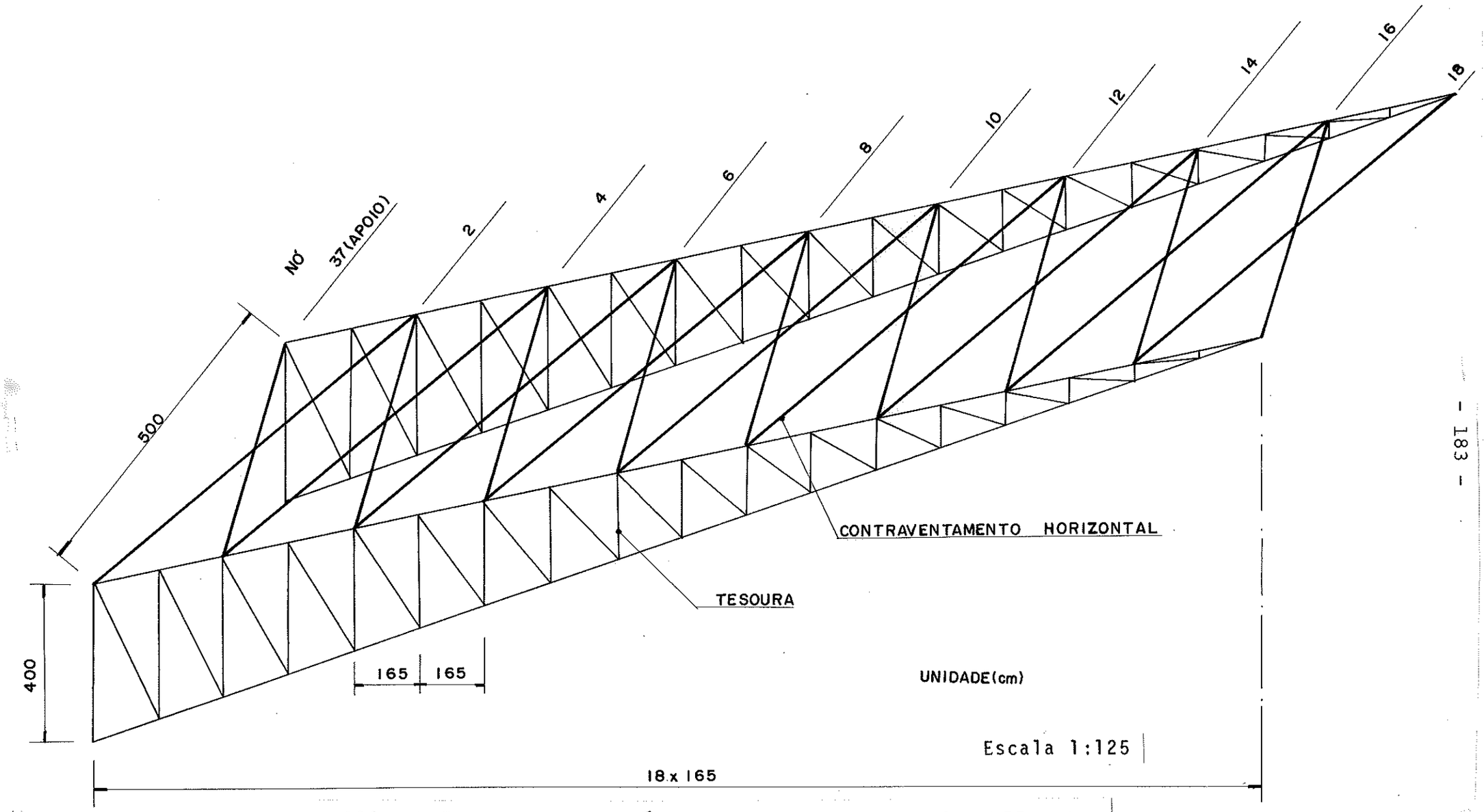


FIG.106 - PERSPECTIVA ESQUEMÁTICA DO CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL

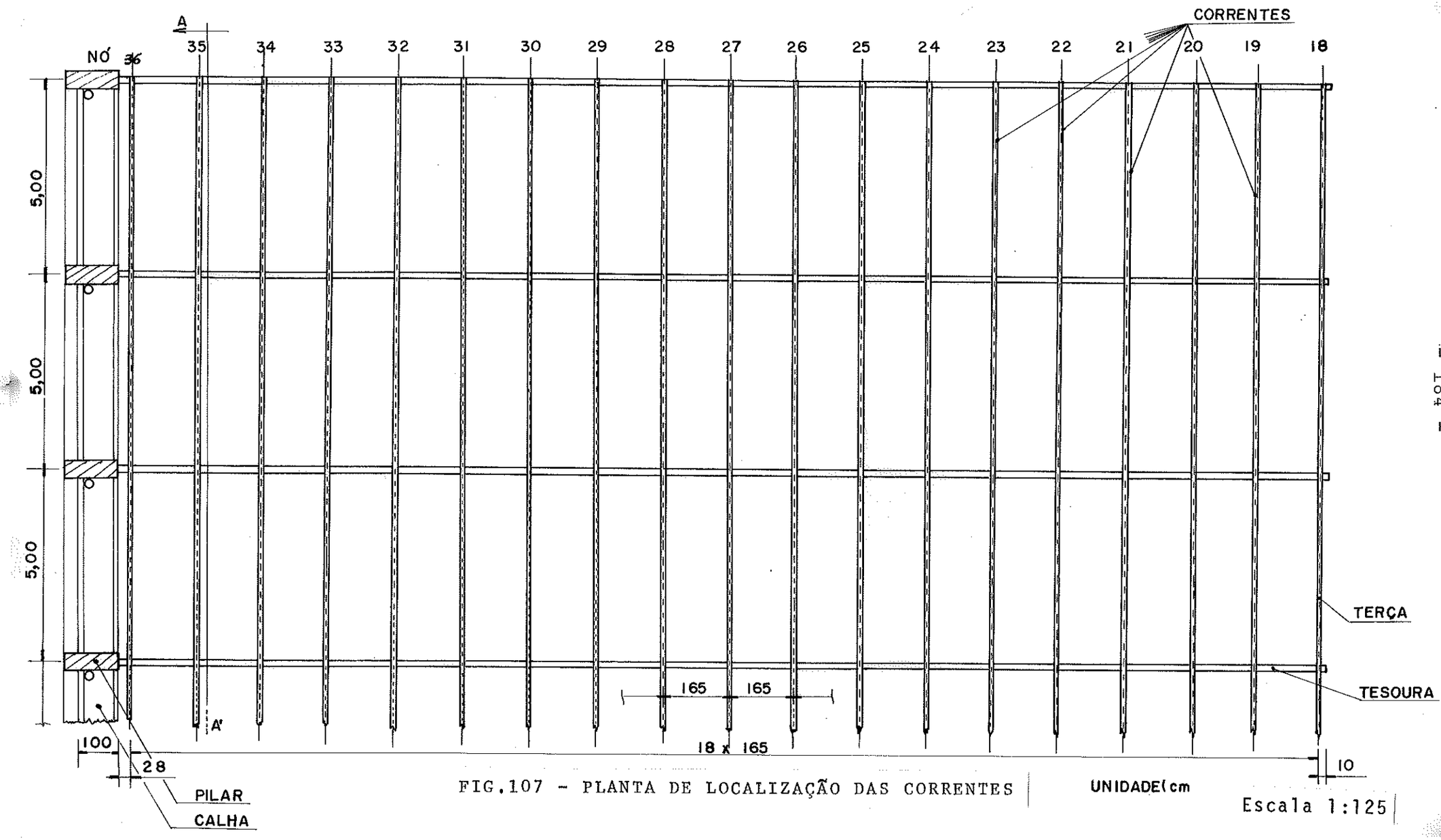


FIG.107 - PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DAS CORRENTES

Escala 1:125

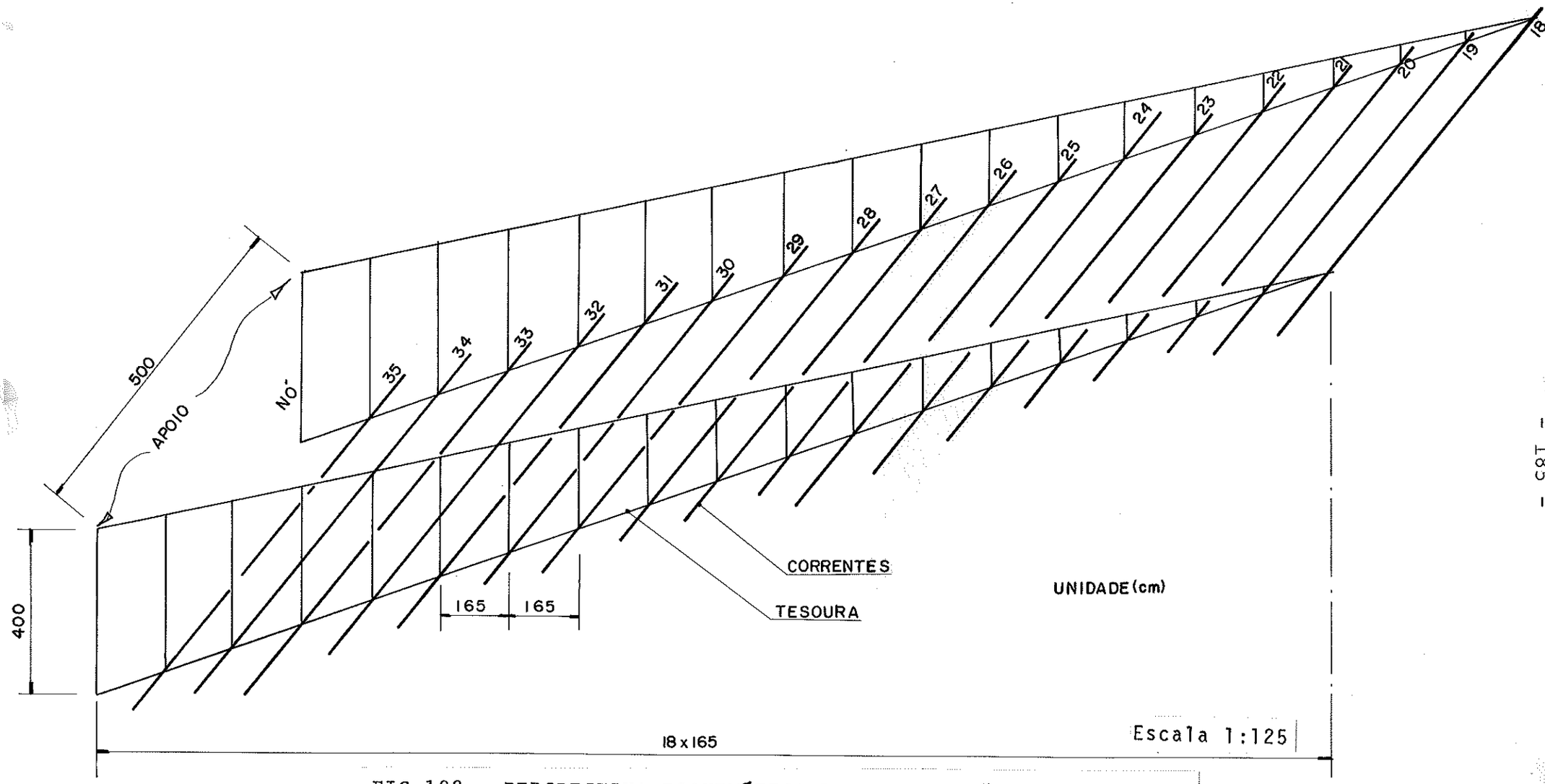


FIG.108 - PERSPECTIVA ESQUEMÁTICA DE LOCALIZAÇÃO DAS CORRENTES

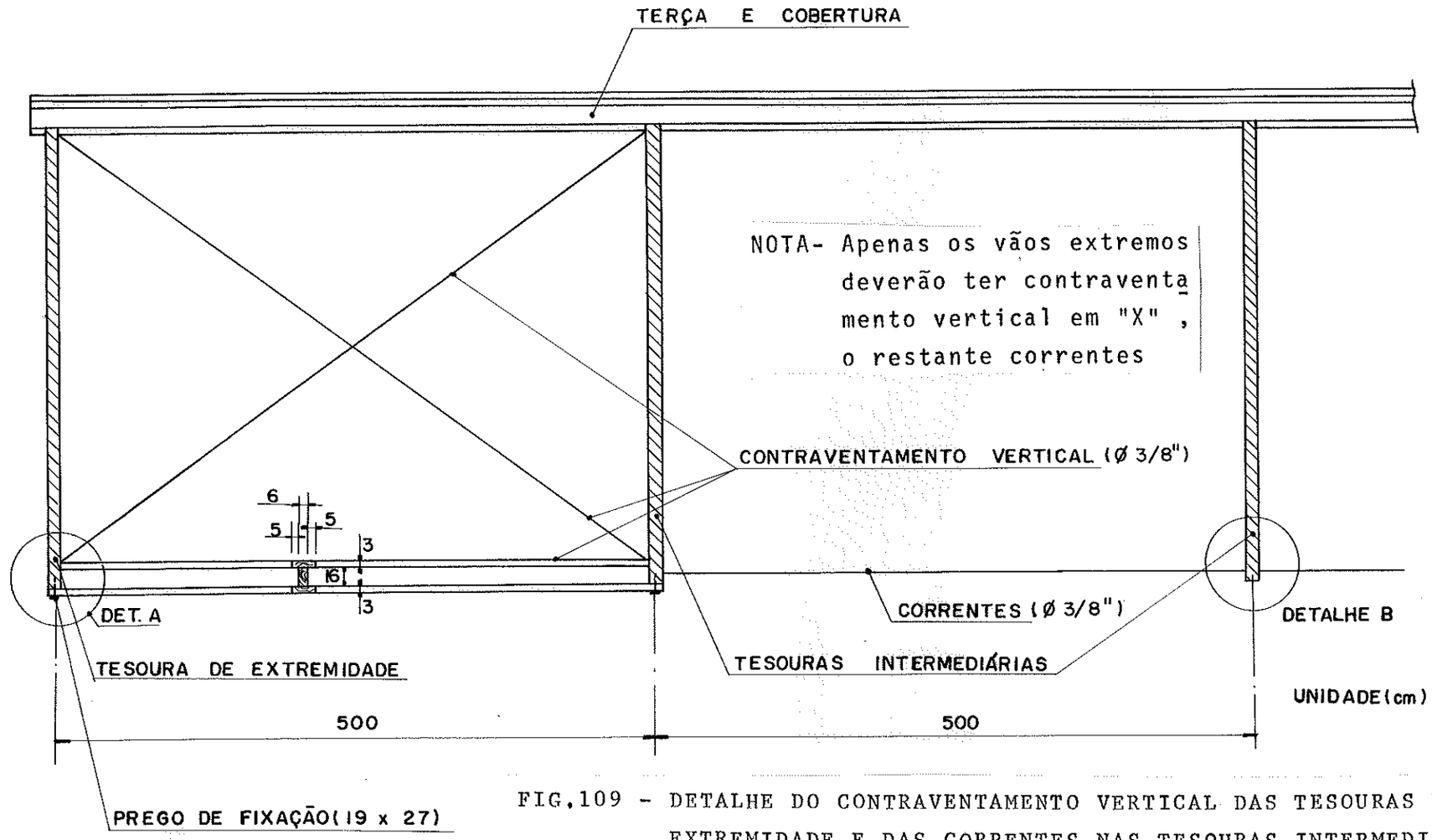


FIG.109 - DETALHE DO CONTRAVENTAMENTO VERTICAL DAS TESOURAS DE EXTREMIDADE E DAS CORRENTES NAS TESOURAS INTERMEDIÁRIAS

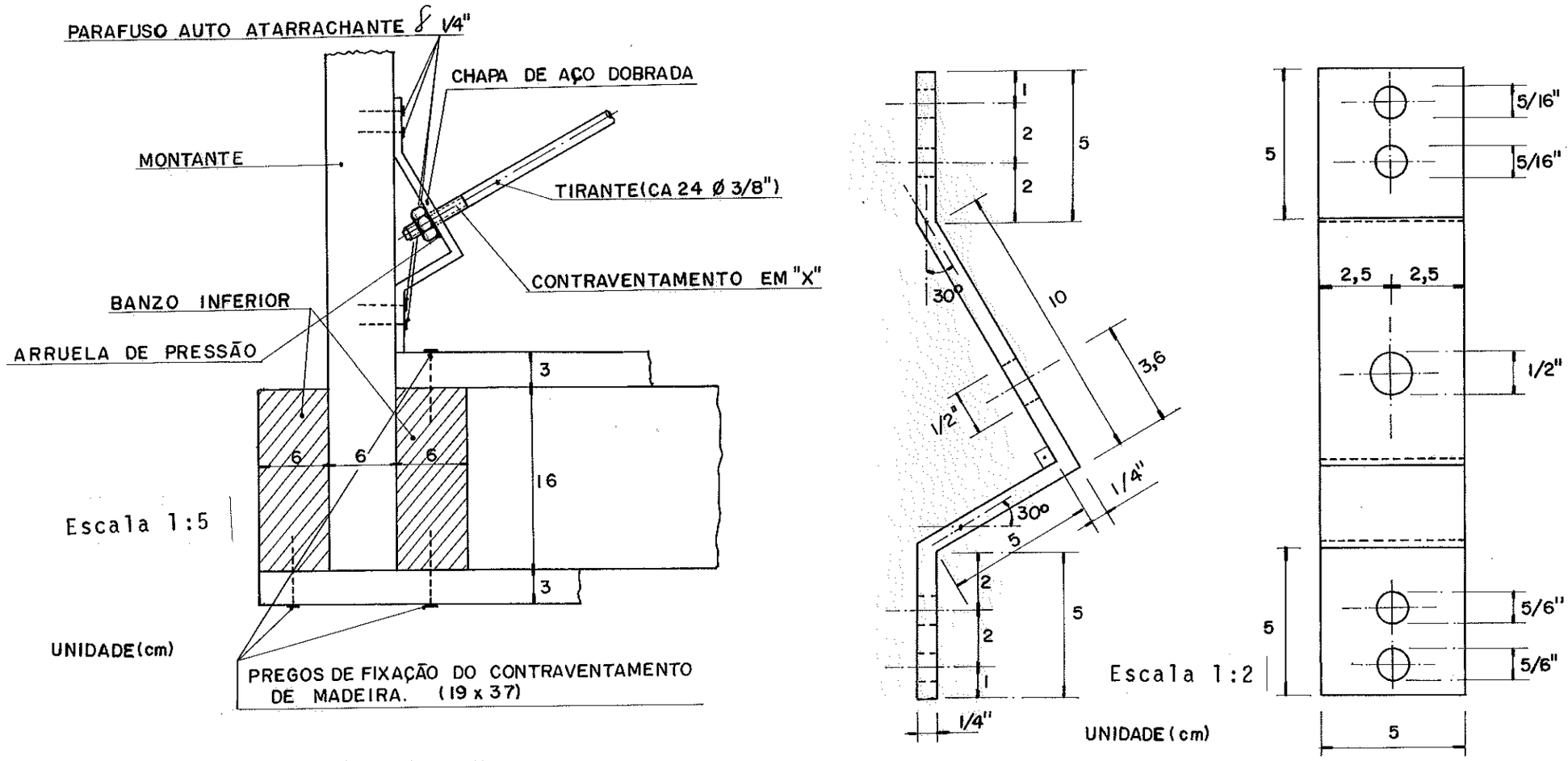
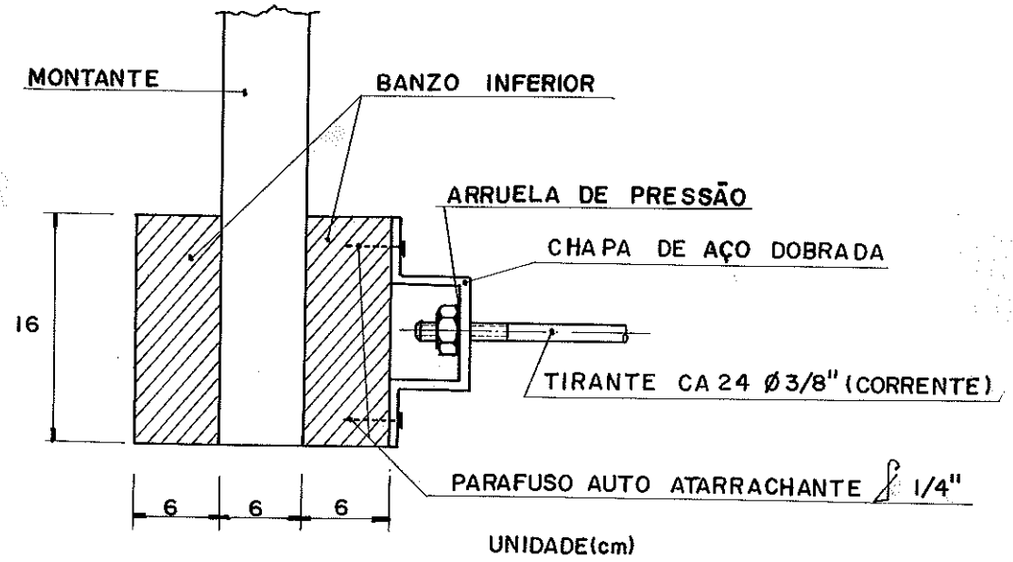
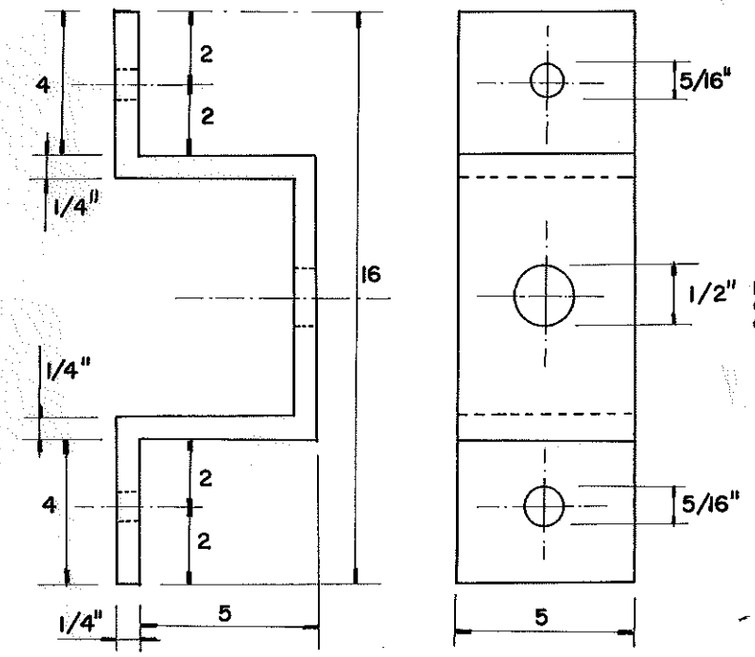


FIG.110 - DETALHE "A" (CONTRAVENTAMENTO VERTICAL DAS TESOURAS DE EXTREMIDADE



Escala 1:5



Escala 1:2

FIG.111 - DETALHE "B" (CORRENTES - TESOURAS INTERMEDIÁRIAS)

41 - PILAR DE APOIO

Analisando o pilar com todas as suas cargas, através do programa STRESS, pode-se concluir, em primeira aproximação, que o pilar de apoio, de concreto armado, terá as dimensões 40x220 cm, com os carregamentos atuantes apresentados na figura a seguir. (FIG.112)

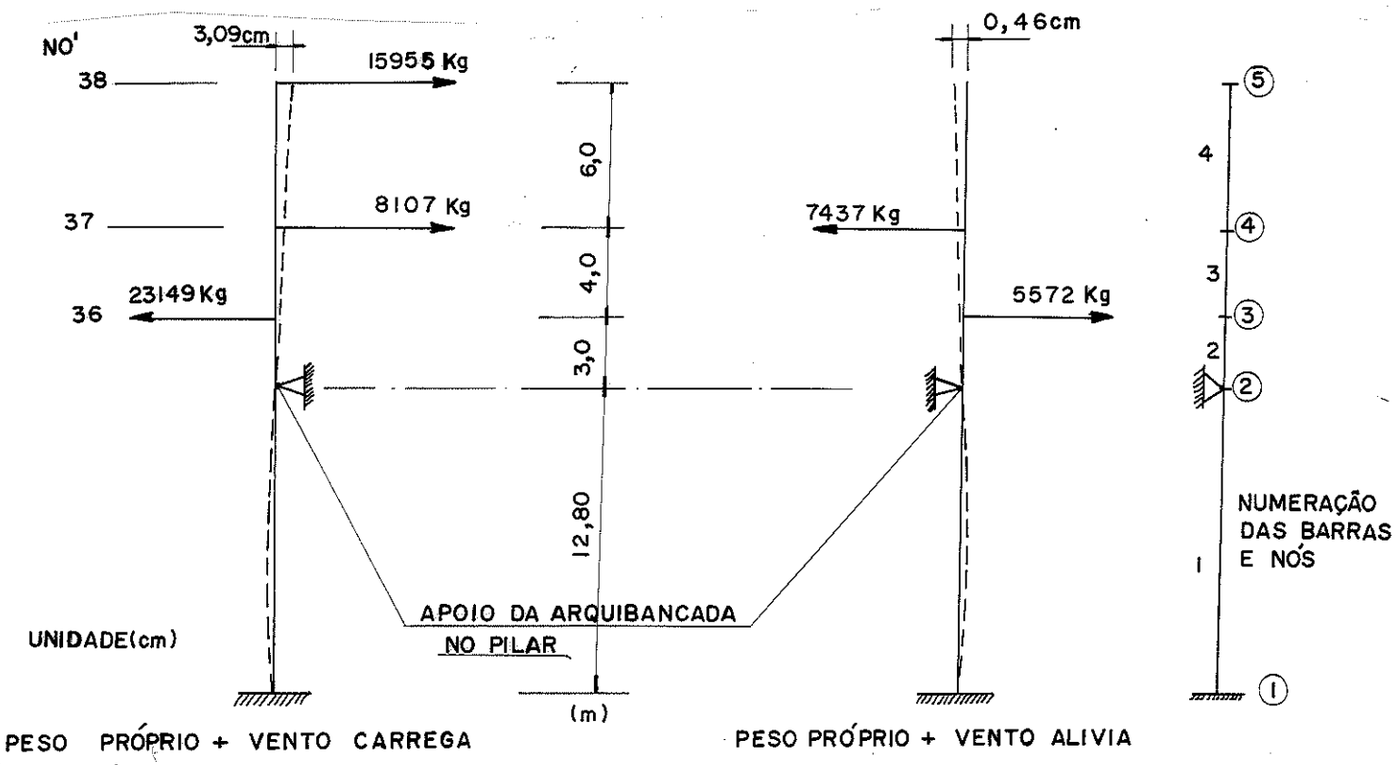


FIG.112 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO DO PILAR DE APOIO DA TESOURA

As cargas da tesoura atuantes no pilar foram obtidas através do programa STRESS e representam as reações horizontais resultantes da composição do peso próprio com o vento que carrega e do peso próprio com o vento que alivia.

A seguir, apresentam-se os resultados mais desfavoráveis do programa STRESS para o pilar.

ESFORÇOS MÁXIMOS ATUANTES	NÓ	Peso próprio Vento carrega	NÓ	Peso próprio Vento alivia
Momento fletor (kgm)	2	194711	2	35341
Esforço cortante (kg)	3 e 4	24061	3 e 4	7436
Esforço axial (kg)	1	12504	1	978
Flecha (cm)	5	3,09	5	0,46

É recomendável, durante a execução do pilar, que se faça uma contra-flecha de aproximadamente 3 cm para que, quando atuem o peso próprio e o vento que carrega, não surjam, na extremidade do balanço da tesoura, flechas maiores que as previstas no cálculo.

42 - CALHA DE COLETA DAS ÁGUAS PLUVIAIS

As águas pluviais serão recolhidas numa calha de concreto armado, com 10 cm de altura, e proteção lateral de alvenaria de tijolos com 12,5 cm de espessura. (Fig.113)

A calha também servirá como cobertura ao longo de todo o comprimento da arquibancada, entre os pilares, e como amarração lateral dos pilares, numa altura intermediária, diminuindo o seu comprimento de flambagem.

A seguir, apresentam-se detalhes mostrando a posição, a forma e as dimensões da calha pretendida. Assim, será apenas realizado um cálculo de verificação. (Fig.113)

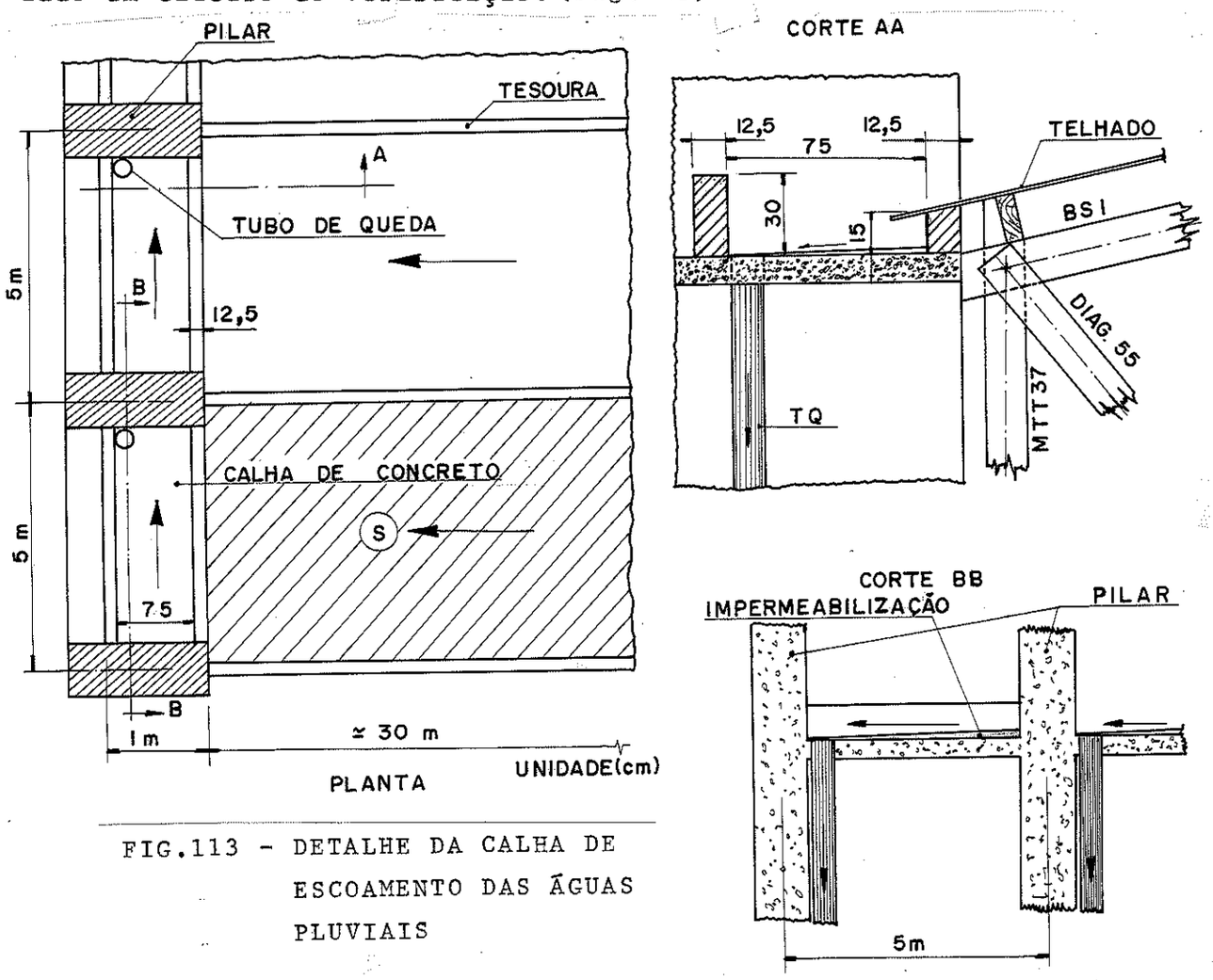


FIG.113 - DETALHE DA CALHA DE ESCOAMENTO DAS ÁGUAS PLUVIAIS

Tomando-se como referência a cidade de Manaus (AM), através de seus gráficos de precipitação pluviométrica, pode-se determinar a precipitação máxima em função da duração da chuva e do intervalo de tempo de recorrência. (15)

Nota-se que para o intervalo de tempo de recorrência entre 5 e 10 anos, e para uma duração da chuva de 5 minutos, encontra-se uma precipitação de 15 mm, isto é, 15 mm/5 min. (Fig.114)

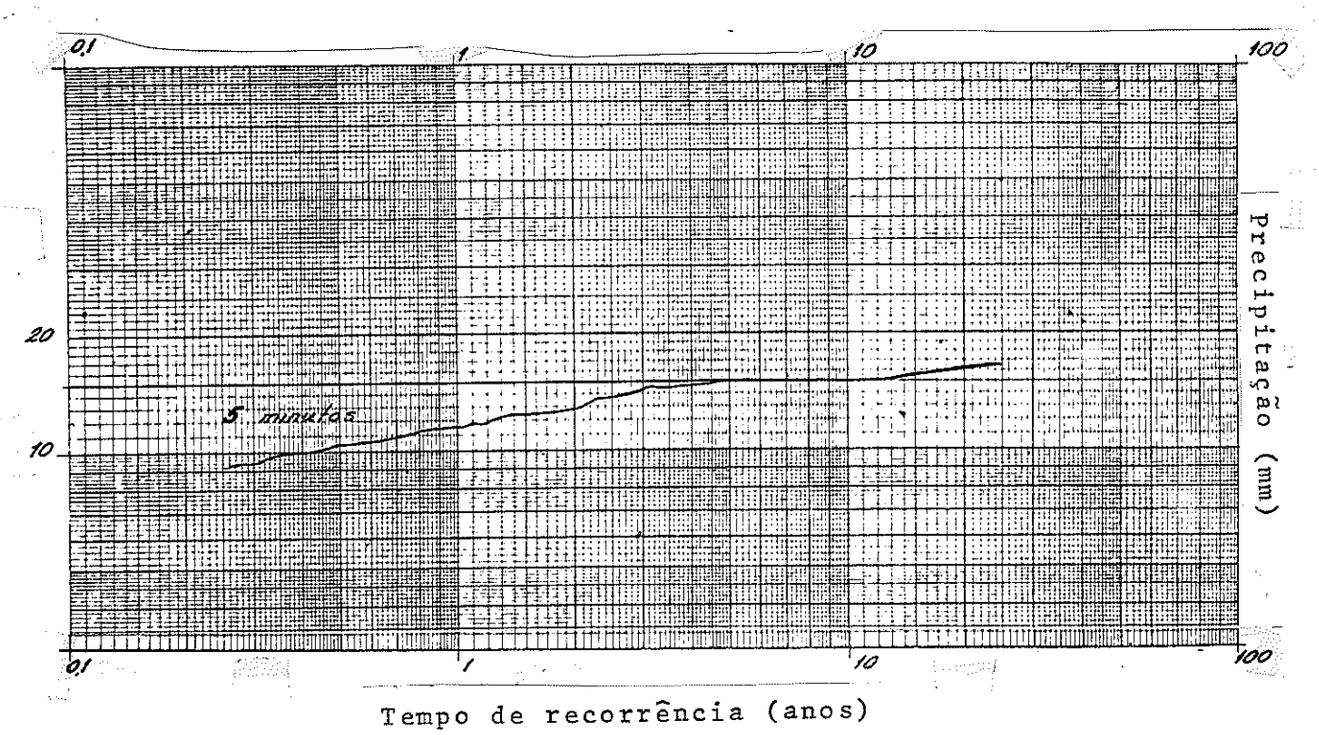


FIG.114 - GRÁFICO DE PRECIPITAÇÃO PARA A CIDADE DE MANAUS - AM

A área S que deve ser esgotada por um trecho de calha ou condutor vertical é: (fig.113)

$S = 30x5 = 150\ m^2$. Para a precipitação de 15 mm/5 min ou $3\ell/min/m^2$, em função da área S tem-se a vazão:

$$Q = 3\ell/min/m^2 \times 150\ m^2 = 450\ell/min$$

Na tabela 38 tem-se as dimensões das calhas de escoamento de água dos telhados, indicando os volumes dágua escoados em litros por minuto, de acordo com a seção da vazão (15). Para Q = 450ℓ/min,

escolheu-se a calha nº3, que tem a vazão prática de 462 ℓ/min.

Seção	Nº de ordem	Dimensões boca mm	Dimensões altura mm	Volume teórico litros	d'água prático litros
Seção em U	1	160	100	438	220
	2	200	145	647	430
	3	250	126	675	462
	4	280	143	1176	786
	5	300	123	804	543
	6	320	130	1104	744
	7	330	160	1275	870
	8	340	162	1644	1230
	9	350	220	2580	1935

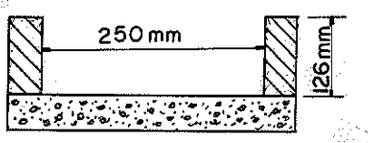


Tabela 38

Esta calha tem as dimensões de 250x126 mm, representando aproximadamente um terço da estimada (750x150 mm). Assim, a calha de concreto está dimensionada com folga.

No cálculo do condutor circular vertical ou tubo de queda, determina-se o seu diâmetro em função da área máxima de cobertura coletada para cada condutor (tab.39), elaborada para precipitações de 2,5 a 3ℓ/min/m^2. (15)

Tabela 39

Área máxima de cobertura(m^2)	Diâmetro do condutor(pol)
46	2
89	2
130	3
288	4
501	5
780	6
1616	8

Para a área máxima de 150 m^2, o condutor que mais se aproxima por excesso é o de diâmetro 4". Devido a entupimentos parciais e outros fatores que possam acarretar problemas na coleta das águas pluviais, para maior segurança, é conveniente aumentar uma bitola, utilizando-se como diâmetro prático 5".

43 - ESQUEMA GERAL DA TESOURA

A seguir, apresenta-se o detalhe completo da tesoura na escala 1:115, de maneira a dar condições de examinar a forma final do projeto. (Fig.115)

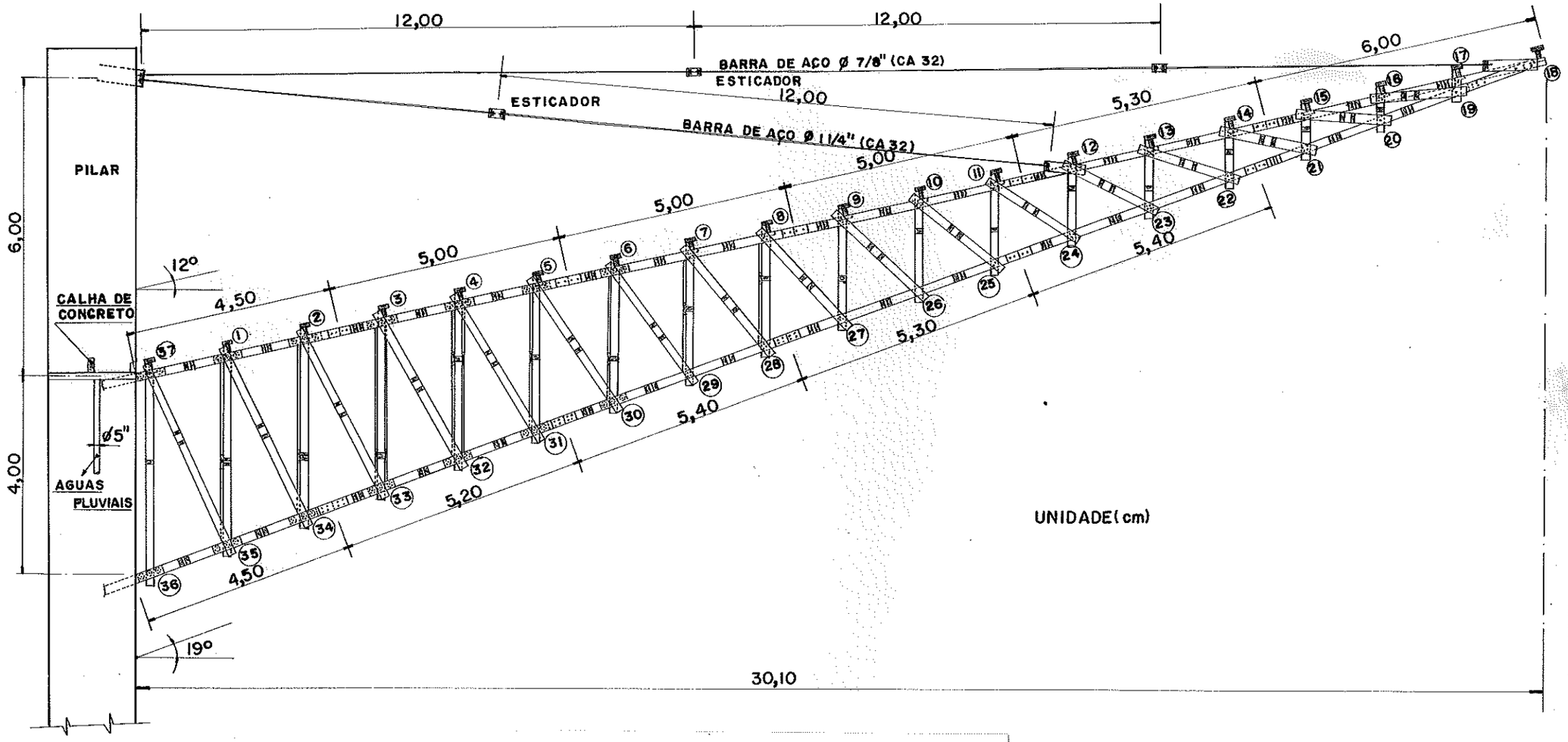


FIG.115 - ESQUEMA GERAL DA TESOURA

44 - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NO PROGRAMA STRESS FINAL

44.1 - Peso próprio e vento que carrega

LOADING **PESO PROPRIO + VENTO CARREGA**

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE
1	37	-6136.359
1	1	6136.359
2	1	-4009.116
2	2	4009.116
3	2	-1971.285
3	3	1971.285
4	3	-39.491
4	4	39.491
5	4	1764.934
5	5	-1764.934
6	5	3410.066
6	6	-3410.066
7	6	4856.512
7	7	-4856.512
8	7	6048.717
8	8	-6048.717
9	8	6907.748
9	9	-6907.748
10	9	7307.835
10	10	-7307.835
11	10	7060.421
11	11	-7060.421
12	11	5855.110
12	12	-5855.110
13	12	-3721.779
13	13	3721.779
14	13	-1150.977
14	14	1150.977
15	14	1421.071
15	15	-1421.071
16	15	4004.372
16	16	-4004.372
17	16	6643.021
17	17	-6643.021
18	17	6696.101
18	18	-6696.101
19	19	-2734.666
19	18	2734.666
20	20	-59.302
20	19	59.302
21	21	2564.618
21	20	-2564.618
22	22	5176.769
22	21	-5176.769
23	23	7787.402
23	22	-7787.402
24	24	10458.191
24	23	-10458.191
25	25	9155.824
25	24	-9155.824
26	26	8844.892
26	25	-8844.892
27	27	9204.150
27	26	-9204.150
28	28	10038.406
28	27	-10038.406
29	29	11217.392
29	28	-11217.392
30	30	12659.621
30	29	-12659.621
31	31	14307.292
31	30	-14307.292
32	32	16119.861
32	31	-16119.861
33	33	18064.250
33	32	-18064.250
34	34	20118.578
34	33	-20118.578
35	35	22265.335
35	34	-22265.335
36	36	24491.785
36	35	-24491.785

37	36	3461.322
37	37	-3461.322
38	35	5101.615
38	1	-5101.615
39	34	4648.119
39	2	-4648.119
40	33	4189.016
40	3	-4189.016
41	32	3719.991
41	4	-3719.991
42	31	3239.440
42	5	-3239.440
43	30	2737.063
43	6	-2737.063
44	29	2213.614
44	7	-2213.614
45	28	1661.080
45	8	-1661.080
46	27	1069.992
46	9	-1069.992
47	26	415.200
47	10	-415.200
48	25	-321.107
48	11	321.107
49	24	-1179.431
49	12	1179.431
50	23	2046.324
50	13	-2046.324
51	22	1700.388
51	14	-1700.388
52	21	1357.398
52	15	-1357.398
53	20	1017.059
53	16	-1017.059
54	19	664.485
54	17	-664.485
55	35	-4854.478
55	37	4854.478
56	34	-4438.161
56	1	4438.161
57	33	-4018.408
57	2	4018.408
58	32	-3591.090
58	3	3591.090
59	31	-3153.575
59	4	3153.575
60	30	-2694.776
60	5	2694.776
61	29	-2212.716
61	6	2212.716
62	28	-1694.386
62	7	1694.386
63	27	-1121.780
63	8	1121.780
64	26	-452.015
64	9	452.015
65	25	366.483
65	10	-366.483
66	24	1443.156
66	11	-1443.156
67	23	-2814.158
67	12	2814.158
68	22	-2600.958
68	13	2600.958
69	21	-2513.127
69	14	2513.127
70	20	-2479.818
70	15	2479.818
71	19	-2537.284
71	16	2537.284
72	18	-3997.189
72	38	3997.189
73	12	-12007.681
73	38	12007.681

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y
1	51.992	-712.980
2	51.962	-706.999
3	51.982	-702.945
4	51.968	-697.917
5	51.958	-698.880
6	51.915	-693.872
7	51.928	-689.813
8	51.908	-684.849
9	51.839	-688.584
10	51.800	-685.582
11	51.787	-682.433
12	51.703	-679.667
13	51.875	-676.953
14	51.742	-673.812
15	51.796	-671.334
16	51.770	-668.817
17	51.923	-653.468
18	31.410	-456.171
19	0.613	-9.487
20	-0.162	-3.107
21	-0.007	-1.725
22	0.065	-1.269
23	-0.024	-1.279
24	0.116	-0.738
25	0.065	-0.552
26	-0.030	-0.484
27	-0.104	-0.390
28	-0.038	-0.295
29	-0.135	-0.347
30	0.000	-0.120
31	-0.037	-0.053
32	-0.054	-0.101
33	-0.214	-0.025
34	-0.143	-0.069
35	-0.003	0.002

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y
36	23149.394	11458.384
37	-8107.211	-360.005
38	-15955.353	1046.751

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT
1	0.0012	-0.0048
2	0.0024	-0.0084
3	0.0034	-0.0125
4	0.0044	-0.0168
5	0.0052	-0.0218
6	0.0060	-0.0269
7	0.0067	-0.0323
8	0.0072	-0.0376
9	0.0077	-0.0431
10	0.0082	-0.0483
11	0.0086	-0.0534
12	0.0091	-0.0584
13	0.0110	-0.0656
14	0.0129	-0.0743
15	0.0148	-0.0839
16	0.0165	-0.0936
17	0.0176	-0.1020
18	0.0155	-0.0951
19	0.0176	-0.1019
20	0.0147	-0.0936
21	0.0115	-0.0838
22	0.0086	-0.0741
23	0.0063	-0.0654
24	0.0051	-0.0586
25	0.0042	-0.0535
26	0.0033	-0.0483
27	0.0024	-0.0428
28	0.0015	-0.0374
29	0.0008	-0.0318
30	0.0002	-0.0264
31	-0.0001	-0.0211
32	-0.0001	-0.0162
33	-0.0004	-0.0117
34	-0.0005	-0.0077
35	-0.0003	-0.0039

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT
36	0.0000	0.0000
37	0.0000	-0.0015
38	0.0000	0.0000

44.2 - Peso próprio e vento que alivia

LOADING **PESO PROPRIO + VENTO ALIVIA**

==========

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE
1	37	7327.343
1	1	-7327.343
2	1	6934.054
2	2	-6934.054
3	2	6533.273
3	3	-6533.273
4	3	6125.562
4	4	-6125.562
5	4	5712.270
5	5	-5712.270
6	5	5291.365
6	6	-5291.365
7	6	4864.304
7	7	-4864.304
8	7	4432.120
8	8	-4432.120
9	8	3997.483
9	9	-3997.483
10	9	3555.796
10	10	-3555.796
11	10	3106.833
11	11	-3106.833
12	11	2651.249
12	12	-2651.249
13	12	2189.741
13	13	-2189.741
14	13	1735.526
14	14	-1735.526
15	14	1274.316
15	15	-1274.316
16	15	802.087
16	16	-802.087
17	16	303.016
17	17	-303.016
18	17	194.868
18	18	-194.868
19	19	-132.900
19	18	132.900
20	20	-538.501
20	19	538.501
21	21	-916.047
21	20	916.047
22	22	-1282.214
22	21	1282.214
23	23	-1640.815
23	22	1640.815
24	24	-2003.124
24	23	2003.124
25	25	-2362.591
25	24	2362.591
26	26	-2715.081
26	25	2715.081
27	27	-3060.401
27	26	3060.401
28	28	-3398.079
28	27	3398.079
29	29	-3733.250
29	28	3733.250
30	30	-4063.195
30	29	4063.195
31	31	-4386.659
31	30	4386.659
32	32	-4702.293
32	31	4702.293
33	33	-5012.112
33	32	5012.112
34	34	-5314.777
34	33	5314.777
35	35	-5609.712
35	34	5609.712
36	36	-5895.511
36	35	5895.511

37	36	946.917
37	37	-946.917
38	35	-654.881
38	1	654.881
39	34	-638.572
39	2	638.572
40	33	-617.226
40	3	617.226
41	32	-592.779
41	4	592.779
42	31	-564.096
42	5	564.096
43	30	-537.367
43	6	537.367
44	29	-506.484
44	7	506.484
45	28	-472.228
45	8	472.228
46	27	-433.304
46	9	433.304
47	26	-399.458
47	10	399.458
48	25	-363.322
48	11	363.322
49	24	-324.749
49	12	324.749
50	23	-274.830
50	13	274.830
51	22	-232.832
51	14	232.832
52	21	-189.544
52	15	189.544
53	20	-144.183
53	16	144.183
54	19	-99.122
54	17	99.122
55	35	623.146
55	37	-623.146
56	34	609.728
56	1	-609.728
57	33	592.098
57	2	-592.098
58	32	572.252
58	3	-572.252
59	31	549.150
59	4	-549.150
60	30	529.102
60	5	-529.102
61	29	506.272
61	6	-506.272
62	28	481.733
62	7	-481.733
63	27	454.239
63	8	-454.239
64	26	434.519
64	9	-434.519
65	25	415.752
65	10	-415.752
66	24	398.493
66	11	-398.493
67	23	383.185
67	12	-383.185
68	22	357.629
68	13	-357.629
69	21	352.312
69	14	-352.312
70	20	357.022
70	15	-357.022
71	19	383.716
71	16	-383.716

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y
1	-105.987	31.000
2	-105.981	36.999
3	-105.982	40.987
4	-105.969	45.968
5	-105.965	44.960
6	-105.898	49.937
7	-105.962	53.909
8	-105.920	58.912
9	-105.677	54.823
10	-105.862	57.811
11	-105.793	60.744
12	-105.849	63.509
13	-105.671	65.640
14	-105.700	68.034
15	-105.581	69.957
16	-105.677	70.762
17	-105.793	76.681
18	-65.010	2.958
19	-0.119	5.923
20	-0.186	2.617
21	-0.025	0.981
22	-0.347	1.024
23	-0.244	0.573
24	-0.109	0.666
25	-0.158	0.255
26	-0.002	0.127
27	-0.085	0.078
28	-0.014	0.110
29	-0.005	0.059
30	-0.044	0.045
31	0.008	0.016
32	-0.016	0.020
33	-0.000	0.004
34	0.026	0.012
35	0.001	-0.011

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y
36	-5572.379	-978.086
37	7437.992	11.980

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT
1	-0.0008	0.0001
2	-0.0016	0.0011
3	-0.0026	0.0026
4	-0.0036	0.0045
5	-0.0046	0.0069
6	-0.0058	0.0098
7	-0.0070	0.0133
8	-0.0082	0.0173
9	-0.0096	0.0218
10	-0.0110	0.0268
11	-0.0124	0.0324
12	-0.0140	0.0385
13	-0.0156	0.0451
14	-0.0173	0.0522
15	-0.0190	0.0598
16	-0.0208	0.0679
17	-0.0227	0.0766
18	-0.0245	0.0851
19	-0.0216	0.0766
20	-0.0186	0.0679
21	-0.0158	0.0598
22	-0.0133	0.0522
23	-0.0109	0.0451
24	-0.0089	0.0384
25	-0.0070	0.0323
26	-0.0053	0.0268
27	-0.0039	0.0217
28	-0.0027	0.0172
29	-0.0017	0.0132
30	-0.0009	0.0097
31	-0.0003	0.0068
32	-0.0000	0.0044
33	0.0002	0.0025
34	0.0004	0.0010
35	0.0003	0.0000

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT
36	0.0000	0.0000
37	0.0000	-0.0004

45 - MODELO REDUZIDO NA ESCALA 1:3

Além do estudo teórico realizado na tesoura em balanço, com 30 m de vão livre, construiu-se um modelo reduzido na escala 1:3 com comprimento aproximado de 10 m. (ver figs. 116 e 117).

Neste modelo, aproximou-se o máximo possível da realidade o desenvolvimento de montagem da estrutura, objetivando simular a construção da tesoura real com o comprimento de 30 m num canteiro de obra.

FIG. 116 - VISTA LATERAL DO MODELO REDUZIDO

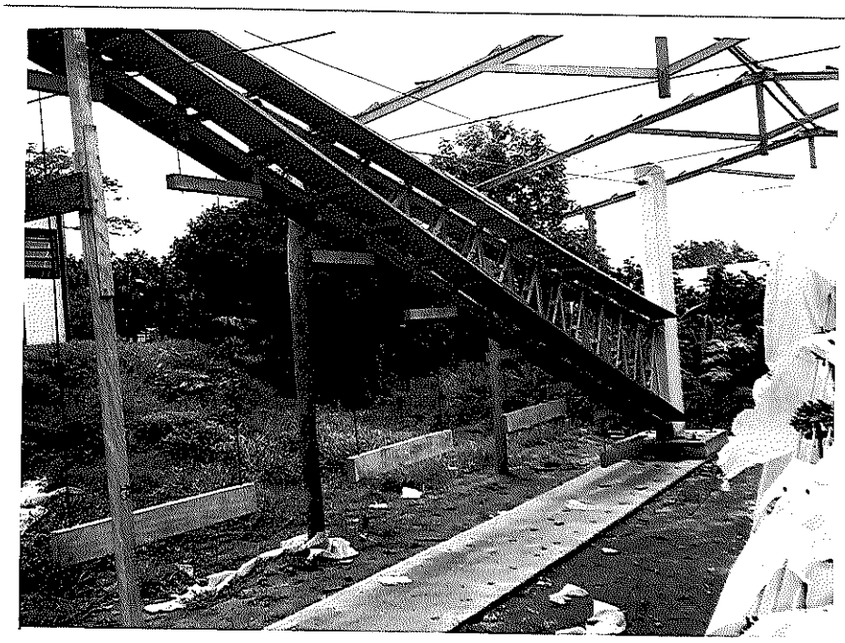


FIG. 117 - VISTAS DO MODELO REDUZIDO

As diferenças básicas entre o modelo reduzido e as estruturas existentes na cidade são que, no primeiro:

- Tem-se apenas uma diagonal em cada painel da tesoura
- A altura do montante principal é bem menor, acarretando uma estrutura mais estética
- Tem-se dois tirantes superiores para diminuição das flechas e esforços nas barras da tesoura
- O volume de madeira consumido é em torno de 1/10, comparado às estruturas existentes na cidade de São Carlos - SP, significando que a ligação dos tirantes na tesoura, economiza madeira de maneira amplamente satisfatória

O modelo foi construído seguindo integralmente o projeto teórico com 30 m de vão livre, objetivando ter depois da montagem, uma resposta concreta do estudo realizado.(fig.118)

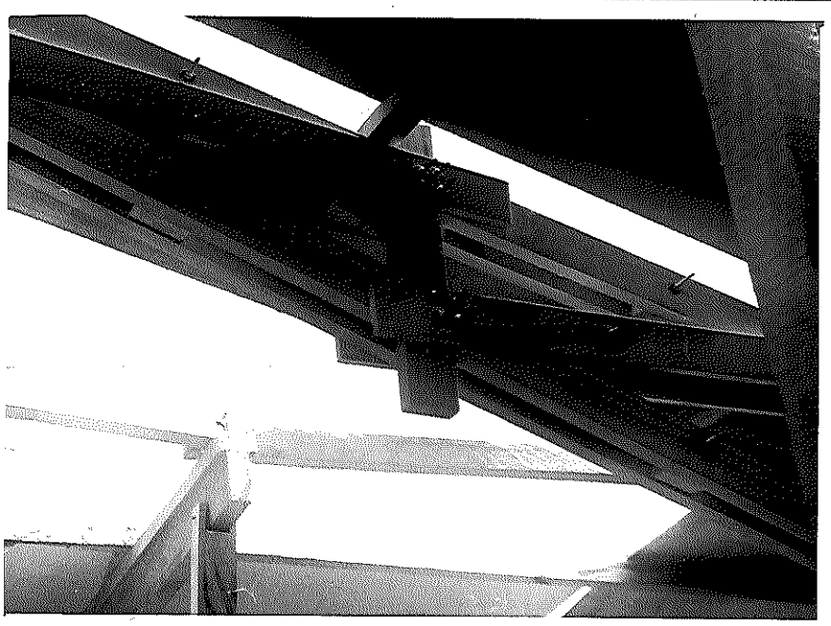


FIG. 118 - DETALHE DE LIGAÇÃO ATRAVÉS DE PARAFUSOS

45.1 - Montagem do modelo

45.1.1 - Classificação das peças de madeira

Inicialmente preparou-se em torno de 150 peças de madeira com as seções 2 x 5,3 cm e 1 x 5,3 cm, representando a escala 1:3 de 6 x 16 cm e 3 x 16 cm do projeto real. O comprimento das peças variaram de 0,5 a 1,5 m.

Com a finalidade de utilizar peças mais resistentes nos lugares mais solicitados da tesoura, classificou-se todas as peças separando-as em 5 lotes assim denominados: madeira de primeira, segunda, terceira, quarta e refugo.

Essa classificação foi feita determinando-se o módulo de elasticidade de cada peça, através da colocação de pesos nos terços médio das vigas, objetivando ter flexão pura, tendo o cuidado para que a flecha no centro do vão, fosse menor que a admissível. (fig.119)

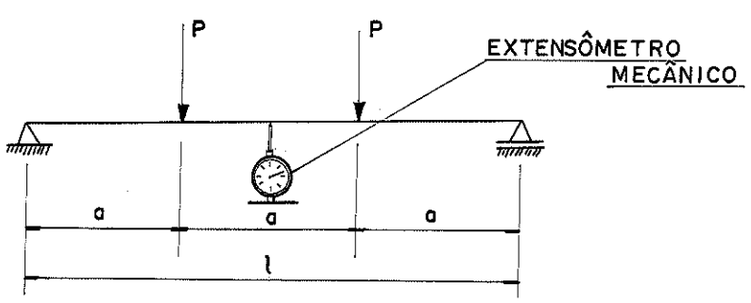


FIG.119 - ESQUEMA DE ENSAIO PARA CLASSIFICAÇÃO DAS PEÇAS DE MADEIRA

As flechas foram lidas através de extensômetros mecânicos localizados no centro de cada viga, e as dimensões das seções determinadas cuidadosamente com três leituras de cada lado da peça, com a finalidade de ter-se valores para os momentos de inércia mais próximos da realidade.

Nos ensaios, devido a variação do comprimento das peças, foram utilizados três tipos de peso nos terços médios das vigas, ou sejam:

- $P_1 = 2000$ g
- $P_2 = 228$ g
- $P_3 = 592$ g

O módulo de elasticidade genérico para as condições da figura anterior vale:

$$E = \frac{P \cdot a}{24\ f \cdot J} \cdot (3\ell^2 - 4a^2)$$

Sendo $a = \ell/3$, e tendo cada peça seus respectivos pesos, tem-se:

$$E = \frac{0{,}071\ell^3}{f \cdot J} \rightarrow P_1 = 2000 \text{ g}$$

$$E = \frac{0{,}0081\ell^3}{f \cdot J} \rightarrow P_2 = 228 \text{ g}$$

$$E = \frac{0{,}021\ell^3}{f \cdot J} \rightarrow P_3 = 592 \text{ g}$$

De acordo com a classificação, as peças de madeira para a tesoura ficaram assim representadas:

- Madeira de primeira - módulos de 180000 a 140000 kg/cm^2
- Madeira de segunda - módulos de 140000 a 120000 kg/cm^2
- Madeira de terceira - módulos de 120000 a 110000 kg/cm^2
- Madeira de quarta - módulos de 110000 a 100000 kg/cm^2
- Refugo - módulos de 100000 a 50000 kg/cm^2

Esta classificação foi feita considerando-se cada intervalo do módulo de elasticidade, representando 20% de todos os resultados obtidos.

Como a escala é de 1:3 no modelo experimental, reduziu-se 9 vezes a área da seção de cada barra da tesoura, e 27 vezes o volume total de madeira comparado ao projeto real.

45.1.2 - Montagem da laje de reação

Construiu-se uma laje de reação, de concreto armado, com as dimensões de 14 m de comprimento, 1,20 m de largura e 20 cm de altura, sobre brocas de concreto com 20 cm de diâmetro e aproximadamente 3 m de profundidade, espaçadas de 80 cm, e armadas com 6 ferros tipo CA-24 de diâmetro 1/4". (fig.120)

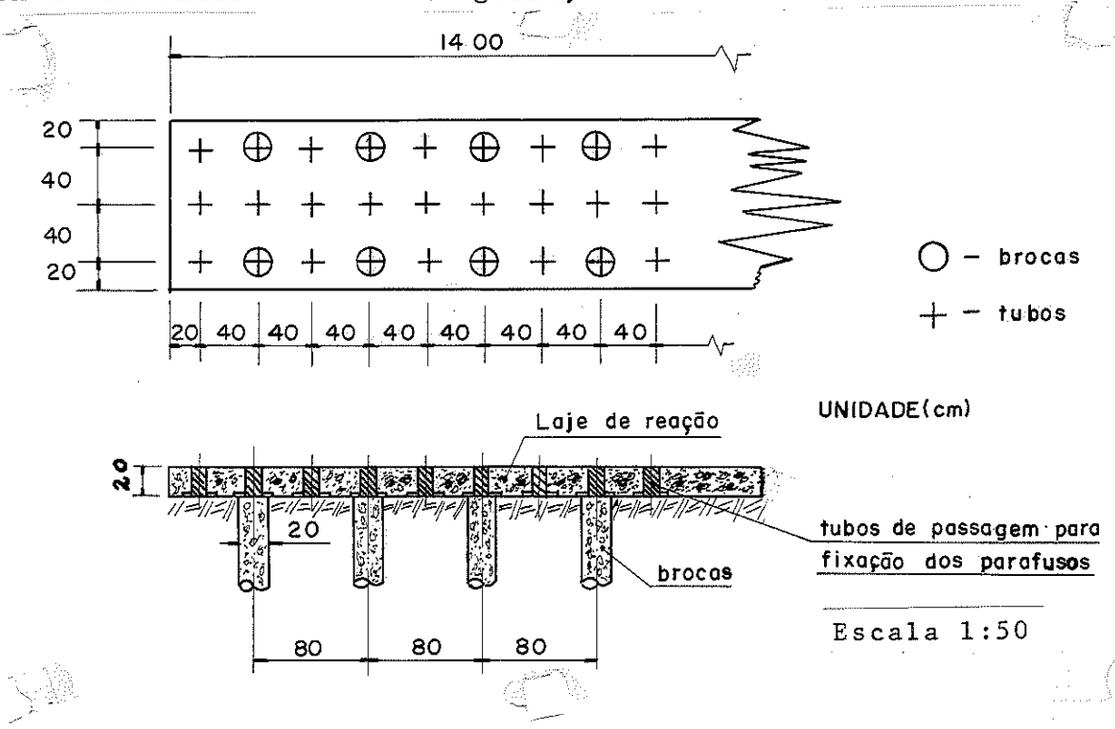


FIG.120 - ESQUEMA DA LAJE DE REAÇÃO E POSICIONAMENTO DAS BROCAS

A laje de reação foi armada com duas malhas de aço tipo CA-24 e diâmetro 3/8", sendo uma superior e outra inferior, localizadas junto aos tubos de passagem dos parafusos de fixação, posteriormente rosqueados em porcas situadas no fundo da laje. (fig.121)

O dimensionamento foi executado de maneira que cada parafuso preso ao fundo da laje, suporte um esforço máximo de tração em torno de 3 t.

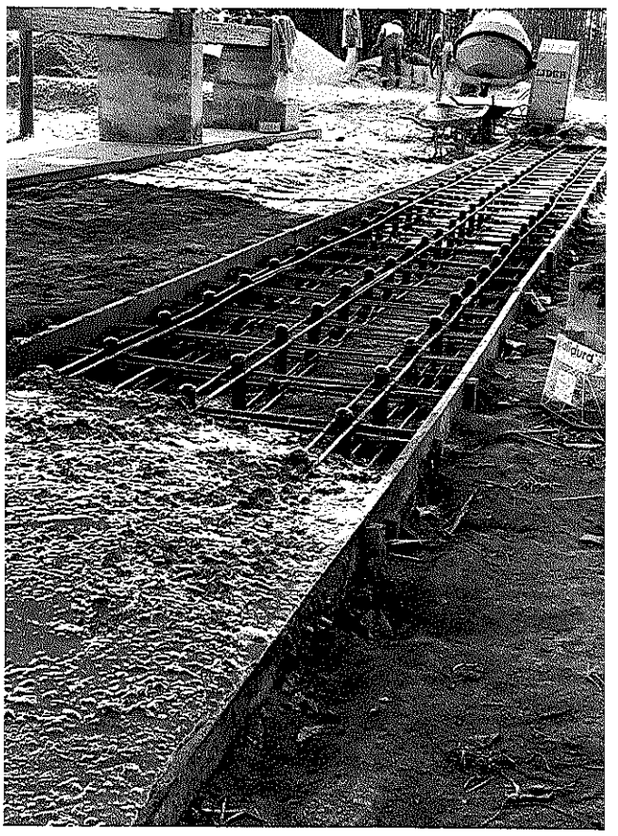


FIG.121 - LAJE DE REAÇÃO

45.1.3 - Montagem da sapata de ligação e do pilar de apoio

Sobre a laje de reação construiu-se uma sapata de concreto armado, com as dimensões de 1,20 m x 1,20 m e 20 cm de altura, com a finalidade de solidarizar as laje de reação ao pilar de apoio da tesoura, através de parafusos rosqueados no fundo da laje, atravessando a sapata. (figs.122, 123 e 124)

Para ter-se a opção de outros tipos de ensaio na laje de reação, não prendeu-se diretamente o pilar, pois, basta retirar os parafusos de ligação e consequentemente deslocar a sapata, para ficar com a laje livre.

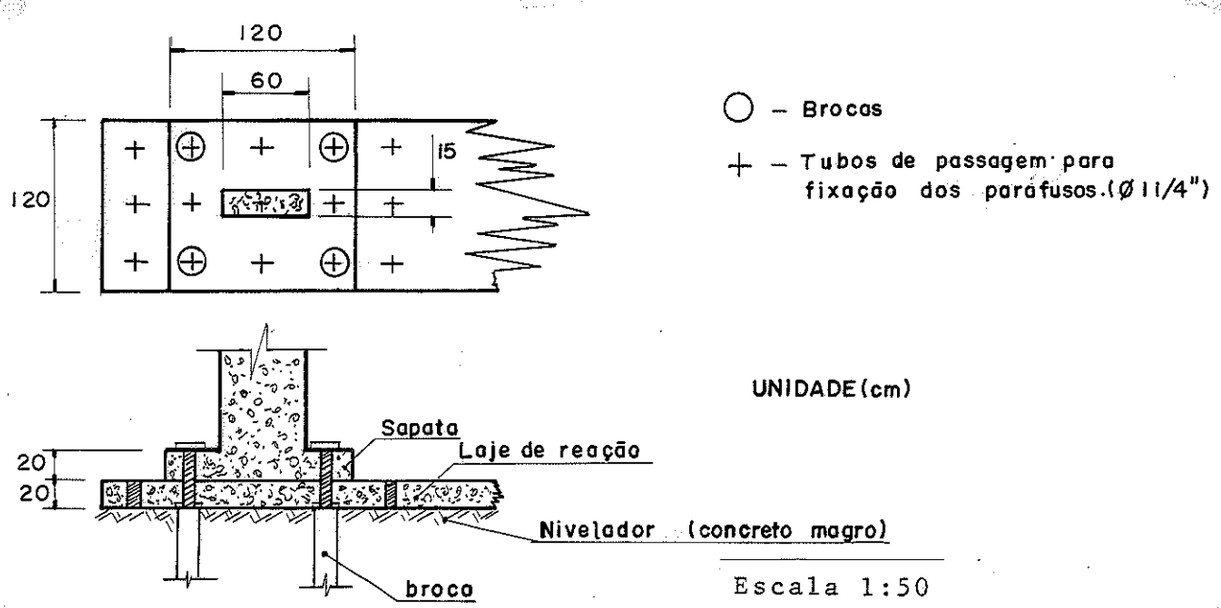


FIG.122 - DETALHE DA SAPATA E DO PILAR DE APOIO

A sapata foi armada com aço tipo CA-24 de diâmetro 3/8", através de duas malhas uma superior e outra inferior, sendo os ferros espaçados de 20 cm. Deixou-se também na sapata, os ferros de espera dos pilares para ligação posterior.

Quanto ao pilar, suas dimensões são de 15 cm x 60 cm e altura 4 m, armado com aço idêntico ao da sapata, sendo embutido em alturas convenientes, três chapas metálicas, onde cada uma tem três barras redondas introduzidas transversalmente a mesma, com a finalidade de aumentar a resistência ao arrancamento entre a chapa e o pilar.(fig.123)

Para execução de todos os elementos de concreto armado

desde as fundações, utilizou-se o traço 1:2,5:3, com consumo total aproximado de 35 sacos de cimento.

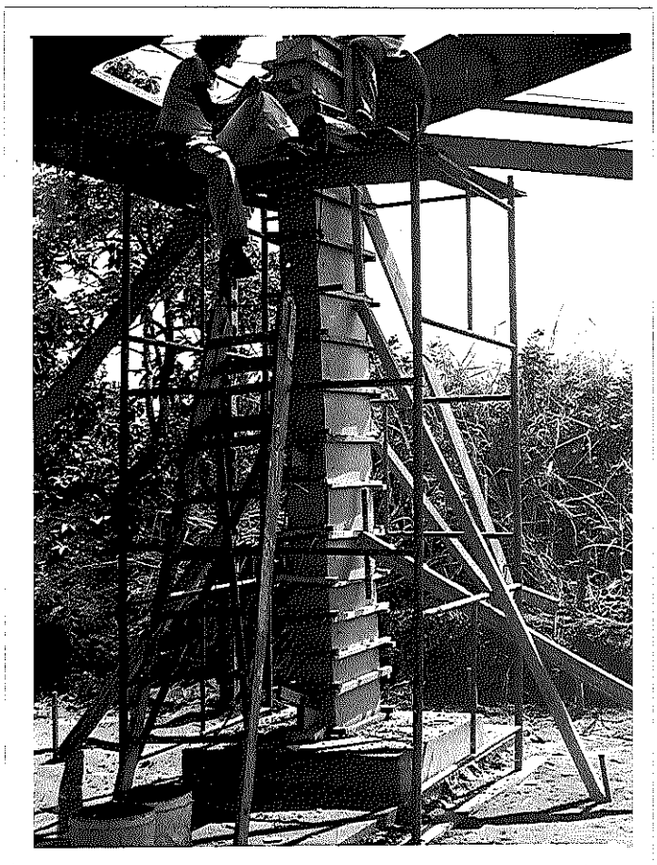


FIG.123 - VISTA DA SAPATA E DO PILAR DE APOIO

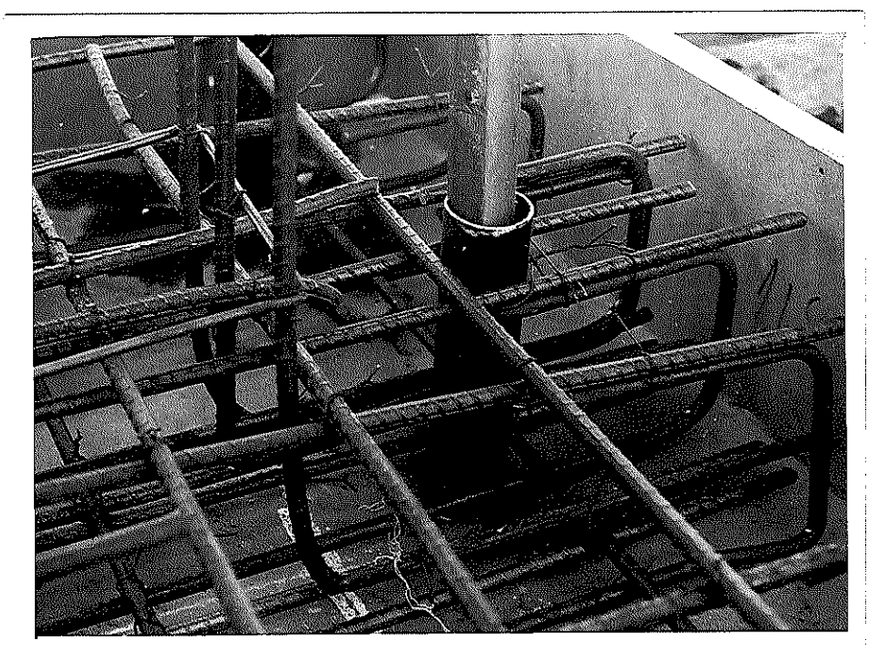


FIG.124 - DETALHE DE ARMAÇÃO DA SAPATA

45.1.4 - Montagem da tesoura

Com o propósito de realizar a montagem da tesoura evitando possíveis erros grosseiros, fêz-se no piso da oficina um gabarito com fio de nylon, posteriormente riscado com giz. Desta maneira, determinou-se a linha de eixo de todas as barras da tesoura.

Em seguida, foram feitos sulcos nas peças de madeira para encaixe dos anéis metálicos, através de uma furadeira de bancada munida de peça especial, com objetivo de proporcionar um rasgo circular na madeira, e consequentemente, um furo central, para passagem do parafuso de solidarização da ligação.

A tesoura foi dividida em seis partes, sendo suas ligações feitas através dos banzos superior e inferior, usando emendas com parafusos, enchimentos e cobrejuntas. Esta idéia foi para imitar exatamento o projeto real, que é limitado pelo comprimento comercial das peças.

Montou-se inicialmente o trecho mais próximo do pilar, onde todas as ligações dos nós são feitos através de anéis metálicos. Neste caso, tomou-se bastante cuidado na execução dos sulcos nas peças de madeira, para permitir o perfeito encaixe dos anéis, em virtude dos mesmos estarem presos em chapas metálicas.

No centro de cada anel, atravessou-se um parafuso de diâmetro 4,2 mm, neutralizando a possibilidade dos anéis escaparem dos sulcos feitos nas peças de madeira.

Posteriormente, executou-se as emendas dos banzos superior e inferior, entre o primeiro trecho concluído e o segundo trecho a iniciar, sendo que a ligação dos nós do segundo trecho também foram executados com anéis metálicos.

A partir do terceiro trecho onde a ligação dos nós foram feitas somente através de parafusos, exceto o nó 12 (devido a chapa metálica que suporta um dos tirantes), centralizou-se as barras em cada um dos seus nós concorrentes, e com uma broca manual sem retirar as peças do gabarito, fêz-se os furos necessários para passagem dos parafusos de ligação.

Procedeu-se dessa maneira, até chegar no último trecho da tesoura situado na posição da ponta do balanço.

É importante salientar que na ligação localizada na ponta do balanço, foi necessário fazer-se um entalhe nas peças do banzo inferior, para permitir o perfeito encaixe nas peças do banzo superior. Além disso, nessa ligação utilizou-se cobrejuntas e enchimentos.

Feita a ligação de todos os nós da tesoura, efetuou-se a

fixação dos reforços localizados nos montantes, conforme o projeto, e a colocação dos enchimentos situados nas diagonais e nos banzos superior e inferior.

Os reforços foram fixados através de pregos, e os enchimentos através de parafusos passante,, arruela e porca.

Depois que concluiu-se a montagem da tesoura, sobre o gabarito, transportou-se para o local de ensaio, com o objetivo de solidarizar a tesoura no pilar de apoio.

Ligou-se inicialmente o nó 36, situado no banzo inferior, nas chapas metálicas com anéis soldados embutidas parcialmente no pilar. Em seguida, procedeu-se igualmente para o nó 37, situado no banzo inferior da tesoura. (fig.127)

Para essas operações, foi necessário colocar sob a tesoura, andaimes e peças de apoio lateral, em virtude da ausência dos tirantes e contraventamentos fixados a seguir.

Inicialmente, fixaram-se os tirantes nas chapas metálicas embutidas parcialmente no pilar (nó 38), através de arruelas e porcas, sendo os tirantes rosqueados depois de passados através de furos prévios realizados na chapa frontal. (fig.126)

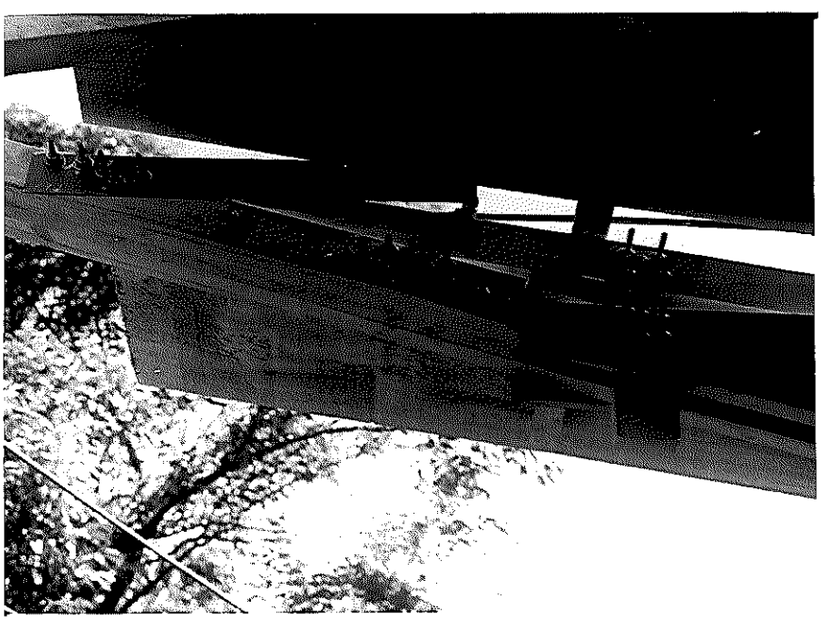


FIG.125 - DETALHE DE FIXAÇÃO DAS CHAPAS METÁLICAS NO NÓ 18

O próximo passo na montagem do modelo, foi ligar a outra extremidade dos tirantes aos respectivos nós 12 e 18 da tesoura, sendo o primeiro situado aproximadamente a 2/3 do pilar, e o segundo na extremidade do balanço. (fig.125)

Essas ligações foram feitas também usando-se as arruelas e porcas, depois da passagem de cada tirante através do furo central feito nas chapas frontais.

Para representar os contraventamentos, colocou-se ripas parafusadas transversalmente em cada nó dos banzos superior e inferior, e em seguida, pregou-se tábuas de 30 cm de largura dos dois lados de cada banzo, ao longo de todo comprimento da tesoura. Dessa forma obteve-se a grande rigidez lateral.

Finalmente, com a estrutura completa e solidarizada no pilar, retirou-se as escoras sob a tesoura, a medida que ia sendo feito o aperto das porcas de sustentação dos tirantes, até atingir as condições desejadas no projeto.

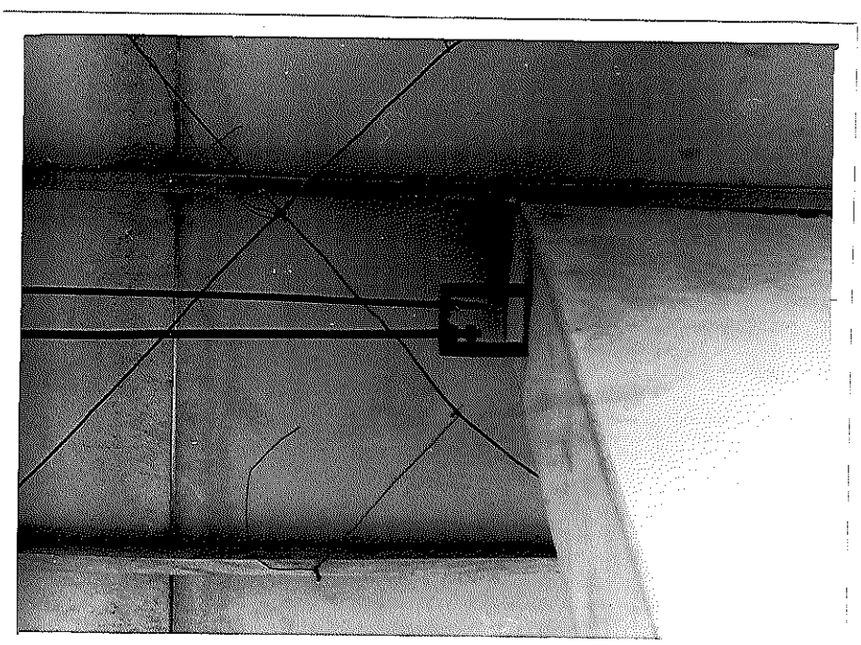


FIG.126 - FIXAÇÃO DOS TIRANTES NO PILAR DE APOIO

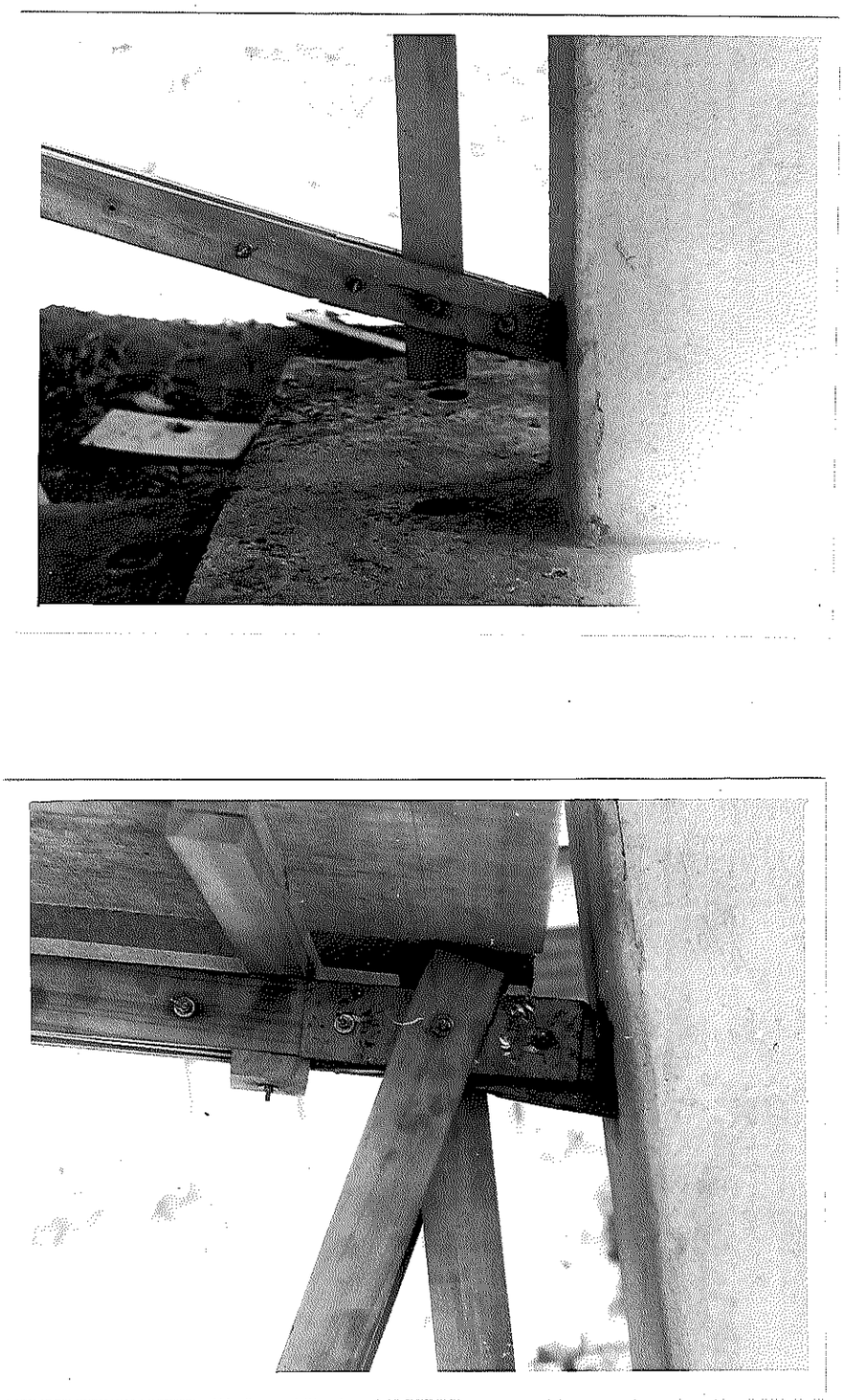


FIG.127 - FIXAÇÃO DA TESOURA NO PILAR DE APOIO (NÓS 37 e 36)

46 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento do presente trabalho, visou dar uma sequência prática de cálculo, para uma tesoura em balanço com 30 m de vão livre, duas vezes hiperestática externamente, utilizando a seção comercial máxima de 6 x 16 cm, objetivando sua utilização em campos de esporte.

Com a intenção de minimizar os erros de cálculo, corrigiram-se as seções de todas as barras da tesoura, de maneira que quando serviu-se do programa STRESS para determinação dos esforços finais e as flechas, os parâmetros utilizados já foram do projeto final.

Para dar um sentido mais completo do estudo realizado foi proposta uma opção dimensional para a calha de coleta das águas pluviais, e para o pilar de sustentação da tesoura.

No decorrer da dissertação, apresentou-se o desenvolvimento da análise feita na escolha do esquema estático, indo desde a consideração de um modelo isostático, que é inviável, até encontrar o esquema real do projeto.

Apresentou-se em linhas gerais características de um telhado, bem como a sistuação local da arquibancada, definindo - se alguns parâmetros que auxiliaram na execução dos telhados construtivos apresentados.

Para que os cálculos se tornassem o quanto possível didático, apresentou-se antes, um desenvolvimento preliminar teórico, de cada expressão utilizada.

Na ligação entre as peças de madeira, foram utilizados pregos, parafusos, chapas e anéis metálicos.

Foram utilizados pregos na solidarização das peças de madeira trabalhando como reforço, situadas nos montantes mais próximos do pilar de apoio, e parafusos, na ligação de alguns nós da tesoura e na fixação de enchimento situado nas diagonais nos banzos superior e inferior, destinado a diminuição do comprimento de flambagem das peças sujeitas a esforços de compressão.

Os anéis metálicos, foram utilizados nos nós da tesoura onde os esforços atuantes são bastantes altos, acarretando uma grande quantidade de parafusos. Esses anéis foram soldados em chapas metálicas, de maneira a transmitir os esforços entre as barras concorrentes.

Os esforços na tesoura provocados pela ação do vento, foram analisados através da NB-5/1961 e verificados preliminarmente, para efeito comparativo, com o primeiro projeto de revisão desta Norma, a NB-599 /1977.

NB-599/1977.

Este projeto, determina que a velocidade característica do vento (V_k), é função da velocidade básica do vento (V_o); do fator topográfico (S_1); do fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno (S_2); e do fator baseado em conceitos probabilísticos (S_3).

O valor V_o representa velocidade de uma rajada de três segundos excedido em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. O valor de V_k vale:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

OBS: V_o, S_1, S_2 e S_3 são tabelados na NB-599/1977.

Em função de V_k, determina-se a pressão dinâmica q, pela relação:

$$q = \frac{V_k^2}{16} \qquad \text{sendo,} \quad V_k \ (m/s) \quad q \ (kg/m^2)$$

Tendo q, e conhecendo-se os coeficientes de pressão externo e interno (C_{pe} e C_{pi}), determina-se a pressão efetiva (Δp).

Os valores de C_{pe} e C_{pi}, são obtidos pelo artigo 5 da NB-599/1977.

Comparando-se os resultados do efeito do vento, pelas duas Normas citadas, chegou-se a diferenças em torno de 9%, o que não prejudica as conclusões definidas nesse trabalho, podendo ainda, levar-se em conta, os grandes coeficientes de segurança utilizados na NB-11, para as peças estruturais de madeira.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 - AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION - Timber construction manual. 2.ed. New York, J.Wiley, 1974

2 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NB-11 - Cálculo e execução de estruturas em madeira. 1955

3 - BERTANI, E.R. - Tesouras em balanço. São Carlos, LaMEM/EESC/USP, 1976. Relatórios de 1 a 4. Bolsa de Iniciação Científica.

4 - HANSEN, J. - Diseño moderno de estructuras de madera. Mexico, Compañia Editorial Continental, 1961.

5 - _____ - Modern timber design. 2.ed. New York, J.Wiley,1948

6 - HELLMEISTER , J.C. - Estruturas de madeira. 2.ed. São Carlos EESC/USP, 1977. Notas de Aula.

7 - IBM USER'S MANUAL - Structural Engineering System Solver (STRESS) for the IBM-1130. Version 2.

8 - JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGUER, A. & MORAN CABRE, F. - Hormigón armado. 7.ed. Barcelona, G.Gili, 1973. Tomos I e II.

9 - KARLSEN, G.G. - Wooden structures. Moscow,MIR, 1967.

10 - LUCHESE, J.A. & STAMATO, M.C. - Ligações de peças de peroba rosa com parafusos de aço. São Carlos, EESC/USP, 1967.

11 - MATTHIESEN, J.A. - Ligação de peças estruturais por anéis metálicos. São Carlos, EESC/USP, Dissertação de Mestrado (em andamento).

12 - NEUFERT, E. - Arte de proyectar en arquitectura. 5.ed. Buenos Aires, G.Gili, 1951.

13 - OZELTON, E.C. & BAIRD, J.A. - Timber designers' manual. London, C.Lockwood Staples, 1976.

14 - PEARSON, R.G. et al - Timber engineering design handbook. 2.ed. Melbourne, CSIRO, 1958.

15 - PFAFSTETTER, O.- Chuvas intensas no Brasil. Rio de Janeiro, Ministério da Viação e Obras Públicas, Departamento Nacional de Obras de Saneamento, 1957.

16 - PFEIL, W. - Estruturas de madeira. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1977.

17 - SCHULTE, H. & YAGUI, T. - Estruturas de aço: elementos básicos. São Carlos, EESC/USP, 1977.

18 - SOUZA, J.C.A. de O. & ANTUNES, H.M.C.C. - Estática das estruturas: temas complementares. São Carlos, EESC/USP, 1978.

19 - TIMOSHENKO, S.P. - Resistência dos materiais. Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1966.

LABORATÓRIO DE MADEIRAS
BIBLIOTECA
EESC - USP