

Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP

Departamento de Engenharia de Minas

ISSN 0104-0553

BT/PMI/035

**Dimensionamento de
Suportes em Vias
Subterrâneas**

**Lineu Azuaga Ayres da Silva
Wildor Theodoro Hennies**

São Paulo - 1995

Silva, Lineu Azuaga Ayres da
Dimensionamento de suportes em vias subterrâneas
/ L.A.A. da Silva, W.T. Hennies. -- São Paulo :
EPUSP, 1995.

34p. -- (Boletim Técnico da Escola Politécnica
da USP, Departamento de Engenharia de Minas,
BT/PMI/035)

1. Mineração subterrânea - Suporte de minas I.
Hennies, Wildor Theodoro II. Universidade de São
Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenha-
ria de Minas III. Título IV. Série

CDU 622.272

Lineu Azuaga Ayres da Silva
Wildor Theodoro Hennies

DIMENSIONAMENTO DE SUPORTES EM VIAS SUBTERRÂNEAS.

Edição de contribuição técnico-científica
para projeto de suporte em vias subterrâneas
com uso de madeiras e aços nacionais.

Departamento de Engenharia de Minas da EPUSP

São Paulo, 1995

ÍNDICE	pg.
RESUMO.....	3
1.- INTRODUÇÃO.....	4
2 DEFINIÇÃO DA PROBLEMÁTICA.....	5
3 METODOLOGIA DE CÁLCULO UTILIZADA.....	7
4 RESOLUÇÃO.....	8
4.1.- <u>VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO</u>	8
4.1.1 DO CIRCULO DE MOHR.....	8
4.1.1.1 <u>Cálculo de τ_r</u>	8
4.1.1.2 <u>Cálculo de σ_r</u>	9
4.1.1.3 <u>Cálculo da Coesão</u>	9
4.2. <u>CÁLCULO DA PRESSÃO DE SUPORTE NECESSÁRIA PARA EQUILIBRAR AS PRESSÕES EXERCIDAS PELO MACIÇO</u>	10
4.2.1.- <u>CÁLCULO DA PRESSÃO EM PONTO QUALQUER p_i</u>	10
4.2.1.1.- <u>Cálculo do Parâmetro Q</u>	10
4.2.1.2.- <u>Cálculo de σ_t</u>	10
4.2.1.3.- <u>Cálculo de σ_{rB}</u>	11
4.2.1.4.- <u>Cálculo do Raio crítico (b) - (Limite da zona clástica)</u>	12
4.2.1.5.- <u>Cálculo de p_{iA}</u>	12
4.2.1.6.- <u>Cálculo de p_{iB}</u>	12
4.3 <u>CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES DO MACIÇO SOBRE O SUPORTE</u>	13
5. DIMENSIONAMENTO DOS SUPORTES DE MADEIRA E AÇO.....	15
5.1 <u>CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES ATUANTES NO SUPORTE</u>	15
5.1.1 O MÉTODO GRAFOSTÁTICO UTILIZADO.....	15
5.1.2 CONSTRUÇÃO E USO DO GRAFO.....	15
5.2 <u>DIMENSIONAMENTO DOS SUPORTES DE MADEIRA</u>	18
5.2.1 DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO ARCO.....	18
5.2.2 ÁREA DA SECÇÃO DO ESTEIO OU MONTANTE.....	18
5.2.3 ELEMENTO ESTRUTURAL DO ARCO.....	20
5.2.4 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA ADMISSÍVEL PARA TENSÕES NORMAIS A SECÇÕES INCLINADAS EM RELAÇÃO ÀS FIBRAS E UM ÂNGULO β	20
5.2.5 DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO ENTRE OS ARCOS DE MADEIRA.....	21
5.3 <u>DIMENSIONAMENTO DO ARCO FLEXÍVEL DE AÇO</u>	24
6. BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.....	27
ANEXO I TABELA DE CARACTERÍSTICAS DE MADEIRAS (SEGUNDO IPT-SP) ..	29
ANEXO II A PERFIS H e I DA CSN.....	31
ANEXO II B OUTROS INTERNACIONAIS.....	33
ANEXO III CLASSIFICAÇÃO DE WOODRUFF.....	34

RESUMO

O dimensionamento de arcos de aço e madeira para suporte de vias subterrâneas escavadas, como túneis em construção civil ou galerias de mineração, é tratado pormenorizadamente. A resolução exemplificativa de um problema proposto serve de modelo para os inúmeros casos que possam ocorrer na prática corrente. As características mecânicas dos materiais envolvidos são aquelas disponíveis no mercado brasileiro.

1.- INTRODUÇÃO.

Na abertura de vias subterrâneas em rocha, seja nas obras de construção civil, seja na mineração, os três procedimentos básicos são: escavar, limpar os detritos gerados e suportar a escavação aberta.

O estudo e conveniente suporte do túnel ou galeria de mina é uma imposição de segurança para homens e máquinas que venham a trabalhar em seu interior.

A resolução exemplificativa de um problema proposto é apresentada para servir de guia aos problemas de dimensionamento de suportes de aço e madeira, normalmente utilizados no escoramento das vias subterrâneas.

Como a grande maioria das vias subterrâneas, seja na construção civil subterrânea, seja na mineração, tem secções transversais em forma de pata de cavalo, ou seja, tem piso e paredes relativamente planas com tetos arqueados para sua maior estabilidade, os suportes normalmente empregados são:

- o Arco Metálico, ou,
- o Arco Emadeirado.

Será de suportes deste tipo o projeto dos arcos segmentados a serem pormenorizadamente estudados no artigo.

Para um melhor projeto em condições tropicais brasileiras, nos anexos I e II, apresentam-se dados sobre os materiais de escoramento nacionais, isto é, tabelas de propriedades tecnológicas de madeiras usuais e aços produzidos pelo mercado nacional. Estes dados foram coletados na bibliografia consultada entre os quais se destacam os boletins técnicos do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo e catálogos de produtos produzidos pela Companhia Siderúrgica Nacional.

2 DEFINIÇÃO DA PROBLEMÁTICA.

Na tabela 1 estão apresentadas as seis principais características necessárias para o cálculo de arcos de madeira ou aço.

As características estruturais do maciço rochoso atravessado pela via subterrânea, a profundidade da escavação, o peso específico da rocha, o tipo estrutural de suporte, as dimensões da secção transversal e a resistência à compressão da rocha são os elementos mais importantes a serem definidos para a formulação da problemática.

Para uma tentativa de generalização desta problemática, cinco tipos estruturais de rocha foram supostos, bem como cinco profundidades diversas de escavação que variam desde 50 até 600 metros. Além disso, o peso específico do maciço rochoso pode variar. Quanto ao suporte, foram supostos 4 tipos diferentes, respectivamente, arcos de madeira com 6 e 4 segmentos e arcos flexíveis de aço com 5 e 3 apoios.

As dimensões da secção transversal são em geral ditadas pela finalidade da escavação, sendo característica de cada projeto de desmonte. Neste caso específico, a largura do piso, a altura do pé direito e a altura do arco definem o perfil transversal da abertura, caracterizando geometricamente a mesma.

A resistência à compressão por sua vez está associada às características estruturais do maciço rochoso e deve ser medida ou pelo menos estimada com certo rigor.

Verificamos portanto, que da matriz apresentada na tabela 1, 4 dos seis elementos da linha acima são características independentes e definem genericamente as possibilidades de combinação com as colunas. Uma combinação de todos os tipos de rochas, com profundidades possíveis das obras, o conjunto de pesos específicos diversos das rochas e ainda os diversos tipos de arcos nos dariam um número praticamente ilimitado de casos práticos que podem ocorrer.

Por isso, na tabela 2, é apresentada parte das combinações possíveis que apresentam os vários problemas práticos que possam ocorrer, considerando apenas os vários tipos de rochas de (A) até (E) da tabela 1, as diversas profundidades consideradas de (A) até (E) e pesos específicos diversos para a rocha, bem como os quatro tipos de suporte de (A) até (D).

Desta tabela 2 genérica foram escolhidos dois casos que serão resolvidos passo a passo. Considera-se o caso tipo estrutural de maciço rochoso B profundidade A, densidade da rocha 2,4 t/m³ e o caso do emprego de arco de madeira com 4 segmentos (B). O outro caso é idêntico ao primeiro apenas mudando-se o tipo de suporte para arco de aço com 5 apoios (C).

DIMENSIONAMENTO DE ESCORAMENTOS DE MADEIRA OU AÇO

Tabela 1 -DADOS DE DEFINIÇÃO DO PROBLEMA.

1	2	3	4	5	6
TIPO DE ROCHA CONSTITUINTE DO MACIÇO	PROFUNDIDADE DA ESCAVAÇÃO	PESO ESPECÍFICO DA ROCHA	TIPO DE SUPORTE	DIMENSÕES DA SEÇÃO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO
ROCHA ESTRATIFICADA DE ACAMAMENTO FINO (A)	600 (A)		ARCO DE MADEIRA COM 6 SEGMENTOS (A).	DO PROJETO DE DESMONTE.	4,793 MPa ROCHA (A)
ROCHA MODERADAMENTE FRATURADA BLOCOS COM FRATURAS DE 0,3 A 0,6 M DE ESPAÇAMENTO (B)	300 (B)		ARCO DE MADEIRA COM 4 SEGMENTOS (B).	DO PROJETO DE DESMONTE.	5,303 MPa ROCHA (B)
ROCHA BRECHÓIDE SEM PRESENÇA DE ARGILA (C)	100 (C)		ARCO FLEXÍVEL EM PERFIL DE AÇO 5 APOIOS. (C)	DO PROJETO DE DESMONTE.	0,056 MPa ROCHA (C)
BRECHA DE FALHA COM ARGILA (D)	50 (D)		ARCO FLEXÍVEL EM PERFIL DE AÇO 3 APOIOS. (D)	DO PROJETO DE DESMONTE.	
MATERIAL GRANULAR NÃO CONTENDO ARGILA (E)	80 (E)			DO PROJETO DE DESMONTE.	

TABELA 2 PROBLEMAS PROPOSTOS DE ACORDO COM A TABELA ANTERIOR

	1	2	3	4	6
	A	A	2,60	A	A
Problema 1	B	A	2,40	B	B
	C	C	2,40	C	C
	D	C	2,00	D	D
	E	A	2,30	A	E
	B	C	2,40	C	B
	B	C	2,20	C	B
	C	B	2,40	A	C
	D	D	2,30	C	D
	B	C	2,00	D	B
	A	A	2,60	B	A
	B	B	2,30	C	B
	C	D	2,40	C	C
	D	C	2,50	B	D
	A	A	2,60	D	A
Problema 2	B	A	2,40	C	B
	C	D	2,40	C	C

3 METODOLOGIA DE CÁLCULO UTILIZADA.

Para a resolução do problema, admite-se que a galeria será escorada pelo suporte aplicado contra a periferia de sua secção transversal.

Para um bom dimensionamento do suporte é necessário atentar para cinco fatores que consistem em determinar:

1. As características de resistência mecânica do maciço rochoso,
2. O cálculo das pressões exercidas pelo maciço rochoso sobre o suporte, em decorrência da redistribuição de tensões no entorno da escavação, determinada pela abertura da galeria;
3. O cálculo das forças solicitantes nos pontos de travamento do suporte, decorrentes das pressões desenvolvidas pelo maciço rochoso,
4. O cálculo dos esforços resistentes no suporte que garantem a estabilidade do sistema escavação - escoramento, e,
5. A determinação das secções transversais resistentes dos escoramentos para desenvolver os esforços necessários.

4 RESOLUÇÃO

4.1.- VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Quando são dados, a resistência à compressão simples e o ângulo de atrito interno, pode-se calcular a resistência ao cisalhamento da rocha, utilizando o círculo de Mohr, como é mostrado nas figuras 1 e 2.

Segundo a equação de Navier Coulomb

$$\tau_r = C + \sigma_r \cdot \text{tg}\phi \quad [1]$$

da figura 2, $\sigma_c = \sigma_1$ [2]

4.1.1 DO CIRCULO DE MOHR

4.1.1.1 Cálculo de τ_r

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1}{2}$$

Pela classificação de WOODRUFF (anexo III), obtem-se o ângulo de atrito em função das características estruturais do maciço.

$$46^\circ < \phi < 49^\circ$$

Adota-se, por segurança, o menor valor, ou seja, $\phi = 46^\circ$

$$\tau_r = \frac{\sigma_1}{2} \text{sen } 2\alpha$$

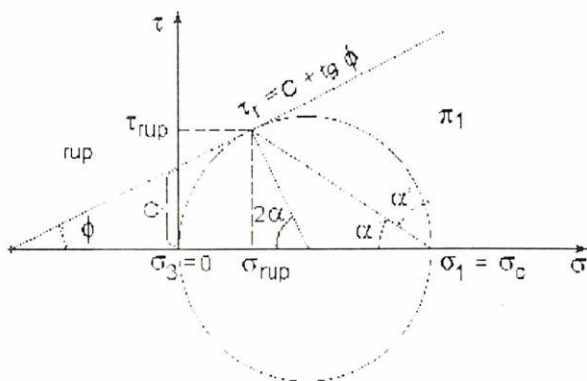


Figura 1 - Círculo de Mohr das tensões na ruptura.

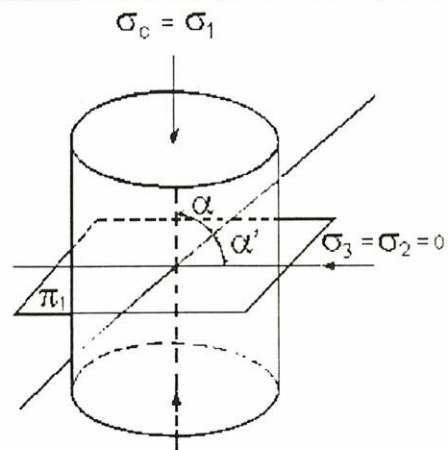


Figura 2 - Compressão Uniaxial.

σ_r = tensão normal que ocorre no plano de ruptura.
 τ_r = tensão de ruptura da rocha no plano de cisalhamento.

$$\tau_r = k \quad [3]$$

sendo k o valor máximo de cisalhamento que o maciço pode resistir no plano considerado.

$$2\alpha = 90 - \phi$$

$$\alpha = 45 - \phi/2 = 45 - 23 = 22^\circ \quad \phi = 90 - 44 = 46^\circ$$

$$\alpha = 22^\circ \quad [4]$$

de [3] e [1] (vide figuras 1 e 2)

$$k = \frac{\sigma_c}{2} \text{sen } 2\alpha$$

$$k = \frac{\sigma_c}{2} \text{sen } (90 - \phi)$$

$$k = \frac{\sigma_c}{2} \cos \phi = \frac{5,2}{2} \cos 46 = 2,6,0,695 = 1,806 \text{ MPa}$$

$$\tau_r = k = 1,806 \text{ MPa} \quad [5]$$

4.1.1.2 Cálculo de σ_r

Da figura 1,

$$\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_r}{2}}{\frac{\sigma_1}{2}} = \cos 2\alpha \quad \therefore \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_r}{2} = \frac{\sigma_1}{2} \cos 2\alpha$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1}{2} - \frac{\sigma_1}{2} \cos 2\alpha$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_c}{2} (1 - \cos 2\alpha)$$

$$\sigma_r = \frac{5,2}{2} (1 - \cos 44)$$

$$\sigma_r = 0,730 \text{ MPa} \quad [6]$$

4.1.1.3 Cálculo da Coesão

Esta coesão pode ser entendida como resultante da coesão do material rochoso e da "coesão fictícia" devida ao atrito segundo os planos de descontinuidade observados na rocha.

$$\tau_r = C + \sigma_r \text{tg } \phi$$

$$C = \tau_r - \sigma_r \text{tg } \phi$$

de [5] e [6]

$$C = 1,806 - 0,73 \cdot \text{tg } 46$$

$$C = 1,050 \text{ MPa} \quad [7]$$

Então a equação [1] fica:

$$\tau_r = 1,050 + \sigma_r \text{tg } 46^\circ$$

4.2. CÁLCULO DA PRESSÃO DE SUPORTE NECESSÁRIA PARA EQUILIBRAR AS PRESSÕES EXERCIDAS PELO MACIÇO

Para o cálculo das pressões admite-se a escavação escorada segundo os 5 pontos definidos nas figuras 7 e 8 estando em equilíbrio o sistema suporte-escavação.

4.2.1.- CÁLCULO DA PRESSÃO EM PONTO QUALQUER p_i

O cálculo da pressão em um ponto qualquer foi calculado por LABASSE (1950) sendo dado pela expressão seguinte:

$$p_i = p_{iA} + p_{iB}$$
$$p_i = \sigma_{rB} \left(\frac{a}{b} \right)^{j-i} - \frac{3}{2} \cdot \frac{\gamma \cdot a}{(j-2)} \left[1 - \left(\frac{a}{b} \right)^{j-2} \right] \cos w \quad [8]$$

O primeiro termo da expressão p_{iA} é uma pressão radial uniforme necessária para neutralizar as tensões primitivas do subsolo. O segundo termo p_{iB} dá o valor adicional de pressão que deve ser exercido pelo suporte para estabilizar o material na zona clástica (plástica) acima da abertura (vide figura 3).

Os valores da tensão no limite da zona elástica são dados pela expressão seguinte:

$$\sigma_{rB} = (\sigma_t - Q) \frac{1}{2} (1 - \sin \phi) \quad [9]$$

Na Hipótese {1} do problema proposto (600 metros de profundidade), podemos considerar os dois campos de tensão vertical e horizontal iguais entre si, donde: $S_v = S_h$ (campo de tensões uniforme)

$$\sigma_t = 2S_h \quad [10]$$

$$Q = 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad [11]$$

4.2.1.1.- Cálculo do Parâmetro Q

$$Q = \frac{2 \times 1,050 \times \cos 46^\circ}{1 - \sin 46^\circ} = \frac{2 \times 1,050 \times 0,695}{1 - 0,719}$$
$$Q = 5,191 \text{ MPa} \quad [12]$$

Observação:

No caso da rocha estar fraturada a tal ponto que pode ser considerada como um material granular ou nos casos de ser material granular ou inconsolidado, a coesão é admitida nula.

Nesses casos como se verifica em [11] o valor de Q também é nulo.

4.2.1.2.- Cálculo de σ_t (tensão tangencial na borda da superfície elástica limite entre a zona clástica e elástica).

de [10]

$$\sigma_t = 2S_h$$

Da hipótese {1} feita $S_h = S_v$

$$S_v = \gamma \cdot h = 2,4 \text{ (t/m}^3\text{)} \cdot 600 \text{ (m)}$$

$$S_v = 2,4 \cdot 600 \frac{10^3}{10^6} \cdot 10^2 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$S_v = 2,4 \cdot 600 \cdot 10^{-1} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 144 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_h = S_v = 144 \text{ kgf/cm}^2 = 14,684 \text{ MPa} \quad [13]$$

$$\sigma_t = 2 \cdot 14,684 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 29,368 \text{ MPa} \quad [14]$$

4.2.1.3.- Cálculo de σ_{rB}

Aplicando em [9], [14] e [12] tem-se:

$$\sigma_{rB} = (29,368 - 5,191) \frac{1}{2} (1 - \text{sen } 46^\circ)$$

$$\sigma_{rB} = 11,5885 (1 - 0,719) = 3,256$$

$$\sigma_{rB} = 3,256 \text{ MPa} \quad [15]$$

Para o cálculo de p_{iA} e p_{iB} , necessita-se conhecer a relação (a/b) dos raios entre o arco do túnel e o do limite da zona clástica apresentado na figura 3.

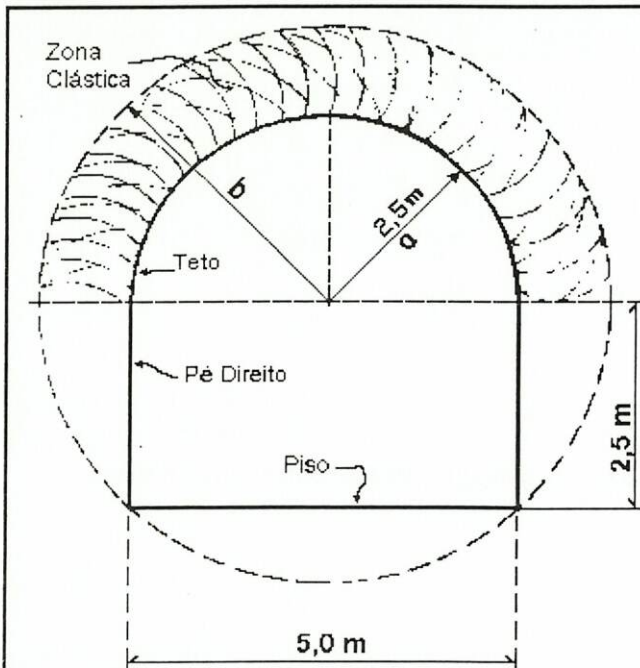


Figura 3 - Zona Clástica.

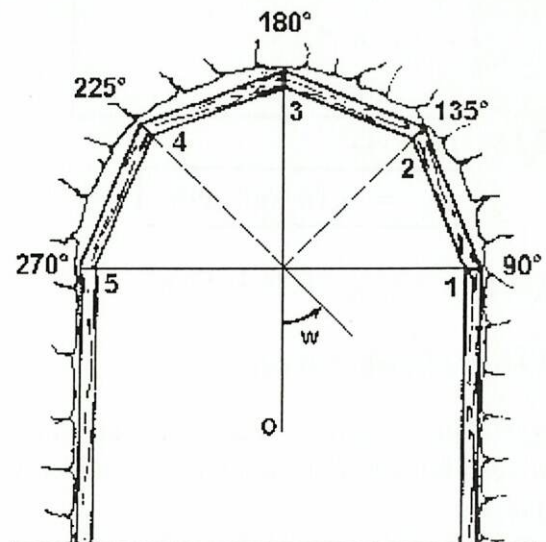


Figura 4 - Arco de madeira de 4 segmentos e 5 pontos de travamento.

4.2.1.4.- Cálculo do Raio crítico (b) - (Limite da zona clástica) - Vide figura 3

de [5] e [13] tem-se:

$$b = a \sqrt{\frac{S_h}{k}} \therefore b = 2,5 \sqrt{\frac{144}{18,06}}$$

$$b = 2,5 \cdot 2,824 = 7,06 \text{ m} \quad \boxed{b = 7,06 \text{ m}} \quad [16]$$

$$\frac{a}{b} = \frac{2,50}{7,06} = 0,354 \quad \boxed{\frac{a}{b} = 0,354} \quad [17]$$

4.2.1.5.- Cálculo de p_{iA}

p_{iA} - pressão exercida pela rocha nos limites da escavação, decorrente das tensões radiais (σ_{rB}) que se distribuem uniformemente ao longo da superfície elástica limite entre as zonas clástica e elástica.

de [8], aplicando [15], [18] e [17] tem-se:

$$P_{iA} = \sigma_{rB} \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^{j-1}$$

$$j = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = 6,13$$

$$j - 1 = 5,13$$

$$j - 2 = 4,13$$

$$[18]$$

$$P_{iA} = 33,13 \cdot (0,354)^{5,13}$$

$$P_{iA} = 0,16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$[19]$$

$$P_{iA} = P_{1A} = P_{2A} = P_{3A} = 0,16 \text{ kgf/cm}^2$$

4.2.1.6.- Cálculo de p_{iB}

p_{iB} - pressão que o suporte deve exercer para equilibrar os esforços decorrentes das tensões devidas ao peso do material fraturado da zona clástica.

de [8] tem-se:

$$P_{iB} = - \frac{3}{2} \frac{\gamma \cdot a}{j-2} \left[1 - \left(\frac{a}{b}\right)^{j-2} \right] \cos w$$

Na figura 4 está indicado o ângulo w que o suporte faz no ponto de travamento com a vertical.

de [17], [18] e dados do problema temos:

$$p_{iB} = - \frac{3}{2} \frac{2,4 \times 10^3 \times 10^{-6} \times 2,5 \times 10^2}{4,13} [1 - (0,354)^{4,13}] \cos w \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$$

$$p_{iB} = - 2,179 \cdot 10^{-1} (1 - 0,014) \cos w$$

$$p_{iB} = - 0,2179 \cdot (0,986) \cos w$$

$$\boxed{p_{iB} = - 0,215 \cos w} \quad [20]$$

Portanto, para um ângulo:

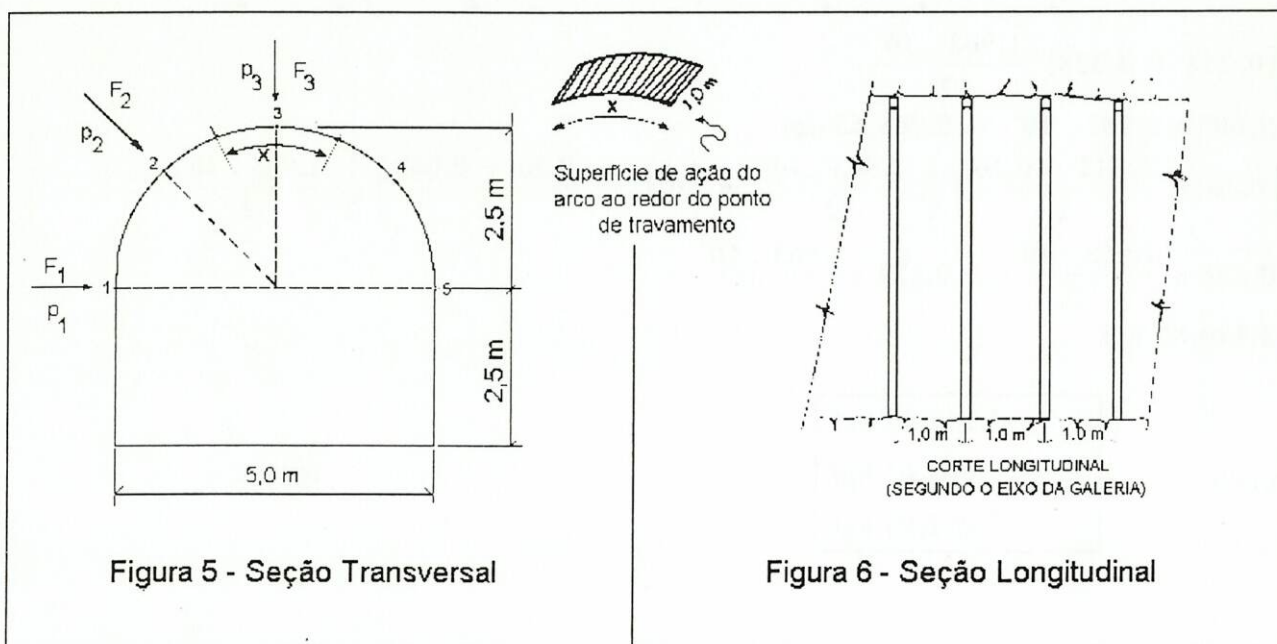
$$w = 90^\circ \quad p_{1B} = 0$$

$$w = 135^\circ \quad p_{2B} = 0,152 \text{ kgf/cm}^2 = 0,015 \text{ MPa}$$

$$w = 180^\circ \quad p_{3B} = 0,215 \text{ kgf/cm}^2 = 0,022 \text{ MPa}$$

Assim, as pressões totais sobre o suporte $p_i = p_{iA} + p_{iB}$ podem ser agrupadas como segue:

p_1 a 90°	$= 0,16 + 0$	$= 0,160 \text{ kgf/cm}^2 = 0,016 \text{ MPa}$	
p_2 a 135°	$= 0,16 + 0,152$	$= 0,312 \text{ kgf/cm}^2 = 0,032 \text{ MPa}$	[21]
p_3 a 180°	$= 0,16 + 0,215$	$= 0,375 \text{ kgf/cm}^2 = 0,038 \text{ MPa}$	



4.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES DO MACIÇO SOBRE O SUPORTE

Considere-se, como pontos de atuação dos esforços no suporte, os indicados pelos números 1, 2 e 3 da figura 5.

As pressões p_1 , p_2 e p_3 são do quadro [21]

Admitindo-se o espaçamento entre centros dos arcos de 1 m, conforme ilustrado na figura 6, cada arco deve suportar a pressão correspondente a 1 m linear de galeria.

$$\bar{F}_3 = \left(p_3 + \frac{p_3 + p_2}{2} \right) \frac{1}{2} x$$

$$\bar{F}_2 = \left(p_2 + \frac{p_2 + p_1}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{x}{2} + \left(p_2 + \frac{p_3 + p_2}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{x}{2}$$

$$\bar{F}_1 = \left(p_1 + \frac{p_2 + p_1}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{x}{2} + \left(p_1 + \frac{p_1 + p_0}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{x}{2}$$

$$x = \frac{\pi \cdot a}{4}$$

$$x = \frac{\pi \times 2,5 \times 10^2 \times 1 \times 10^2}{4} \text{ (cm}^2 \text{)}$$

$$x = \frac{3,14 \times 2,5 \times 10^2 \times 1 \times 10^2}{4} \text{ (cm}^2 \text{)} = 1,963 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \quad [22]$$

$$\bar{F}_3 = \left(0,375 + \frac{0,375 + 0,312}{2} \right) \frac{1}{2} 1,963 \cdot 10^4$$

$$\bar{F}_3 = 0,359 \cdot 1,963 \cdot 10^4 = 7.052,08 \text{ kgf}$$

$$\bar{F}_2 = \left(0,312 + \frac{0,312 + 0,160}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{1,963 \cdot 10^4}{2} + \left(0,312 + \frac{0,375 + 0,312}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{1,963 \cdot 10^4}{2}$$

$$\bar{F}_2 = (0,274 + 0,328) \frac{1,963 \cdot 10^4}{2}$$

$$\bar{F}_2 = 0,602 \times 0,982 \cdot 10^4 = 5.908,63 \text{ kgf}$$

$$\bar{F}_1 = \left(0,16 + \frac{0,312 + 0,16}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{1,963 \cdot 10^4}{2} + \left(0,16 + \frac{0,16 + 0,008}{2} \right) \frac{1}{2} \frac{1,963 \cdot 10^4}{2}$$

$$\bar{F}_1 = 0,198 \times \frac{1,963 \cdot 10^4}{2} + 0,122 \times \frac{1,963 \cdot 10^4}{2}$$

$$\bar{F}_1 = 3.140,80 \text{ kgf}$$

Resumindo:

$$\bar{F}_1 = 3.140,80 \text{ kgf}$$

$$\bar{F}_2 = 5.908,63 \text{ kgf}$$

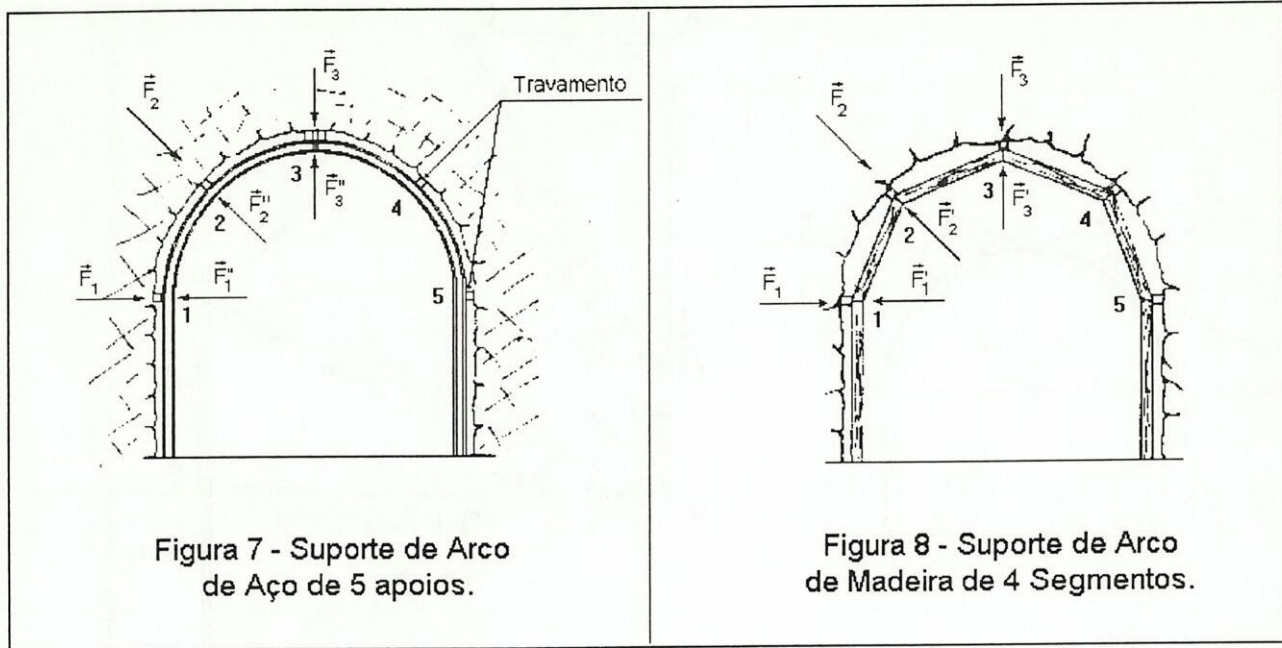
$$\bar{F}_3 = 7.052,08 \text{ kgf}$$

[23]

5. DIMENSIONAMENTO DOS SUPORTES DE MADEIRA E AÇO

5.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES ATUANTES NO SUPORTE

Nas figuras 7 e 8 estão indicados os esforços do maciço rochoso em apenas três dos 5 pontos de atuação dos esforços do maciço rochoso e da reação do suporte de aço e madeira, visto que os pontos 4 e 5 são respectivamente simétricos aos pontos 2 e 1.



5.1.1 O MÉTODO GRAFOSTÁTICO UTILIZADO

Os métodos grafostáticos, de muito uso no passado, estão aí mais como ilustração desta forma de cálculo dos esforços solicitantes, tanto nos segmentos do arco de madeira como do arco metálico (segundo os apoios). Na realidade, trata-se da construção de diagramas de força com resultante nula (sistema de suporte em equilíbrio).

As forças atuantes no arco de madeira estão indicadas por \bar{F}'_n ou \bar{F}'_{ij} .

\bar{F}'_n = forças do suporte sobre a escavação.

\bar{F}'_{ij} = forças atuantes nos elementos dos suportes de madeira na direção ij ou ji .

i e j variam de 1 a 4

n varia de 1 a 3.

As forças atuantes no arco metálico estão, de forma análoga, indicadas por \bar{F}''_n ou \bar{F}''_{ij} .

5.1.2 CONSTRUÇÃO E USO DO GRAFO

CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES NO ARCO DE MADEIRA (\bar{F}').

Na figura 9, considere-se o polígono OABCD. Para construí-lo, procede-se como a seguir:

A partir do ponto O, traçam-se segmentos de reta paralelos à direção dos elementos estruturais do suporte. Assim, OA é paralelo ao esteio, OB é paralelo à direção 1-2, OC é paralelo à direção 2-3 e OD é paralelo à direção 3-4.

A seguir, a partir de um ponto qualquer D, traça-se um segmento de reta vertical (paralelo à direção da força externa \vec{F}_3). O comprimento deste segmento DC, representará o módulo de \vec{F}_3 , de tal forma que $|\vec{F}_3| = |\vec{F}_3|$.

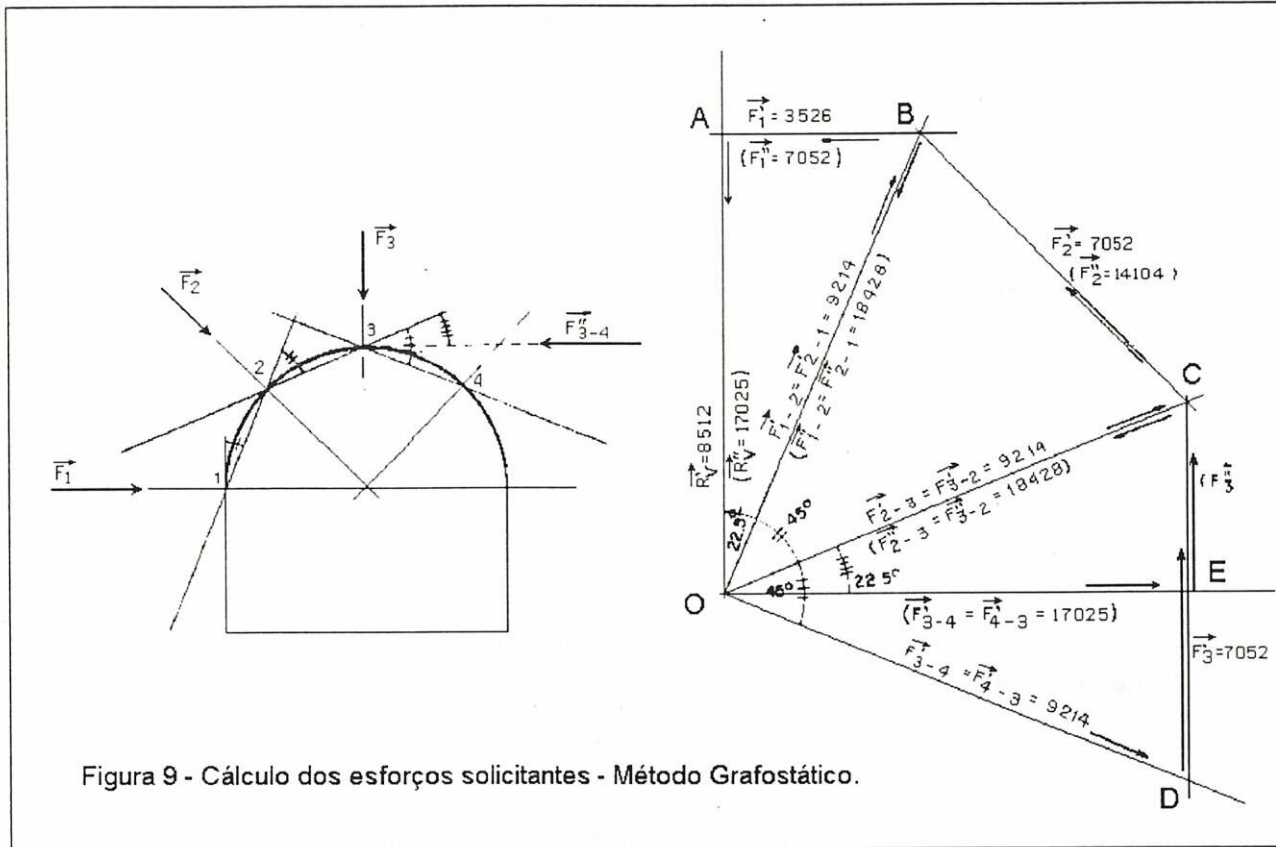


Figura 9 - Cálculo dos esforços solicitantes - Método Grafostático.

Tem-se aí definida uma escala arbitrária, pela relação entre o módulo de \vec{F}_3 e o comprimento do segmento que o representa.

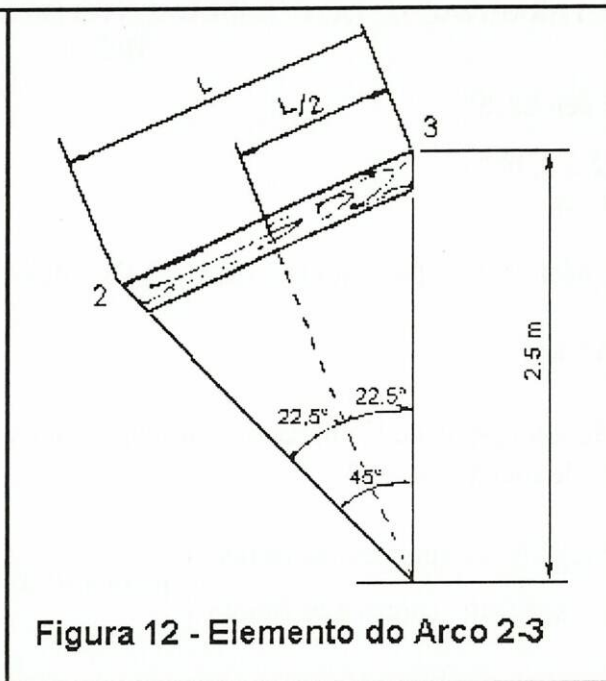
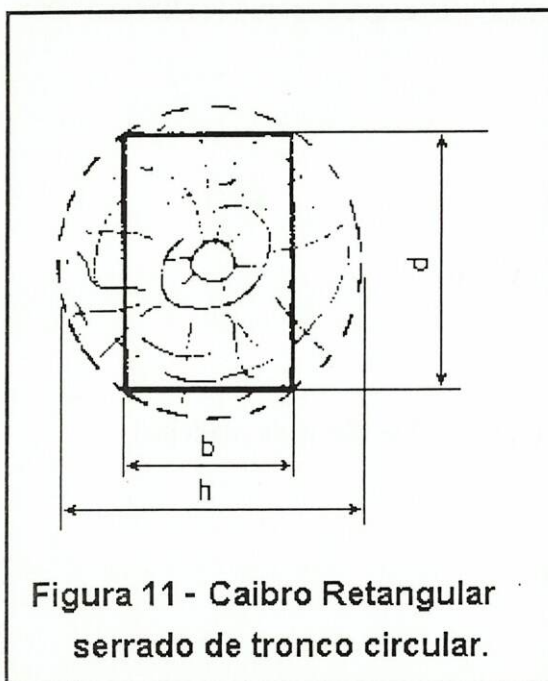
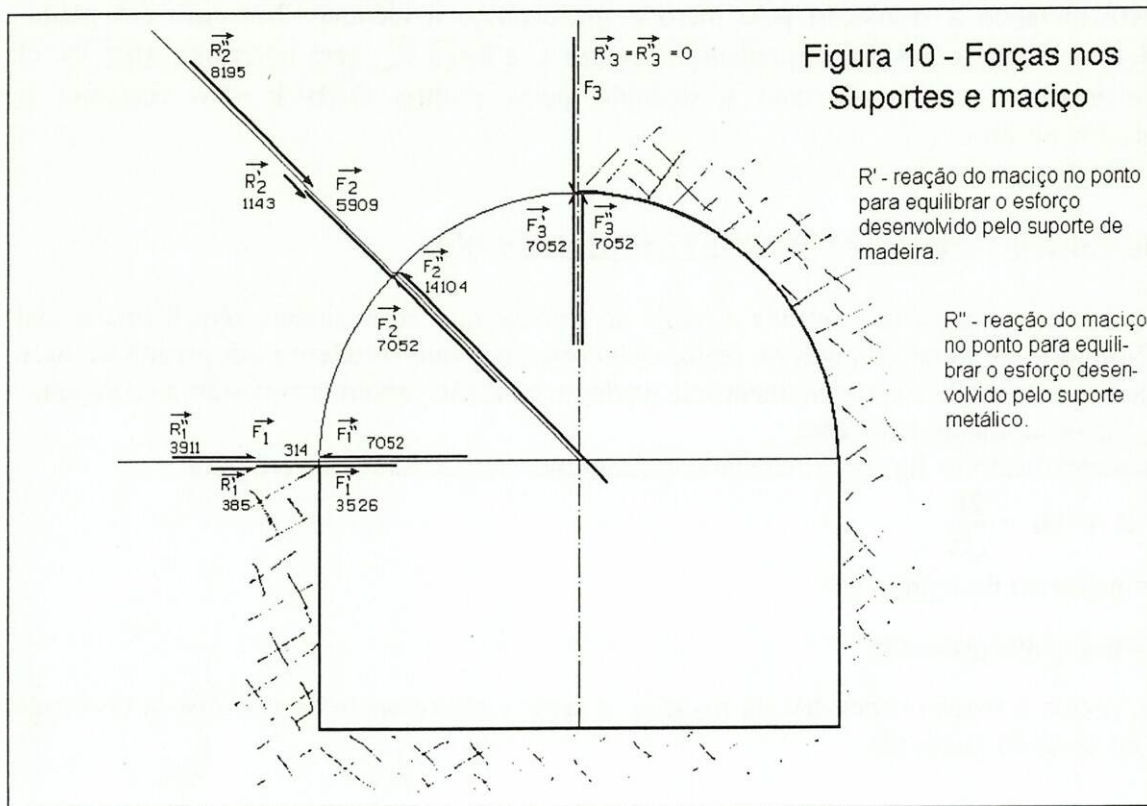
A seguir, a partir de C, com a direção paralela a de \vec{F}_2 , determina-se o segmento CB cujo comprimento definirá o módulo de \vec{F}_2 pela escala anterior. Repete-se o procedimento a partir do ponto B, com a paralela à direção de \vec{F}_1 determinando o ponto A e o módulo de \vec{F}_1 pelo comprimento AB.

A seguir, utilizando-se a mesma escala, serão lidos os valores:

$$\begin{aligned} |\vec{R}_v| &= \overline{OA} \\ |\vec{F}_{1-2}| &= |\vec{F}_{2-1}| = \overline{OB} \\ |\vec{F}_{2-3}| &= |\vec{F}_{3-2}| = \overline{OC} \\ |\vec{F}_{3-4}| &= |\vec{F}_{4-3}| = \overline{OD} \end{aligned}$$

Pela análise do gráfico, verifica-se que cada diagrama de força (como em OBA, por exemplo) tem resultante nula, estando portanto em equilíbrio.

Verificam-se também os valores de \vec{F}_2 e \vec{F}_3 cujos módulos devem ser iguais ou superiores respectivamente a \vec{R}_2 e \vec{R}_3 para que o sistema suporte-maçiço permaneça em equilíbrio.



Na hipótese das forças decorrentes da pressão do maciço nos pontos de apoio 2 e 1 serem menores que as forças de pressão do suporte, o maciço sempre poderá reagir de forma a garantir o equilíbrio como esquematizado na figura 10.

No suporte metálico a resolução pelo método grafostático é idêntico. No caso em pauta, considerando-se o suporte metálico articulado no ponto 3, a força $\vec{F}_{3,4}$ será horizontal (fig. 9). O polígono de forças a ser considerado é definido pelos pontos OABCE. No restante, o procedimento é o mesmo.

5.2 DIMENSIONAMENTO DOS SUPORTES DE MADEIRA

A madeira usada como suporte é serrada a partir de troncos que normalmente tem forma inicial cilíndrica. Contudo, em geral ao invés de realizar-se cortes tais que resultem num prisma de base quadrada, que seja de melhor aproveitamento da madeira, a secção preferida tem sido a retangular, por ser a de maior momento resistente.

Como esquematizado na figura 11, chega-se à conclusão de que isso ocorrerá para:

$$d = 2b = \frac{2h}{\sqrt{3}}$$

onde: h = diâmetro do tronco, e,

$$\frac{bd^2}{6} = \text{momento resistente}$$

Portanto, obtida a secção necessária da madeira, é sempre interessante dimensioná-la de forma retangular, ao invés de quadrada.

5.2.1 DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO ARCO

$$\frac{L}{2} = 2,5 \text{ sen } 22,5^\circ$$

$$L = 2 \times 2,5 \times 0,382$$

$$L = 1,913 \text{ m}$$

[24]

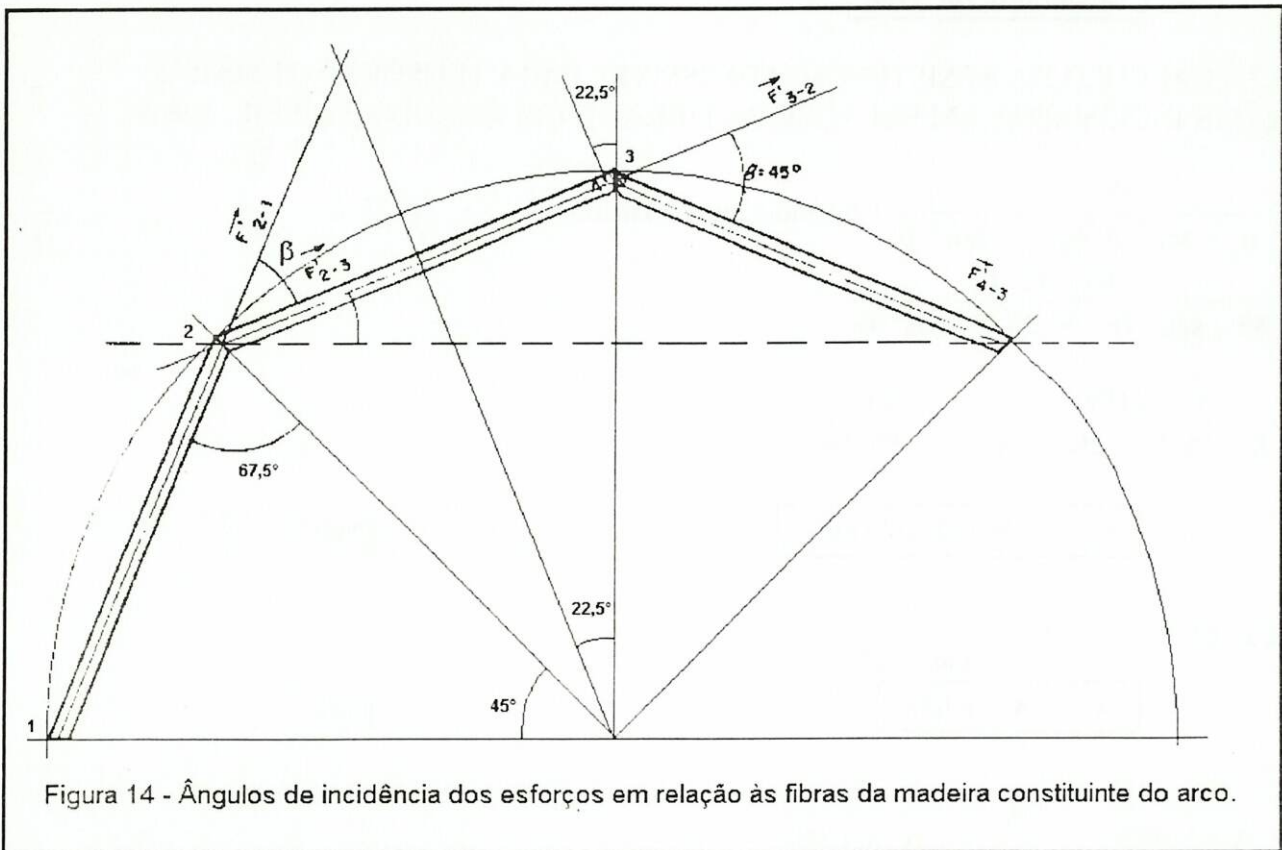
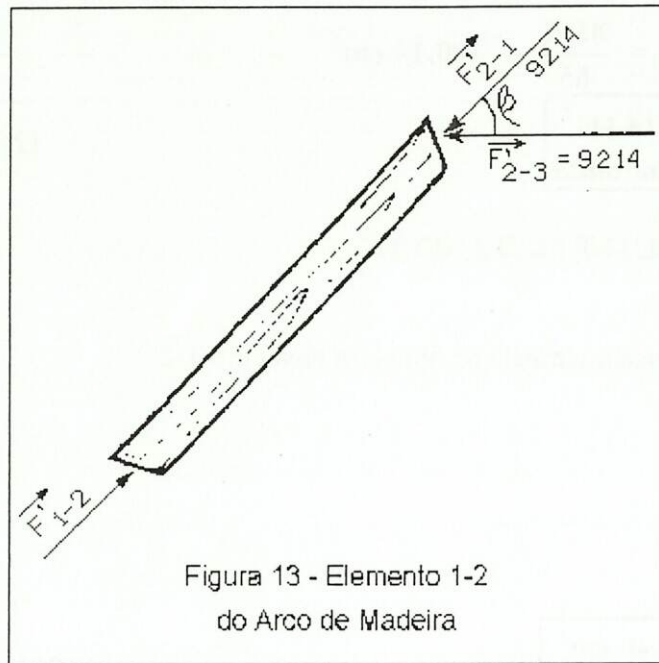
5.2.2 ÁREA DA SECÇÃO DO ESTEIO OU MONTANTE

$$\vec{R}_v = 8.512 \text{ kgf}$$

- Tensão admissível de Compressão Normal (paralela ou normal às fibras da madeira)
- Índice de esbeltez $\lambda \leq 40$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p = 85 \text{ kgf / cm}^2 \text{ (paralela às fibras)} \\ \sigma_q = 25,4 \text{ kgf / cm}^2 \text{ (normal às fibras)} \end{array} \right\} \text{peroba rosa} *$$

* Dados obtidos a partir da tabela anexa do IPT



Esteio ou Montante

$$\sigma_p = \frac{\bar{R}_v}{A} = 85 \therefore A = \frac{\bar{R}_v}{85} = \frac{8512}{85} = 100,14 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A = 100,14 \text{ cm}^2}$$

Esteio ou Montante

[25]

5.2.3 ELEMENTO ESTRUTURAL DO ARCO

1-2 (maior solicitação)

Área necessária para resistir à tensão paralela às fibras do elemento 1-2

$$\sigma_p = 85 = \frac{\bar{F}_2 - 1}{A} = \frac{9214}{A}$$

$$A = \frac{9212}{85} = 108,40 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A = 108,40 \text{ cm}^2}$$

Elemento de Arco

[26]

5.2.4 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA ADMISSÍVEL PARA TENSÕES NORMAIS A SECÇÕES INCLINADAS EM RELAÇÃO ÀS FIBRAS E UM ÂNGULO β (PFEIL, 1980)

$$\sigma_{ir} = \frac{\sigma_p \cdot \sigma_q}{\sigma_p \cdot \text{sen}^2 \beta + \sigma_q \cdot \text{cos}^2 \beta} \quad \{ \text{Fórmula de Hankinson} \} \quad [27]$$

$$\sigma_{ir} = \frac{85 \cdot 25,4}{85 \cdot \text{sen}^2 45^\circ + 25,4 \cdot \text{cos}^2 45^\circ}$$

$$\sigma_{ir} = \frac{2159}{85 \cdot 0,5 + 25,4 \cdot 0,5} = \frac{2159}{55,20}$$

$$\boxed{\sigma_{ir} = 39,112 \text{ kgf/cm}^2}$$

[28]

$$\frac{A}{A'} = \cos 22,5^\circ \therefore A' = \frac{A}{\cos 22,5^\circ}$$

$$\boxed{A' = A \cdot 1,082}$$

[29]

$$\sigma_{ir} = \frac{\bar{F}_{2-3}}{A \cdot 1,082} \therefore A = \frac{\bar{F}_{2-3}}{\sigma_{ir} \cdot 1,082}$$

$$A = \frac{9214}{39,112 \times 1,082} = 217,73$$

A área necessária, portanto, para que possa resistir aos esforços inclinados, da secção da viga de madeira é:

$$\boxed{A = 217,73 \text{ cm}^2} \quad [30]$$

Comparando os valores de A obtidos em [25], [26] e [30], verifica-se que o caso mais desfavorável ocorre em [30], cujo valor deve ser considerado.

5.2.5 DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO ENTRE OS ARCOS DE MADEIRA

As forças calculadas são válidas para um espaçamento de 1 m. Quando se aumenta o espaçamento, as forças atuantes aumentarão na mesma proporção, o mesmo ocorrendo com as áreas necessárias da secção de madeira.

Sabe-se que uma dimensão de 10 cm X 10 cm não é recomendável, para as condições de mineração subterrânea. A "condição ideal" das peças para a mineração de subsolo tem sido adotar dimensões em torno de 25 cm X 25 cm ou 30 cm X 30 cm.

É, também, interessante que a secção útil seja 0,7 x A. Onde A é a dimensão escolhida para resistir ao apodrecimento (30% de resistência de reserva).

Para a mesma finalidade a madeira pode também ser tratada.

Portanto, estabelecidas as seguintes condições:

1. Espaçamento de 1,5 m entre os Arcos sucessivos
2. A" = seção a ser definida (30% para apodrecimento umidade)
3. A* = seção resistente ter-se-á: $A^* = 0,7 A''$
de [30] e da condição 1 acima tem-se:

$$A^* = 217,73 \text{ cm}^2 \times 1,5 = 326,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{daa condições 2 e 3} \quad A'' = \frac{A^*}{0,7} \therefore A'' = \frac{326,60}{0,7} = 466,57$$

Por outro lado, para que se tenha a condição do maior módulo resistente, $b = 1/2 d$.

$$b \times d = A$$

$$b \times 2b = A$$

$$2b^2 = A \therefore b = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{466,57}{2}}$$

$$b = 15,27 \cong 15 \text{ cm}$$

$$d = 2 \times b = 30 \text{ cm}$$

Portanto uma viga de 15 X 30 cm satisfaz a todas condições.

Verifique-se a seguir o índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{L}{b} \quad L = 2,5 \text{ m} = 250 \text{ cm} \quad (\text{comprimento do maior segmento solicitado})$$
$$b = 15 \text{ cm} \quad \text{à compressão - o esteio)}$$

$$\lambda = \frac{250}{15} = 15,667 < 40 \quad (\text{índice de esbeltez limite para a madeira})$$

Portanto este elemento estrutural, o esteio, estará sendo submetido somente à compressão sem efeitos de flambagem.

Nota: Os valores usuais de λ para os diversos tipos de materiais em geral são os seguintes:

- para o concreto
 $\lambda \leq 11$
- para o aço
 $\lambda \leq 120$
- para a madeira
 $\lambda \leq 40$

Observações finais

- Eventualmente, os arcos podem ser mais afastados para que se tenha atingida uma "condição ideal", citada na página anterior.
- Quando o travamento estiver fora dos pontos 1, 2 ou 3
 - calcule o p_i no ponto de travamento
 - determine F_c
 - determine o momento fletor

$$M_f = \frac{F_c}{2} \cdot \ell \quad \ell = \text{braço do momento}$$

$$\text{Tensão máxima na direção das fibras} = \sigma_f = \frac{M_f \cdot c}{I}$$

$$I = \frac{bd^3}{12}$$

$$\text{Tensão de cisalhamento} = \frac{F_c / 2}{A} \cdot \frac{3}{2}$$

- A tensão de cisalhamento deve ser menor do que a admissível para o tipo de madeira escolhido;
- A soma das tensões de compressão, devem ser menores do que a admissível na direção paralela às fibras. Deve ser verificada também a tensão inclinada.
Por exemplo, com um travamento na porção média do segmento 2-3 (mais solicitado externamente) tem-se:

- Cálculo de F_c

$$F_c = \frac{F_3 + F_2}{2} = \frac{7052 + 5908}{2}$$

$$F_c = 6480 \text{ kgf}$$

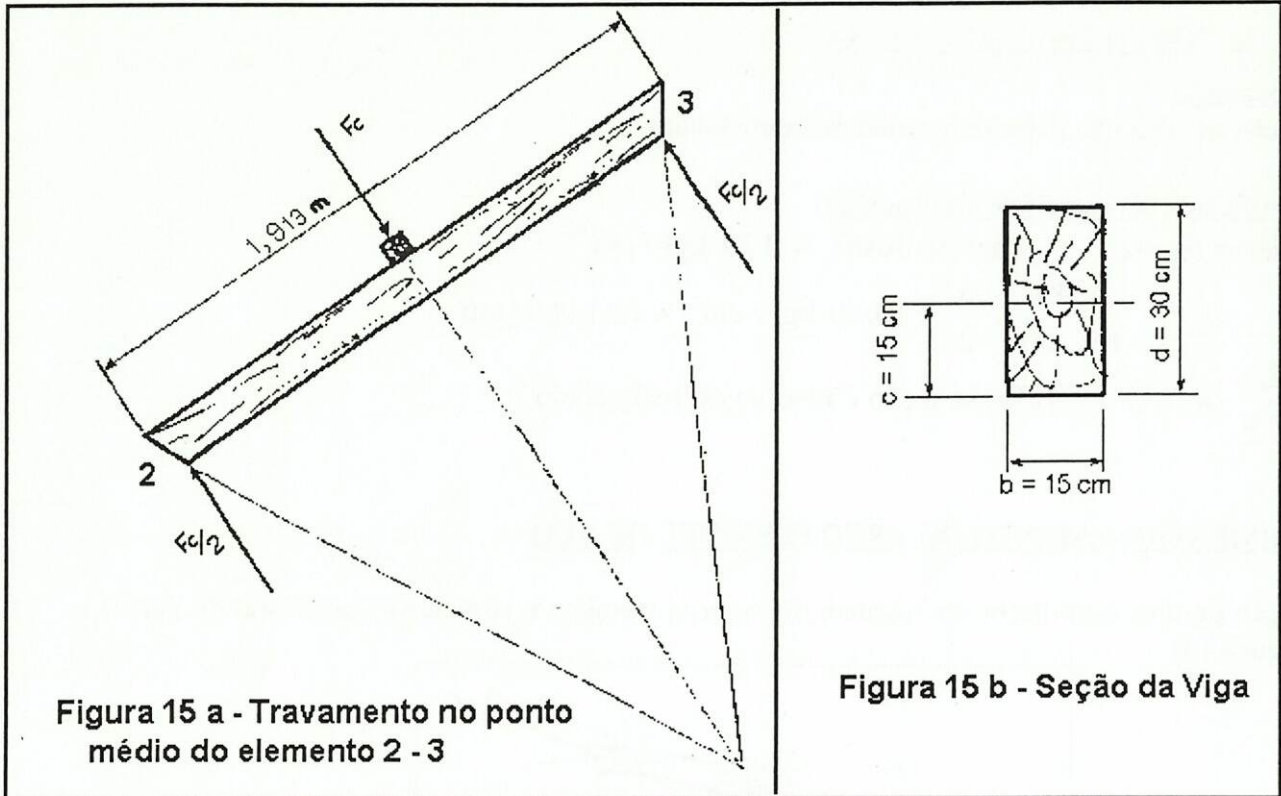


Figura 15 a - Travamento no ponto médio do elemento 2 - 3

Figura 15 b - Seção da Viga

- Cálculo do Momento Fletor (figura 15a)

$$M_f = \frac{F_c}{2} \cdot \ell \quad \frac{F_c}{2} = 3240 \quad \ell = \frac{1,913}{2} = 0,9565 \text{ m}$$

$$M_f = 3240 \cdot 95,65 \text{ kgf.cm}$$

$$M_f = 309.906 \text{ kgf.cm}$$

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{15 \cdot 30^3}{12} = 33750 \text{ cm}^4$$

- Cálculo da tensão de compressão na direção das fibras, devida ao momento fletor

$$\sigma_f = \frac{M_f \cdot c}{I} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_f = \frac{309906 \cdot 15}{33750} = 137,73 \text{ kgf/cm}^2$$

- Cálculo da tensão de compressão na seção mais comprida na direção das fibras

$$\sigma_c = \frac{9214}{15.30} = 20,48 \text{ kgf / cm}^2$$

- Tensão total de compressão na direção das fibras

$$\sigma_c + \sigma_f = 158,21 \text{ kgf / cm}^2 \therefore > 85$$

- Conclusão

A seção da viga não permite travamento intermediário.

- Verificação da tensão de cisalhamento

Da tabela tem-se: τ_{cis} (peroba rosa) = 12,1 kgf / cm²

$$\tau_{cis} = \frac{3240}{15 \cdot 30} \cdot \frac{3}{2} = 10,80 \text{ kgf / cm}^2 < 12,1 \text{ kgf / cm}^2$$

$$\frac{12,1}{10,8} = 1,12 \therefore 12\% \text{ da seção é reserva de resistência.}$$

5.3 DIMENSIONAMENTO DO ARCO FLEXÍVEL DE AÇO

Verificação do momento fletor no "segmento"- (o arco metálico é contínuo) - estrutural do perfil.
(Vide figura 16)

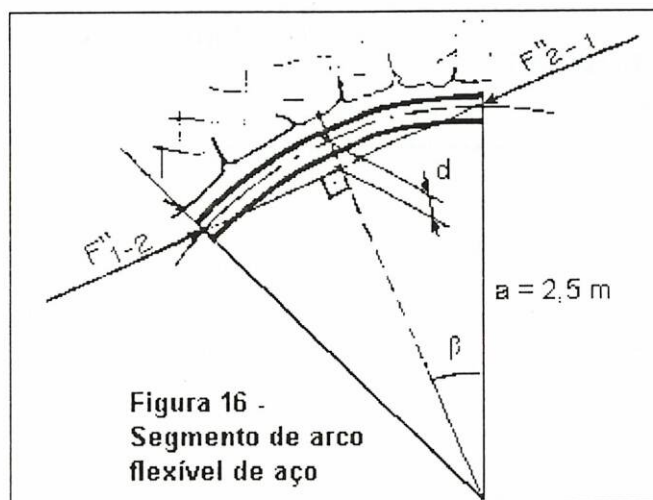


Figura 16 -
Segmento de arco
flexível de aço

$$d = a - a \cos \beta \quad d = 2,5 (1 - \cos \beta)$$

$$\beta = 22,5^\circ$$

$$d = 2,5 (1 - 0,924)$$

$$d = 2,5 \cdot 0,076$$

$$d = 0,19 \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

$$\boxed{d = 19 \text{ cm}}$$

[32]

- Cálculo do Momento Fletor

$$M_f = \bar{F}_{2,1} \cdot d = 19 \text{ cm} \cdot 18428 \text{ kgf}$$

$$M_f = 350,130 \text{ kgf.cm, isso para viga simples.}$$

Mas, o arco pode ser considerado uma viga contínua. (mais de 3 apoios)

$$M_f = 0,8 \cdot 350,132 = 280,105,6 \quad \boxed{M_f = 280,105,6 \text{ kgf.cm}} \quad [33]$$

Tensão de compressão devida ao movimento fletor

$$\sigma_f = \frac{M_f}{W} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad W \text{ (cm}^3) \quad [34]$$

Tensão na compressão

$$\sigma_c = \frac{\bar{R} \cdot V}{A} = \frac{17025}{A} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad [35]$$

Deve ser satisfeita a seguinte condição para aço CA-50

$$\sigma_c + \sigma_f < 1680 \text{ kgf/cm}^2 \quad (24000 \text{ psi}) \quad [36]$$

- Escolha do perfil

Os dados do perfil H da CSN (tabela) são os seguintes:

$$\text{dimensões : } 152 \times 37,1 \quad W_x = 257 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 6,43$$

$$i_y = 3,63$$

$$A = 47,3 \text{ cm}^2$$

Substituindo estes valores nas equações [34], [35] e [36] temos:

$$(*) \text{ na [34]} \quad \sigma_f = \frac{280105,6 \text{ kgf.cm}}{257 \text{ cm}^3} = 1.089,90 \text{ kgf/cm}^2$$

$$(*) \text{ na [35]} \quad \sigma_c = \frac{17025 \text{ kgf}}{47,3 \text{ cm}^2} = 359,937 \text{ kgf/cm}^2$$

$$(*) \text{ da [36]} \quad \sigma_c + \sigma_f = 1449,84 \therefore < 1680 \text{ kgf/cm}^2 \quad (24000 \text{ psi})$$

Portanto este tipo de perfil satisfaz com folga.

Verifique-se o comprimento de flambagem

$$\lambda = \frac{L}{i_y} = \frac{2,5 \cdot 10^2 \text{ cm}}{3,63 \text{ cm}} = 68,87 \therefore < 120$$

Portanto, o esteio ou montante estará trabalhando apenas à compressão.

Mantendo apenas os três calços, pode-se aumentar o espaçamento (pois este foi calculado em 1 metro). Nas expressões acima indicadas com (*) pode-se multiplicar os numeradores por um mesmo fator m, (espaçamento) de forma a satisfazer a condição [36].

$$1089,90 \text{ m} + 359,94 \text{ m} = 1680$$

$$1449,84 \text{ m} = 1680$$

$$m = \frac{1680}{1449,84} = 1,159 \text{ m}$$

Portanto os perfis podem ser espaçados de 1,16 m (aproximadamente).

Quando se deseja aumentar o espaçamento, pode-se aumentar o número de pontos de travamento (desde que possível), o que irá diminuir o momento fletor do arco metálico.

Para a madeira, um maior número de pontos de travamento é desfavorável à resistência do suporte contrariamente aos arcos metálicos.

- Sugestão

Calcule o peso de cada elemento do suporte metálico.

6. BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- AYRES DA SILVA, Lineu Azuaga & Wildor Theodoro Hennies, 1988 Escoramento de vias subterrâneas. São Paulo, Departamento de Engenharia de Minas, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 59 p. /Apostila/.
- BEER, Ferdinand Pierre & JOHNSTON Jr., E. Russel 1989 Resistência dos materiais Mac Graw Hill 2a. ed. São Paulo, 657 p.
- HENNIES, W. T. & AYRES DA SILVA, L. A. 1995 Abertura de vias subterrâneas, São Paulo, Departamento de Engenharia de Minas, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 276 p. /Apostila/
- LABASSE, H. 1950. Les pressions de terrains dans les mines de houilles III - Les pressions de Terrains autour des Travers-bancs horizontaux Revue Universelle des Mines V.6, n.1 p 3-18.
- MAIDL, Bernhard 1984 Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus Band I: Konstruktionen und Verfahren Verlag Glückauf GmbH. Essen Germany 423 p.
- MAINIERI, C. E CHIMELO, J.P. 1989 Fichas de características das madeiras brasileiras Instituto de Pesquisas Tecnológicas IPT Divisão de Madeiras São Paulo 2a. ed. 418 p.
- NB-11 Norma Brasileira, Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira, 1951.
- PFEIL, W., 1980. Estruturas de Madeira. Livros Técnicos e Científicos Editora, 2a. Ed. Rio de Janeiro, 272 p.
- REUTHER, E. U. 1989 Lehrbuch der Bergbaukunde V1 Verlag Glueckauf GmbH Essen, 812 p. Germany.
- WOODRUFF, S. D. 1966. Methods of working coal and metal mines. Oxford, Pergamon, 3 v.

ANEXOS

ANEXO I TABELA DE CARACTERÍSTICAS DE MADEIRAS (SEGUNDO IPT-SP)

n°	Nomenclatura	Compressão axial			Flexão estática		Módulo de elasticidade kgf/cm ² Madeira verde				Trabalho absorvido W kg x m	Coeficiente de resistência R	Cota dinâmica R/D ²	Cisalhamento	Dureza Janka	Tração normal fibra	Fendilhamento
		Limite de resistência, kgf/cm ²		Coef. influência da umid %	Limite de resistência, kgf/cm ²		Compressão		Flexão								
		Madeira verde	Madeira 15% umid.		Madeira verde	Madeira 15% umid.	Limite proporcionalidade	Módulo	Módulo	Limite proporcionalidade							
kgf/cm ²																	
1	Aroeira do sertão	752	898	1,4	1521	1762	546	187000	152200	773	5,94	0,97	0,65	202	1209	116	11,6
2	Angico preto	713	886	2,5	1566	1890	569	207100	166800	729	7,89	1,25	1,18	198	1175	139	15,0
3	Eucalyptus	521	640	4,7	1140	1238	344	161800	136000	481	4,62	0,73	0,69	166	803	103	13,0
4	Ipê-tabaco	618	754	3,3	1460	1620	381	178500	153800	527	9,70	1,52	1,55	134	1060	103	10,6
5	Jatobá	695	849	4,3	1531	1803	546	205000	165800	672	1,07	0,64	0,61	206	1330	135	17,1
6	Coração de negro	545	690	3,0	1108	1192	351	122100	104800	406	2,51	0,40	0,40	156	1185	109	12,4
7	Cabriuva vermelha	670	766	2,8	1460	1613	493	169600	149200	607	7,23	1,13	1,18	193	1095	124	14,1
8	Garantã	629	796	4,6	1452	1693	431	202500	169800	606	6,53	1,05	1,20	191	1027	128	16,4
9	Faveiro	677	744	3,1	1250	1324	459	176100	132700	498	3,21	0,51	0,59	149	1099	112	12,2
10	Sucupira parda	710	832	4,1	1272	1447	510	206600	150000	487	4,43	0,70	0,81	127	867	90	10,3
11	Guarita	629	782	3,2	1209	1385	363	171100	141000	571	2,60	0,41	0,48	189	864	101	10,4
12	Jacarandá	446	634	4,1	1098	1345	292	143200	122100	407	2,64	0,45	0,56	141	869	122	13,1
13	Pau-roxo	653	858	4,0	1477	1881	500	209700	180700	648	6,95	1,10	1,38	152	992	85	11,3
14	Pau marfim	440	630	4,3	1090	1410	260	144600	121600	409	8,70	1,37	1,81	140	790	100	12,4
15	Peroba rosa	440	580	3,8	990	1096	305	146000	90600	412	2,60	0,41	0,68	130	810	83	9,5
16	Canela sebo	451	641	5,4	973	1418	311	169000	151100	418	4,18	0,66	0,99	130	635	106	11,1
17	Sapucaia branca	454	564	3,0	1072	1235	375	144700	119200	415	4,57	0,72	1,22	127	719	102	12,8
18	Peroba de campos	465	584	2,9	990	1193	395	139000	119600	445	3,30	0,52	1,00	117	643	69	8,3
19	Canela parda	471	639	3,3	933	1228	356	134100	126000	410	2,60	0,41	0,77	123	641	93	9,0
20	Jacaré	372	533	4,3	845	1012	250	103800	94900	356	4,29	0,68	1,20	136	641	101	11,1
21	Pau d'alho	314	440	4,2	704	848	245	115000	93200	320	1,60	0,25	0,56	73	445	40	6,4
22	Açoita cavalo	312	497	4,1	687	912	217	85000	78000	266	3,29	0,52	1,20	106	477	57	7,1
23	Imbuia	326	450	4,8	784	934	235	90000	78900	290	2,10	0,34	0,80	98	436	68	7,8
24	Canela vermelha	300	413	2,6	635	836	225	92900	84000	276	2,43	0,39	0,90	91	344	79	6,0
25	Pinho brasileiro	305	530	5,0	709	1098	219	139100	126200	295	1,56	0,25	0,67	73	332	40	4,7
26	Freijó	373	470	3,2	815	955	285	149200	113200	351	2,80	0,44	1,12	85	401	43	5,6
27	Carvalho brasileiro	257	440	6,1	667	1001	181	138300	113700	244	3,58	0,57	1,19	75	381	95	10,0
28	Cedro	299	425	4,3	637	903	217	104400	98400	255	2,00	0,32	0,89	77	360	55	6,3
29	Caroba	200	312	5,0	459	658	130	84200	57400	203	1,36	0,19	0,58	78	342	66	6,9
30	Jequitibá rosa	334	465	2,3	720	929	260	108500	90900	343	2,14	0,34	1,11	88	413	63	6,1
31	Figueira	274	403	4,6	601	833	182	110200	93600	250	2,18	0,35	1,04	74	370	50	5,7
32	Nogueira de Iguape	121	196	2,9	327	409	96	32700	36500	138	0,90	0,14	0,69	57	264	56	5,4
33	Caxeta	198	278	5,0	442	555	148	71000	56300	194	0,94	0,15	0,97	56	190	30	4,7
34	Paineira	113	176	1,3	295	365	107	50200	35800	135	1,10	0,18	1,43	37	153	37	4,1

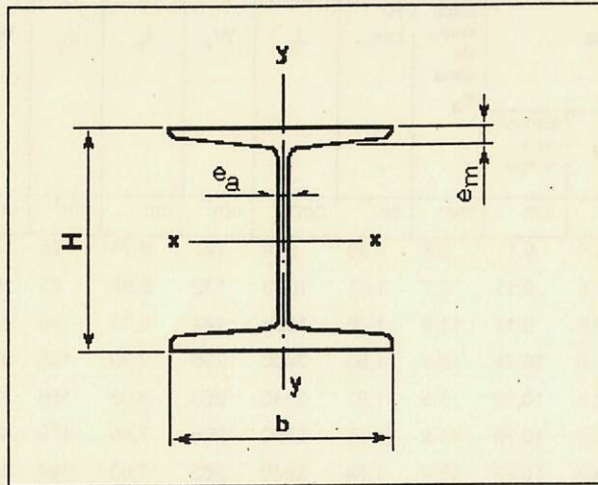
Propriedades Mecânicas e Tensões Admissíveis de Algumas Madeiras Brasileiras

Madeiras		Característicos					Tensões admissíveis (Peças de 2a. categoria)					λ_c
Nomes vulgares	Nomes botânicos	Massa específica aparente ρ g/cm ³	Característicos mecânicos (Madeira verde) Pequenos corpos isentos de defeitos				Compressão simples (peças curtas com $\lambda < 40$) σ_c kgf/cm ²	Flexão simples (seção retangular) σ_f kgf/cm ²	Cisalhamento longitudinal em vigas τ kgf/cm ²	Cisalhamento paralelo às fibras nas ligações τ kgf/cm ²	Compressão normal às fibras σ_{cn} kgf/cm ²	Valor crítico de limite de esbeltez
			Compressão paralela às fibras - limite de resistência f_c kgf/cm ²	Flexão estática limite de resistência f_b kgf/cm ²	Módulo de elasticidade (flexão) E kgf/cm ²	Cisalhamento paralelo às fibras - limite de resistência f_v kgf/cm ²						
Aroeira do sertão ou Urundeúva	Myrcodun urindeuva	1,21	752	1521	152220	202	150	228	20,2	30,3	48,1	61
Ipê-roxo ou Ipê-preto	Tecoma irpetiginosa	0,96	690	1540	165000	145	138	231	14,5	21,7	41,1	67
Gonçalo alves ou Guarita	Astronium fraxinifolium	0,91	629	1209	14000	189	126	181	18,9	28,3	37,8	64
Ipê-tabaco ou Ipê-amarelo	Tecoma eximia	1,03	618	1460	153800	134	124	219	13,4	20,1	37,1	68
Eucalipto	Eucaliptus citriodora	1,04	520	1140	136000	166	104	172	16,6	24,0	30,0	70
Peroba de campos ou Ipê-peroba	Paratecoma peroba	0,72	465	990	119600	117	93	148	11,7	17,6	27,9	69
Peroba-rosa ou peroba	Aspidosperma polyncuron	0,78	423	898	94250	121	85	135	12,1	18,1	25,4	64
Pinho do paraná	Araucaria angustifolia	0,54	257	582	105225	63	51	87	6,5	6,5	15,4	87

Notas:

1. A tensão admissível à tração $\bar{\sigma}_t$ pode ser tomada igual a $\bar{\sigma}_t$ segundo a norma NB-11. Outras normas adotam $\bar{\sigma}_t \cong \bar{\sigma}_c$.
2. A tensão $\bar{\sigma}_{cn}$ tabelada corresponde a uma largura de apoio ≥ 15 cm na direção das fibras. Para larguras menores, utilizar os coeficientes da NB-11, Item 60.
3. Esta tabela reproduz os valores admissíveis da norma NB-11, tendo-se acrescentado dados para eucalipto.

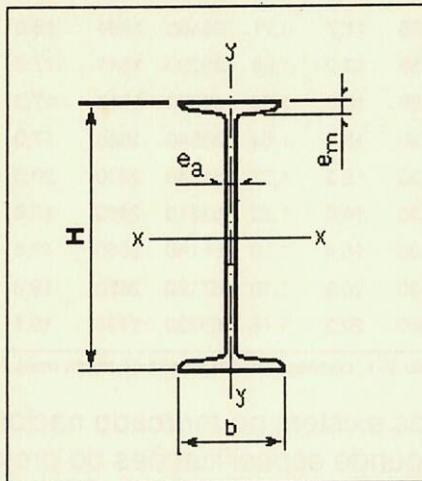
ANEXO II A PERFIS H e I DA CSN



Perfil H -- Padrão Americano PROPRIEDADES PARA CÁLCULOS DE ESTRUTURAS

Designação nominal	Massa nominal kg/m	Área cm ²	Altura H mm	Mesa		Espessura da alma e _a mm	H/ bxe _m cm ⁻¹	J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	T _T cm	Constante de torção J _p cm ⁴
				Largura b mm	Espessura média e _m mm										
152x37,1	37,1	47,3	152,4	150,8	12,70	7,95	0,83	1958	257	6,43	621	82	3,63	4,17	24,83
152x40,9	40,9	52,1	152,4	154,0	12,70	11,1	0,81	2050	269	6,27	664	87	3,57	4,19	30,05

T_T = Raio de giração da seção T com referência ao eixo Y-Y, correspondente à área da mesa mais 1/6 da área da alma.



Perfil I -- Padrão Americano PROPRIEDADES PARA CÁLCULOS DE ESTRUTURAS

Designação nominal	Massa nominal	Área	Altura H	Mesa		Espessura da alma e_a	H/bxe _m	J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y	T _T	Constante de torção J _p
				Largura b	Espessura média e _m										
	kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁻¹	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴
152x18,5	18,5	23,6	152,4	84,6	9,11	5,8	1,98	919	121	6,24	76	17,9	1,79	2,07	7,00
152x22,0	22,0	28,0	152,4	87,5	9,11	8,7	1,91	1003	132	5,99	85	19,4	1,74	2,10	9,85
152x25,7	25,7	32,7	152,4	90,6	9,11	11,8	1,85	1095	144	5,79	96	21,2	1,72	2,14	15,60
203x27,3	27,3	34,8	203,2	101,6	10,79	6,9	1,85	2400	236	8,30	155	30,5	2,11	2,47	14,00
203x30,5	30,5	38,9	203,2	103,6	10,79	8,9	1,82	2540	250	8,08	166	32,0	2,07	2,48	17,22
203x34,3	34,3	43,7	203,2	105,9	10,79	11,2	1,78	2700	266	7,86	179	33,9	2,03	2,50	22,90
203x38,0	38,0	48,3	203,2	108,3	10,79	13,4	1,74	2860	282	7,69	194	35,8	2,00	2,52	32,40
254x37,7	37,7	48,1	254,0	118,4	12,47	7,9	1,72	5140	405	10,30	282	47,7	2,42	2,87	25,14
254x44,7	44,7	56,9	254,0	121,8	12,47	11,4	1,67	5610	442	9,93	312	51,3	2,34	2,89	36,10
254x52,1	52,1	66,4	254,0	125,6	12,47	15,1	1,62	6120	482	9,60	348	55,4	2,29	2,92	53,70
254x59,6	59,6	75,9	254,0	129,3	12,47	18,8	1,57	6630	522	9,35	389	60,1	2,26	2,94	85,90
305x60,6	60,6	77,3	304,0	133,4	16,74	11,7	1,36	11330	743	12,1	563	84,0	2,70	3,25	73,30
305x67,0	67,0	85,4	304,0	136,0	16,74	14,4	1,34	11960	785	11,8	603	89,0	2,66	3,24	90,10
305x74,4	74,4	94,8	304,0	139,1	16,74	17,4	1,31	12690	833	11,6	654	94,0	2,63	3,32	117,40
305x81,9	81,9	104,3	304,0	142,2	16,74	20,6	1,28	13430	881	11,3	709	100	2,61	3,34	160,50
381x63,3	63,3	80,6	381,0	139,7	15,80	10,4	1,73	18580	975	15,2	598	86,0	2,73	3,32	64,10
381x66,5	66,5	84,7	381,0	140,8	15,80	11,5	1,71	19070	1001	15,0	614	87,0	2,70	3,32	70,00
381x73,9	73,9	94,2	381,0	143,3	15,80	14,0	1,68	20220	1061	14,7	653	91,0	2,63	3,34	88,30
381x81,4	81,4	103,6	381,0	145,7	15,80	16,5	1,66	21370	1122	14,4	696	95,0	2,59	3,34	116,30
457x81,4	81,4	103,7	457,2	152,4	17,55	11,7	1,71	33460	1464	18,0	867	114	2,89	3,58	96,60
457x89,3	89,3	113,8	457,2	154,6	17,55	13,9	1,68	35220	1541	17,6	912	118	2,83	3,58	120,40
457x96,6	96,6	123,3	457,2	156,7	17,55	16,0	1,66	36880	1613	17,3	957	122	2,79	3,60	145,60
457x104,3	104,3	132,8	457,2	158,8	17,55	18,1	1,64	38540	1686	17,0	1004	126	2,75	3,60	173,00
508x121,2	121,2	154,4	508,0	177,8	23,30	15,2	1,23	61640	2430	20,0	1872	211	3,48	4,29	237,00
508x126,6	126,6	161,3	508,0	179,1	23,30	16,6	1,22	63110	2480	19,8	1922	215	3,45	4,29	276,00
508x134,0	134,0	170,7	508,0	181,0	23,30	18,4	1,20	65140	2560	19,5	1993	220	3,42	4,31	310,00
508x141,5	141,5	180,3	508,0	182,9	23,30	20,3	1,19	67190	2650	19,3	2070	226	3,39	4,32	352,00
508x148,9	148,9	189,7	508,0	184,7	23,30	22,2	1,18	69220	2730	19,1	2140	232	3,36	4,33	407,00

T_T = Raio de giração da seção T com referência ao eixo Y-Y, correspondente à área da mesa mais 1/6 da área da alma.

Além dos dois tipos apresentados existem no mercado nacional perfis soldados que são fabricados sob encomenda segundo especificações do projetista.

ANEXO II B OUTROS INTERNACIONAIS

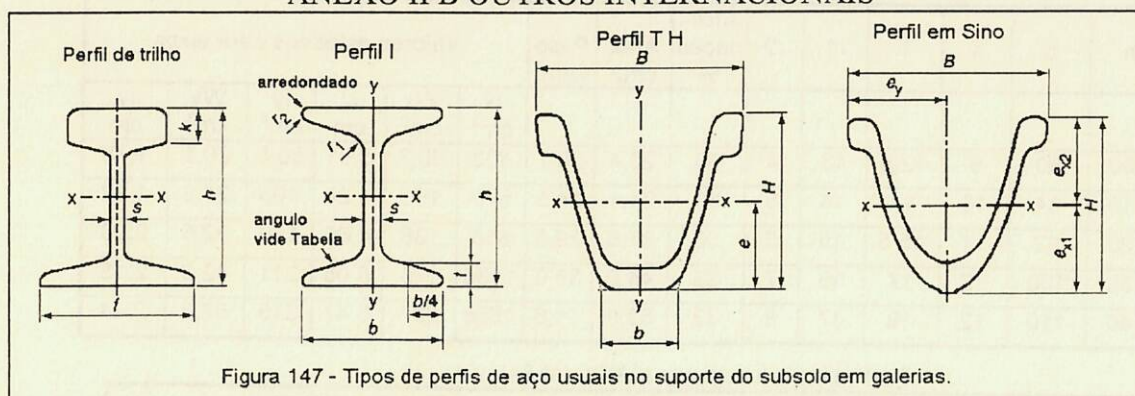


Figura 147 - Tipos de perfis de aço usuais no suporte do subsolo em galerias.

Perfil em trilho segundo norma DIN 21548 de março 1988

Perfil de trilho Abreviação	Peso kg/m	f min.	h min.	k min.	s min.	W_x cm	Re kN/cm ²	Rm kN/cm ²	Mb kNm
Pr.6	31	103	128	25	9	138	35	60	96
Pr. 8	37	107	132	24	12	175	35	60	121
S 41	37	107	132	24	12	175	35	60	121
S 49	44	122	141	32	12	210	35	65	156
30	30	100	125	20	8	126	35	60	87
35	35	105	128	20	10	150	35	60	110
43	43	115	138	28	10	199	35	60	138

Perfil TH segundo MAIDL (1984), v.1

Perfil TH	kg/m -tipo	13 - 48	16 - 48	21 - 58	25 - 58	29 - 58	36 - 58	44 - 58
Altura H	mm	85	89	108	118	124	138	147,8
Largura B	mm	98	98	124	135	151	171	172
Largura b	mm	36	36	35	38	44	51	50
Área A	cm ²	16	20	27	32	37	46	56
Peso	kg/m	13	16	21	25	29	36	44
Momento de inércia Ix	cm ⁴	137	176	341	484	616	972	1265
Momento de inércia Iy	cm ⁴	150	196	398	560	775	1264	1564
Momento fletor Wx	cm ³	32	40	61	80	94	137	174
Momento fletor Wy	cm ³	31	40	64	83	103	148	182
Distância da linha neutra	mm	41,9	44,35	52,4	57,5	58,2	66,8	72,3

Perfil I segundo norma DIN 21541 de fevereiro 1987 e agosto de 1974

Perfil I abre- viação	h	b	s	t	r1	r2	Incli- nação %	Area cm ²	Peso kg/m	Valores estáticos para eixos					
										Ix cm ⁴	Wx cm ³	ix cm	Iy cm ⁴	Wy cm ³	iy cm
GI 100	100	80	9	12,5	13	4	30	26,4	20,7	403	80,7	3,91	80,5	20,1	1,75
GI 110	110	84	10	14	14	5	33	31,1	24,5	570	103	4,28	103	24,5	1,82
GI 120	120	92	11	15,5	15	6	33	37,6	29,5	816	136	4,66	150	32,6	2,00
GI 130	130	100	12	17	16	7	33	44,6	35,0	1130	175	5,05	211	42,3	2,18
GI 140	140	110	12	19	17	8	33	53,0	41,6	1586	227	5,47	315	57,3	2,44

Perfil em Sino segundo MAIDL (1984), v.1

Perfil em sino kg/m	Medidas do perfil						Valores estáticos					
	H mm	B mm	F cm ²	G kg/m	ex1 cm	ex2 cm	Ix cm ⁴	Wx1 cm ³	Wx2 cm ³	ey cm	Iy cm ⁴	Wy cm ³
26	123,20	141,0	32,9	25,8	6,15	6,17	510,4	83,0	82,7	7,05	530,1	75,2
28	125,00	141,0	35,5	27,8	6,24	6,26	555,7	89,1	88,7	7,05	572,2	81,2
30	126,80	141,0	38,0	29,8	6,33	6,35	601,3	95,0	94,7	7,05	614,2	87,1
32	137,25	147,0	40,6	31,8	6,84	6,89	767,8	112,3	111,5	7,35	721,9	98,2
34	139,00	147,0	43,1	33,9	6,93	6,97	823,8	119,0	118,1	7,35	768,2	104,5
36	140,75	147,0	45,7	35,9	7,01	7,06	880,5	125,5	124,7	7,35	814,6	111
42	157,00	179,0	53,4	41,9	7,82	7,88	1331,9	170,3	169,0	8,95	1390,6	155

ANEXO III CLASSIFICAÇÃO DE WOODRUFF

ESTRUTURA DO MACIÇO	ANGULO DE ATRITO ϕ
Rochas estratificadas ou acamadas/Sedimentares.	42-49°
- Acamamento fino: maior parte das camadas menores que 0,3 m com grande parte sendo menor que 0,15 m	
- Acamamento Médio e Espesso: maior parte das camadas maiores que 0,3 m com algumas superiores a 0,60 m. Admite-se que não há fraturas normais ao acamamento; se isto ocorrer a rocha deve ser colocada em alguma das classificações de fraturadas abaixo.	49-55°
Rochas não Estratificadas (Ígneas e Metamórficas)	55° sem pressão no suporte
- Rocha Maciça: Fraturas ou juntas espaçadas na distância de metro ou superiores	
Rocha Moderadamente Fraturada ou Diaclasada	49-55°
- As fraturas ou diaclases estão espaçadas de 0,6 a 1,2 m	
- Rocha em Bloco: Fraturas estão espaçadas de 0,3 - 0,6 m	46-49°
- Rocha Brechóide: Peças estão geralmente com dimensões menores que 0,3 m e a maioria menor que 0,15 m sem argila nos planos	42-46°
- brecha de falha (com argila)	30°
- Granular, Pulverizada ou Rocha desintegrada não contendo argila	37-42°
contendo argila	25°
- Falha Argilosa contendo brecha fina	25°
- Argilas sedimentares	20° (implica no uso de outra metodologia).

BOLETINS TÉCNICOS - TEXTOS PUBLICADOS

- BT/PMI/001 - Características Geométricas da Escavação Mecânica em Mineração: Exemplo de Escavadora de Caçamba de Arraste - ANTONIO STELLIN JUNIOR
- BT/PMI/002 - Prospecção Geoquímica Experimental na Ocorrência de Ouro Tapera Grande - PAULO BELJAVSKIS, HELMUT BORN
- BT/PMI/003 - Estudo de Processo de Dupla Flotação visando o Beneficiamento do Minério Carbonático de Fosfato de Jacupiranga - JOSÉ RENATO BAPTISTA DE LIMA, EDUARDO CAMILHER DAMASCENO
- BT/PMI/004 - Desenvolvimento de um Equipamento Não-Convencional em Beneficiamento Mineral: A Célula Serrana de Flotação Pneumática - RICARDO NEVES DE OLIVEIRA, EDUARDO CAMILHER DAMASCENO
- BT/PMI/005 - Aluste de Modelos Empíricos de Operação de Ciclones - HOMERO DELBONI JUNIOR, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/006 - Contribuição ao Estudo dos Explosivos Permissíveis - AMILTON DOS SANTOS ALMEIDA, WILDOR THEODORO HENNIES
- BT/PMI/007 - Contribuição ao Dimensionamento de Pilares em Minas Subterrâneas de Manganês - LINEU AZUAGA AYRES DA SILVA, ANTONIO STELLIN JUNIOR
- BT/PMI/008 - Exploração Mineral: Conceitos e Papel do Estado - LUIZ AUGUSTO MILANI MARTINS, EDUARDO CAMILHER DAMASCENO
- BT/PMI/009 - Otimização do Projeto de Pátios de Homogeinização através do Método da Simulação Condicional - FLAVIO MOREIRA FERREIRA, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/010 - Considerações Gerais sobre Desmonte de Rocha: Análise de Custo - Índice de Produtividade e Otimização da Malha de Perfuração - MARCO ANTONIO REZENDE SILVA, FERNANDO AMOS SIRIANI
- BT/PMI/011 - Aglomeração de Rejeitos de Fabricação de Brita para sua Reciclagem - ARTHUR PINTO CHAVES, BRADDLEY PAUL
- BT/PMI/012 - Método de Dimensionamento de Peneiras para a Classificação Granulométrica de Rochas ou Minérios - FERNANDO AMOS SIRIANI
- BT/PMI/013 - Processo de Beneficiamento para Obtenção de uma Carga Mineral Nobre a partir do Fosfogesso - WALTER VALERY JUNIOR, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/014 - Estudo da Carboxi-Metil-Celulose como Aglomerante para Pelotização - JOSÉ RENATO BAPTISTA DE LIMA, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/015 - A Influência do Amido de Milho na Eficiência de Separação Apatita/Minerais de Ganga Via Processo Serrana - LAURINDO DE SALLES LEAL FILHO, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/016 - Beneficiamento de Criolita Natural - Estado da Arte - HENRIQUE KAHN, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/017 - Estudo da Variação do Índice Energético Específico - W_i , segundo a Granulometria do Ensaio, Obtida através de um Moinho de Bolas Padrão, em Circuito Fechado - MARIO SHIRO YAMAMOTO, FERNANDO AMOS SIRIANI
- BT/PMI/018 - Fluorita - FERNANDO FUJIMURA, WILDOR THEODORO HENNIES
- BT/PMI/019 - O Aproveitamento de Recursos Minerais: Uma Proposta de Abordagem a Nível Nacional - CELSO PINTO FERRAZ, EDUARDO CAMILHER DAMASCENO

- BT/PMI/020 - Comparação de duas Metodologias - A de Bieniawski e a de Panek, para Dimensionamento de Tirantes em Galerias Subterrâneas de Seção Retangular em Camadas Estratificadas - NESTOR KENJI YOSHIKAWA, LINEU AZUAGA AYRES DA SILVA
- BT/PMI/021 - Caracterização de Maciços Rochosos através de Envolvimentos de Resistência por Tratamento Estatístico utilizando Dados de Laboratório do IPT Simulando Condições Geotécnicas do Maciço - NESTOR KENJI YOSHIKAWA, WILDOR THEODORO HENNIES
- BT/PMI/022 - Avaliação de Impactos Ambientais na Mineração de Combustíveis Fósseis Sólidos - GILDA CARNEIRO FERREIRA, ANTONIO STELLIN JUNIOR
- BT/PMI/023 - O Lado Nocivo do Elemento Quartzito no Desgaste Abrasivo de Mandíbula de Britadores - FERNANDO FUJIMURA
- BT/PMI/024 - Conceitos Básicos de Iluminação de Minas Subterrâneas - SÉRGIO MEDICI DE ESTON, WILDOR THEODORO HENNIES
- BT/PMI/025 - Sistema Computadorizado para Ajuste de Balanço de Massas e Metalúrgico - ANTONIO CARLOS NUNES, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/026 - Caracterização Mineralógica/Tecnológica das Apatitas de alguns Depósitos Brasileiros de Fosfato - SARA LAIS RAHAL LENHARO, HELMUT BORN
- BT/PMI/027 - Classificação de Maciços quanto à Escarificabilidade - GUILHERME DE REZENDE TAMMERIK, EDUARDO CAMILHER DAMASCENO, LINDOLFO SOARES
- BT/PMI/028 - Análise Comparativa de Métodos de Amostragem de Depósitos Auríferos - FÁBIO AUGUSTO DA SILVA SALVADOR, HELMUT BORN
- BT/PMI/029 - Avaliação da Qualidade de Corpos Moedores para o Minério Fosfático de Tapira - MG - GERALDO DA SILVA MAIA, JOSÉ RENATO B. DE LIMA
- BT/PMI/030 - Contribuição ao Estudo da Cominuição Inicial à Partir da Malha de Perfuração - MARCO ANTONIO REZENDE SILVA, WILDOR THEODORO HENNIES
- BT/PMI/031 - Análises Químicas na Engenharia Mineral - GIULIANA RATTI, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/032 - Usos Industriais da Atapulga de Guadalupe (PI) - SALVADOR LUIZ MATOS DE ALMEIDA, ARTHUR PINTO CHAVES
- BT/PMI/033 - Minerais Associados às Apatitas: Análise de sua Influência na Produção de Ácido Fosfórico e Fertilizantes Fosfatados - ROBERTO MATTIOLI SILVA, ANTÔNIO EDUARDO CLARK PERES
- BT/PMI/034 - Beneficiamento dos Caulins do Rio Capim e do Jari - ADÃO BENVINDO DA LUZ, ARTHUR PINTO CHAVES