Exemplo 1 de muro de arrimo

Exemplo 01 - RODOVIA - 0 MURO APRESENTA VÁRIOS DRENOS NA PAREDE

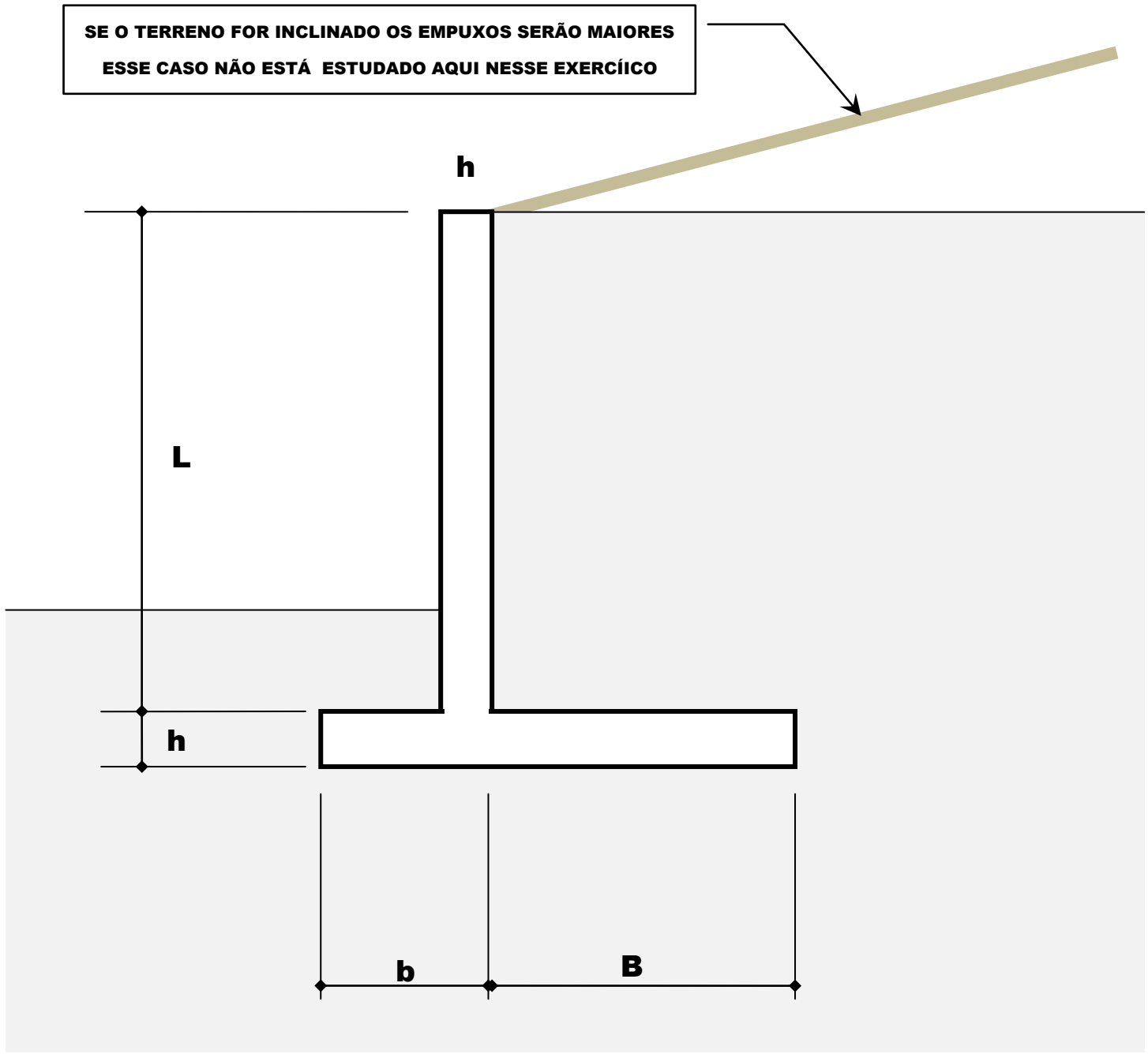
http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/104/artigo299019-1.aspx

Exemplo 02 - Muro de Arrimo Urbano

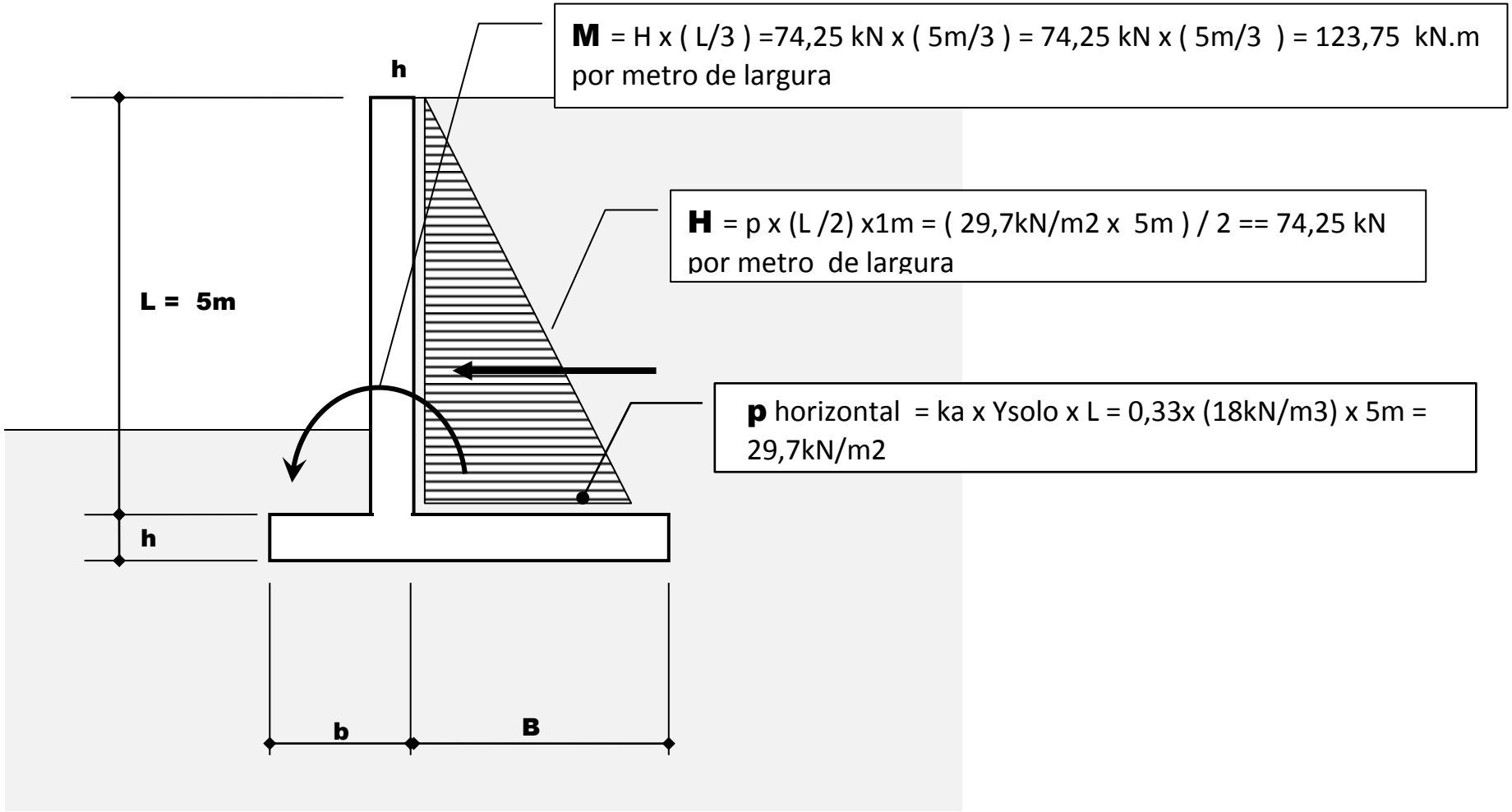
Muro de Arrimo no C.I.E.P. do Largo do Humaitá / RJ
A linha pontilhada indica o nível do terreno atrás do muro.
A drenagem é feita com concreto permeável atrás do muro, ver mais adiante

Muro de Arrimo no C.I.E.P. do Largo do Humaitá / RJ

A drenagem é feita com concreto permeável atrás do muro, ver mais adiante

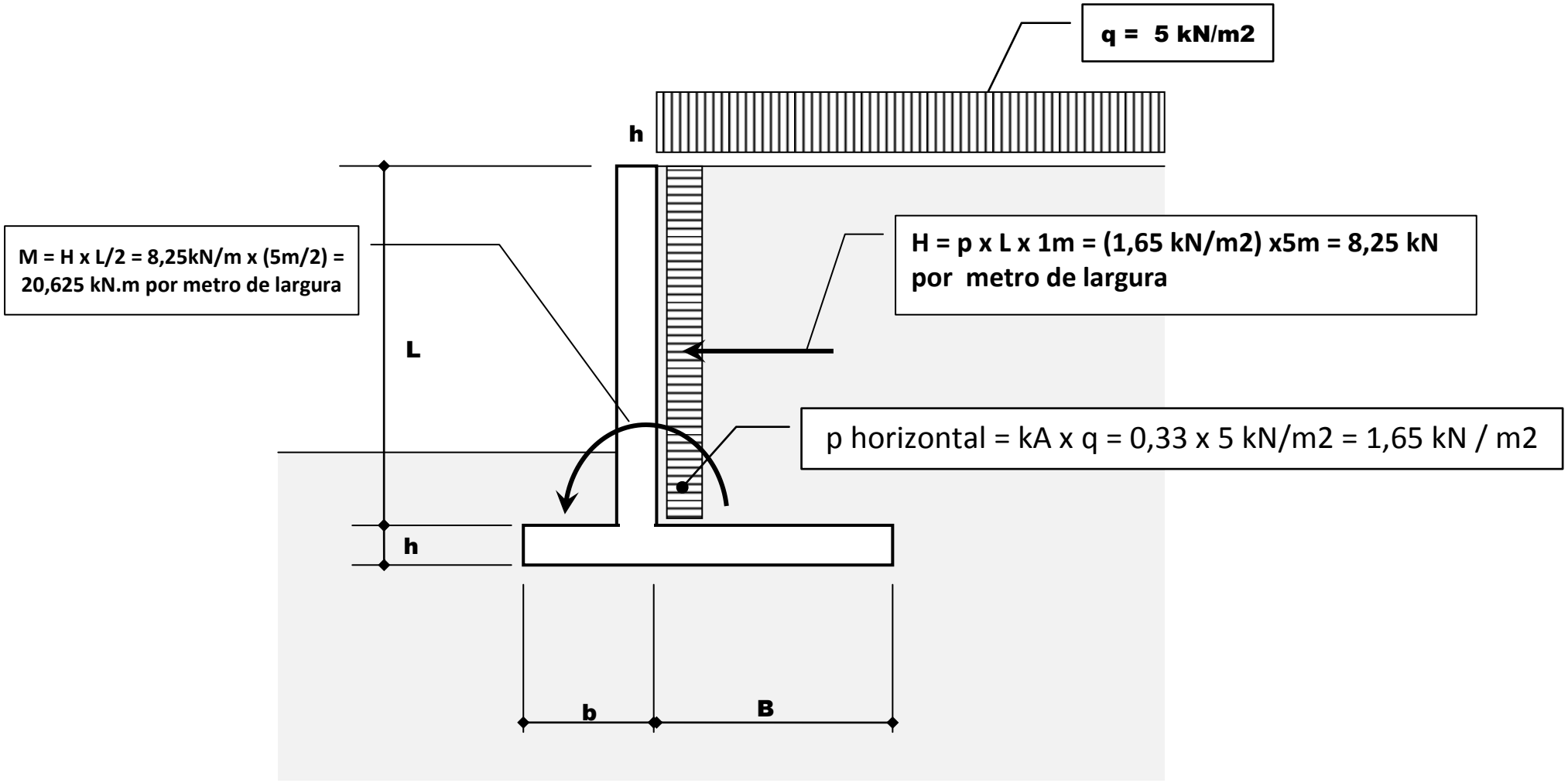

SE O TERRENO FOR INCLINADO OS EMPUXOS SERÃO MAIORES
ESSE CASO NÃO ESTÁ ESTUDADO AQUI NESSE EXERCÍICO
h
L
h
b
B

EMPUXO DA TERRA NA PAREDE



$$M = ka \times Ysolo \times \frac{L^3}{6} = 0{,}33 \times 18\left(\frac{kN}{m3}\right) \times \frac{(5m)^3}{6} = 123{,}75\,kN.m \text{ por metro de largura}$$

Pressão na parede devida à uma sobrecarga no aterro



$$M = ka \times q \times \frac{L^2}{2} = 0{,}33 \times 5 \left(\frac{kN}{m2}\right) \times \frac{(5m)^2}{2} = 20{,}625 \ \ kN.m \ \ \text{por metro de largura}$$

Momento fletor na base do muro

M = 123,75 + 20,625 = 144,375 kN.m / metro de largura

$$kmd = \frac{Md}{b.(d=?)^2.fcd} = \frac{1{,}4 \times 144{,}375\ kN,m}{1m \times d^2 \times \frac{(20MPa = 20000kN/m2)}{1{,}4}} \leq 0{,}256 = kmd\ limite\ \ de\ peça\ sub-armada$$

$d^2 > 0{,}0282\ m^2$

d > 0,17 m

Cobrimento em estrutura em contato com o solo = 5cm

H > 17 cm + 5cm = 22 cm

ESPESSURA PEQUENA ACARRETA FLECHA HORIZONTAL GRANDE NO TOPO DO MURO

Limitar a flecha imediata a L/500 = 5m/ 500 = 1 cm

Com a deformação lenta do concreto a flecha aumenta quase 2x

Empuxo devido à terra

$$f = \frac{p \times L^4}{30EJ} = \frac{M \times L^2}{5EJ} = \frac{123{,}75(kN \times m) \times (5m)^2}{5 \times \ (25GPa = 25000000kN/m2\ ) \times \ J} = \frac{0{,}00002475\left(m^5\right)}{J\left(m^4\right)}$$

Empuxo devido à sobrecarga

$$f = \frac{p \times L^4}{8EJ} = \frac{M \times L^2}{4EJ} = \frac{20{,}625\ (kN \times m) \times (5m)^2}{4 \times (25GPa = 2500000kN/m2) \times J} = \frac{0{,}00000515625\left(m^5\right)}{J\left(m^4\right)}$$

J = (b=1m) x d(m)^3/12

$$f == \frac{0{,}00002475\left(\mathrm{m}^5\right)}{\mathrm{J}\left(m^4\right)} + \frac{0{,}00000515625\left(\mathrm{m}^5\right)}{\mathrm{J}\left(\mathrm{m}^4\right)} =$$

$$= \frac{0{,}00002475\left(\mathrm{m}^5\right)}{\mathrm{J}\left(m^4\right)} + \frac{0{,}00000515625\left(\mathrm{m}^5\right)}{\mathrm{J}\left(\mathrm{m}^4\right)} =$$

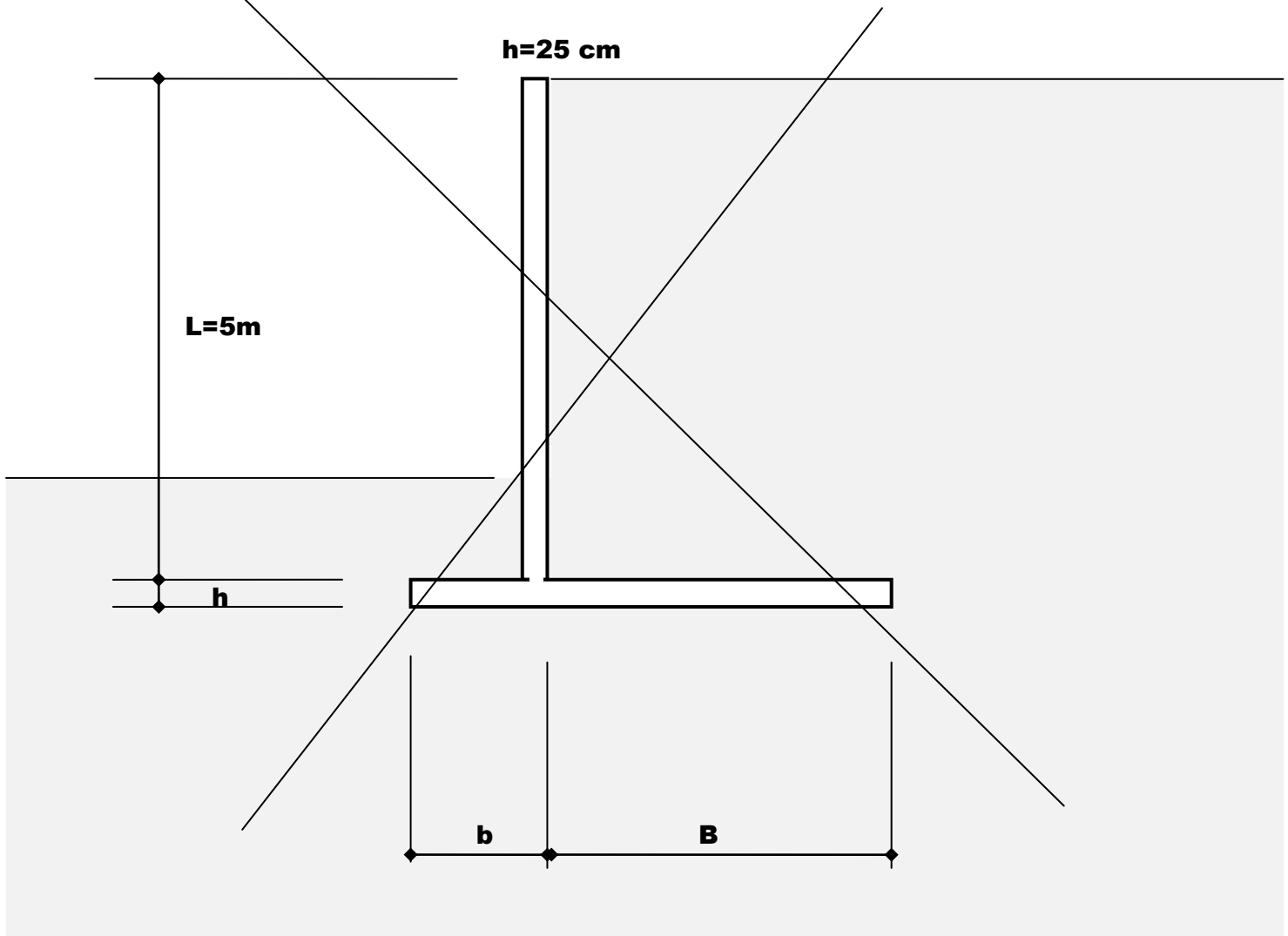
$$= \frac{0{,}00002990625(\mathrm{m}^5)}{\frac{(1{,}0m)\times d^3(m^3)}{12}} = \frac{0{,}000358875\left(\mathrm{m}^5\right)}{(1{,}0\mathrm{m})\times \mathrm{d}^3\left(m^3\right)} \leq \frac{L}{500} = \frac{5m}{500} = 0{,}01m$$

$$\mathrm{d}^3 \geq 0{,}0358875$$

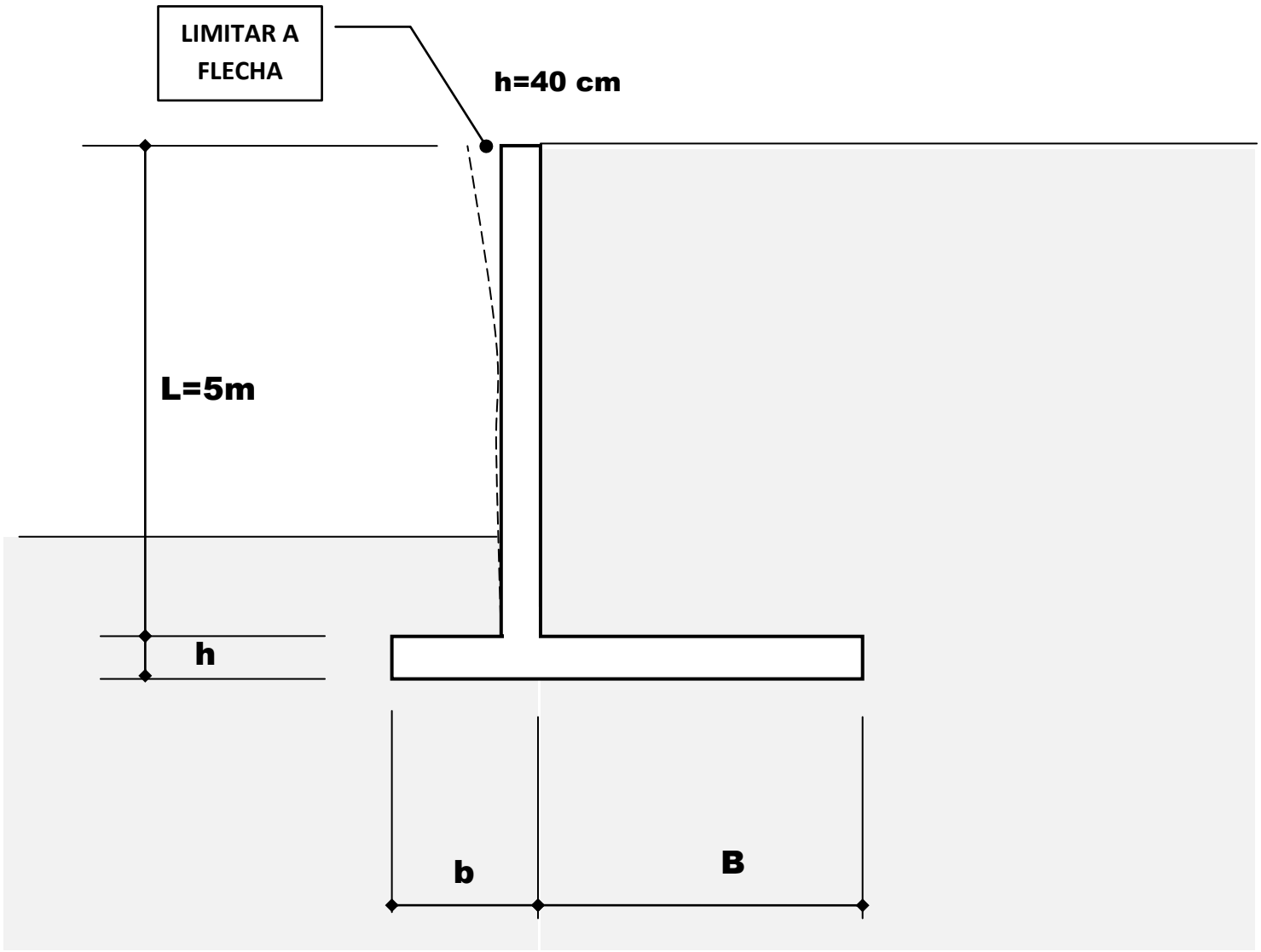
$$\mathrm{d} \geq 0{,}33\,\mathrm{m}$$

Usar $33\mathrm{cm} + 5\mathrm{cm}\ (\text{cobrimento}) =$ **38 cm**

h / L = 1/ 20 muro muito esbelto



h/L = 1/12,5



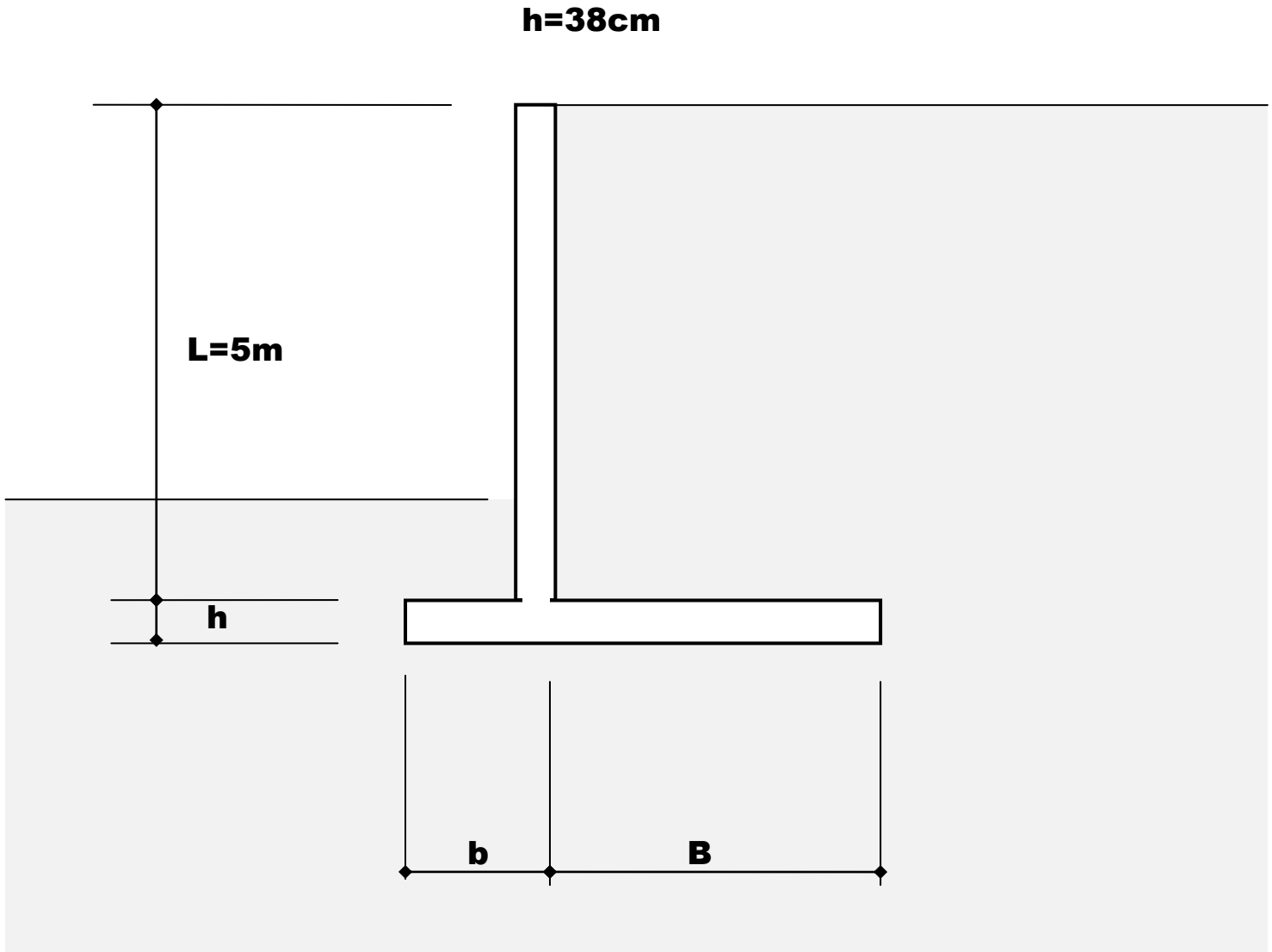
Calcular a armadura

$$kmd = \frac{Md}{b.\,d^2.fcd} = \frac{1{,}4 \times 144{,}375\ kN,m}{1{,}0m \times (0{,}35m)^2 \times \frac{(20MPa = 20000kN/m2)}{1{,}4}} \leq 0{,}1155$$

Logo Kz = 0,93

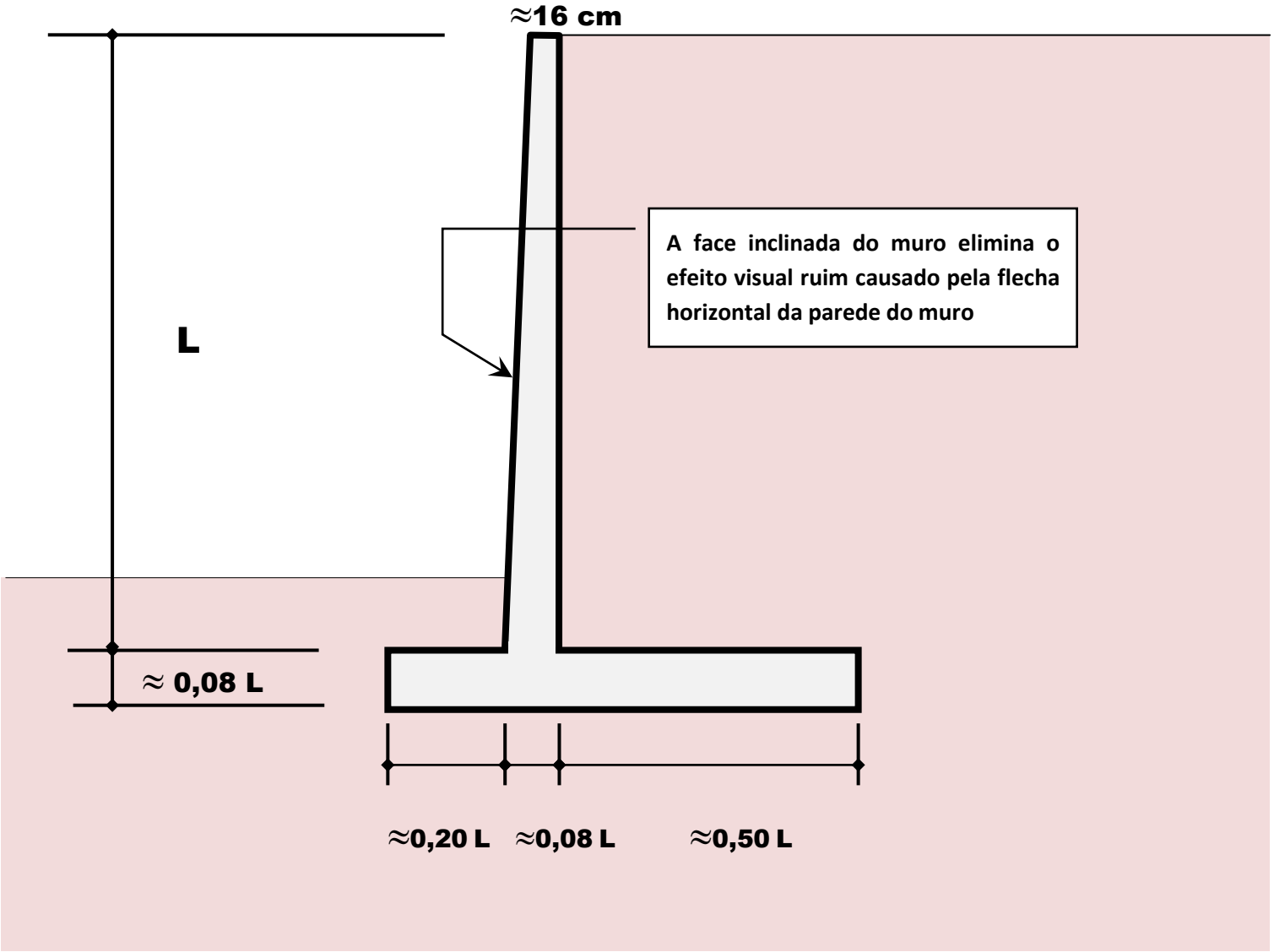
$$Aaço = \frac{Md}{kz.\,d.fyd} = \frac{1{,}4 \times 144{,}375\ kN,m}{0{,}93 \times (0{,}35m) \times \frac{(50kN/cm2)}{1{,}15}} = 14{,}28cm2 =$$

$$= \text{ferro}\ 16mm\ \text{cada}\ 14cm\ \text{usar}\ 12{,}5cm$$


h=38cm
L=5m
h
b
B

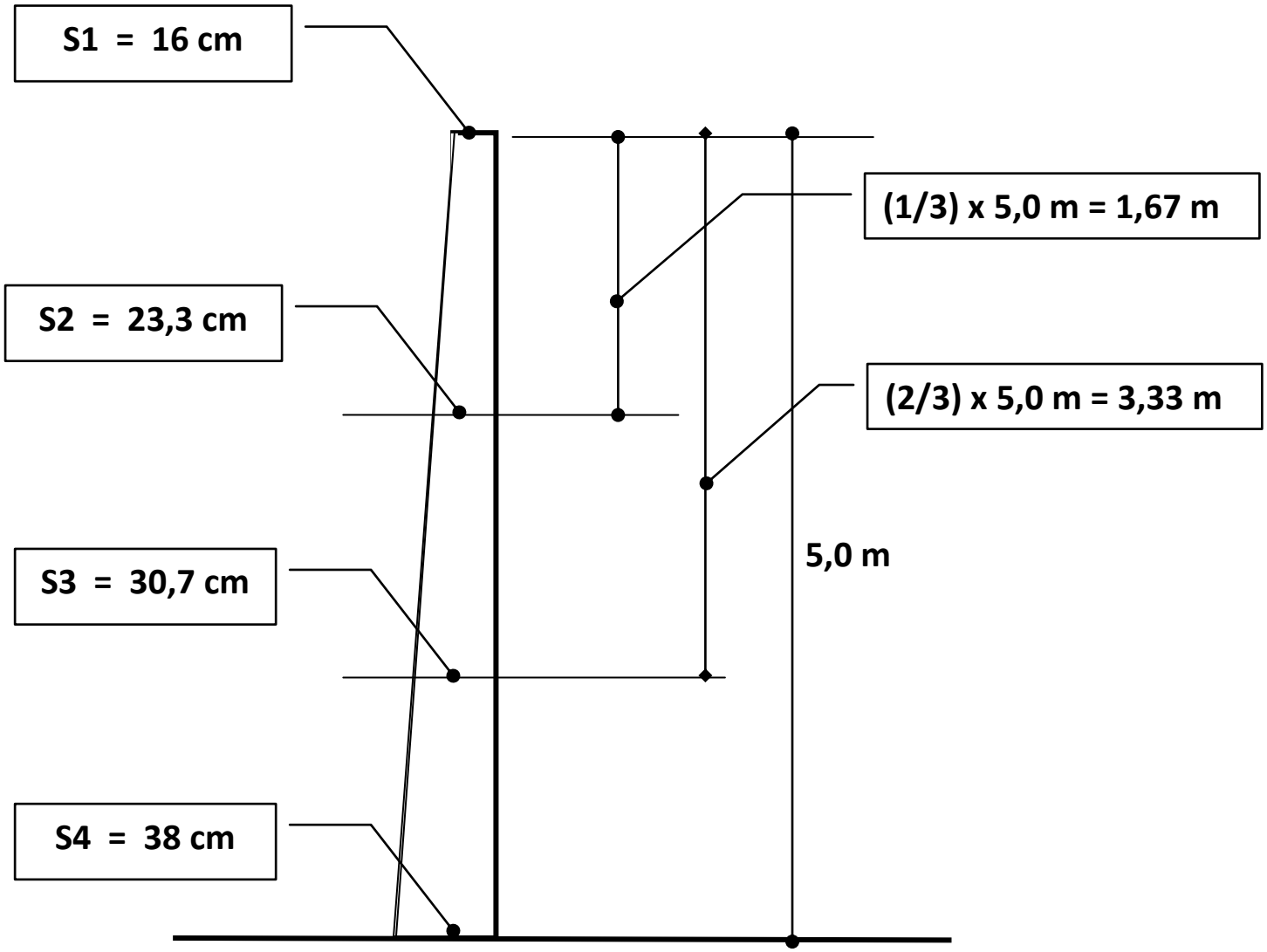
SUGESTÃO PARA UM PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO MURO

(CALCULAR E VERIFICAR DEPOIS)



Geometria da parede (SEM ESCALA)

Usar parede com espessura variável



SEÇÃO S1 L = zero ; h=16 cm

MOMENTO = ZERO

SEÇÃO S2 L = 1,67m ; h=23,3 cm

Terra = $M = ka \times Ysolo \times \frac{L^3}{6} = 0{,}33 \times 18 \left(\frac{kN}{m3}\right) \times \frac{(1{,}67m)^3}{6} = 4.61 \ kN.m$ por metro de largura

Sobrecarga = $M = ka \times q \times \frac{L^2}{2} = 0{,}33 \times 5 \left(\frac{kN}{m2}\right) \times \frac{(1{,}67\,m)^2}{2} = 2{,}30 \ kN.m$ por metro de largura

$$M = 4{,}61 + 2{,}30 = 6{,}91 \ kN.m$$

$$kmd = \frac{Md}{b.\,d^2.fcd} = \frac{1{,}4 \times 6{,}91 \ kN,m}{1{,}0m \times (0{,}233m - 0{,}05 = 0{,}183m)^2 \times \frac{(20MPa = 20000kN/m2)}{1{,}4}} = 0.020$$

$$Kz = 0{,}99$$

$$Aaço = \frac{Md}{kz.\,d.fyd} = \frac{1{,}4 \times 6{,}91 \ kN,m}{0{,}99 \times (0{,}183m) \times \frac{(50kN/cm2)}{1{,}15}} = 1{,}23cm2$$

ANEXO – TABELA DO PROF. ERNANI DIAZ

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SECAO RETANGULAR COM DIAGRAMA DE ACORD
D'/H=1.500 DH/H=***** GAMAC=1.150 TENSOES NORMA

	KMD	KX	KZ	T25	T50	T60	EC1	ES
***	0.000	0.000	1.000	217391.	434783.	521739.	0.00000	0.01000
	0.010	0.015	0.994	217391.	434783.	521739.	-0.00015	0.01000
	0.020	0.030	0.988	217391.	434783.	521739.	-0.00031	0.01000
	0.030	0.045	0.982	217391.	434783.	521739.	-0.00047	0.01000
	0.040	0.060	0.976	217391.	434783.	521739.	-0.00064	0.01000
	0.050	0.076	0.970	217391.	434783.	521739.	-0.00082	0.01000
	0.060	0.092	0.963	217391.	434783.	521739.	-0.00101	0.01000
	0.070	0.108	0.957	217391.	434783.	521739.	-0.00121	0.01000
	0.080	0.124	0.950	217391.	434783.	521739.	-0.00141	0.01000
	0.090	0.140	0.944	217391.	434783.	521739.	-0.00163	0.01000
	0.100	0.157	0.937	217391.	434783.	521739.	-0.00186	0.01000
	0.110	0.174	0.930	217391.	434783.	521739.	-0.00210	0.01000
	0.120	0.191	0.924	217391.	434783.	521739.	-0.00236	0.01000
	0.130	0.209	0.917	217391.	434783.	521739.	-0.00264	0.01000
	0.140	0.226	0.909	217391.	434783.	521739.	-0.00293	0.01000
	0.150	0.245	0.902	217391.	434783.	521739.	-0.00324	0.01000
***	0.158	0.259	0.896	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.01000
	0.160	0.263	0.895	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00981
	0.170	0.282	0.887	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00892
	0.180	0.301	0.880	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00813
	0.190	0.321	0.872	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00742
	0.200	0.340	0.864	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00678
	0.210	0.361	0.856	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00620
	0.220	0.382	0.847	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00567
	0.230	0.403	0.839	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00518
	0.240	0.425	0.830	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00473
***	0.246	0.438	0.825	217391.	434783.	521739.	-0.00350	0.00448
	0.250	0.446	0.821	217391.	434783.	519186.	-0.00350	0.00431
***	0.250 CA50	0.452	0.815	217391.	434783.	515225.	-0.00350	0.00407
	0.260	0.471	0.812	217391.	432990.	512734.	-0.00350	0.00393
	0.270	0.495	0.802	217391.	427995.	505617.	-0.00350	0.00357
	0.280	0.520	0.792	217391.	422514.	497528.	-0.00350	0.00323
	0.290	0.546	0.782	217391.	416347.	487940.	-0.00350	0.00292
	0.300	0.572	0.771	217391.	409146.	475008.	-0.00350	0.00262
	0.310	0.600	0.760	217391.	400245.	458643.	-0.00350	0.00234
	0.320	0.629	0.749	217391.	388142.	429275.	-0.00350	0.00207
	0.330	0.659	0.736	217391.	368548.	380289.	-0.00350	0.00181
	0.340	0.691	0.724	217391.	328599.	328692.	-0.00350	0.00157
	0.350	0.725	0.710	217391.	278930.	278930.	-0.00350	0.00133
	0.360	0.761	0.696	217391.	230639.	230639.	-0.00350	0.00110
***	0.362 CA25	0.771	0.691	217391.	217391.	217391.	-0.00350	0.00104
	0.370	0.800	0.680	183373.	183373.	183373.	-0.00350	0.00087
	0.380	0.843	0.663	136616.	136616.	136616.	-0.00350	0.00065
	0.390	0.891	0.645	89643.	89643.	89643.	-0.00350	0.00043
	0.400	0.947	0.621	41264.	41264.	41264.	-0.00350	0.00020
***	0.400	1.000	0.600	0.	0.	0.	-0.00350	0.00000

SEÇÃO S3

L = 3,33 m ; h=30,7cm

Terra = $M = ka \times Ysolo \times \frac{L^3}{6} = 0{,}33 \times 18 \left(\frac{kN}{m3}\right) \times \frac{(3{,}33m)^3}{6} = 36.557$ kN.m por metro de largura

Sobrecarga = $M = ka \times q \times \frac{L^2}{2} = 0{,}33 \times 5 \left(\frac{kN}{m2}\right) \times \frac{(3{,}33\,m)^2}{2} = 9.148$ kN.m por metro de largura

M = 36,557 + 9,148 = 45.705 kN.m

$$kmd = \frac{Md}{b.\,d^2.fcd} = \frac{1{,}4 \times 45{,}705\ kN,m}{1{,}0m \times (0{,}307m - 0{,}05 = 0{,}257m)^2 \times \frac{(20MPa = 20000kN/m2)}{1{,}4}} = 0.068$$

Kz =0,944

$$Aaço = \frac{Md}{kz.\,d.fyd} = \frac{1{,}4 \times 45{,}705\,kN,m}{0{,}944 \times (0{,}257m) \times \frac{(50kN/cm2)}{1{,}15}} = 6{,}07cm2$$

SEÇÃO S4 L = 5,00 m ; h=38cm

Terra = $M = ka \times Ysolo \times \frac{L^3}{6} = 0{,}33 \times 18 \left(\frac{kN}{m3}\right) \times \frac{(5m)^3}{6} = 123{,}750\ kN.m$ por metro de largura

Sobrecarga = $M = ka \times q \times \frac{L^2}{2} = 0{,}33 \times 5 \left(\frac{kN}{m2}\right) \times \frac{(5m)^2}{2} = 20{,}625$ kN.m por metro de largura

M= 123,75 + 20,265 = 144.375 kN.m

$$kmd = \frac{Md}{b.d^2.fcd} = \frac{1{,}4 \times 144{,}375\ kN,m}{1{,}0m \times (0{,}38m - 0{,}05)^2 \times \frac{(20MPa = 20000kN/m2)}{1{,}4}} \leq 0.123$$

Logo Kz = 0,924

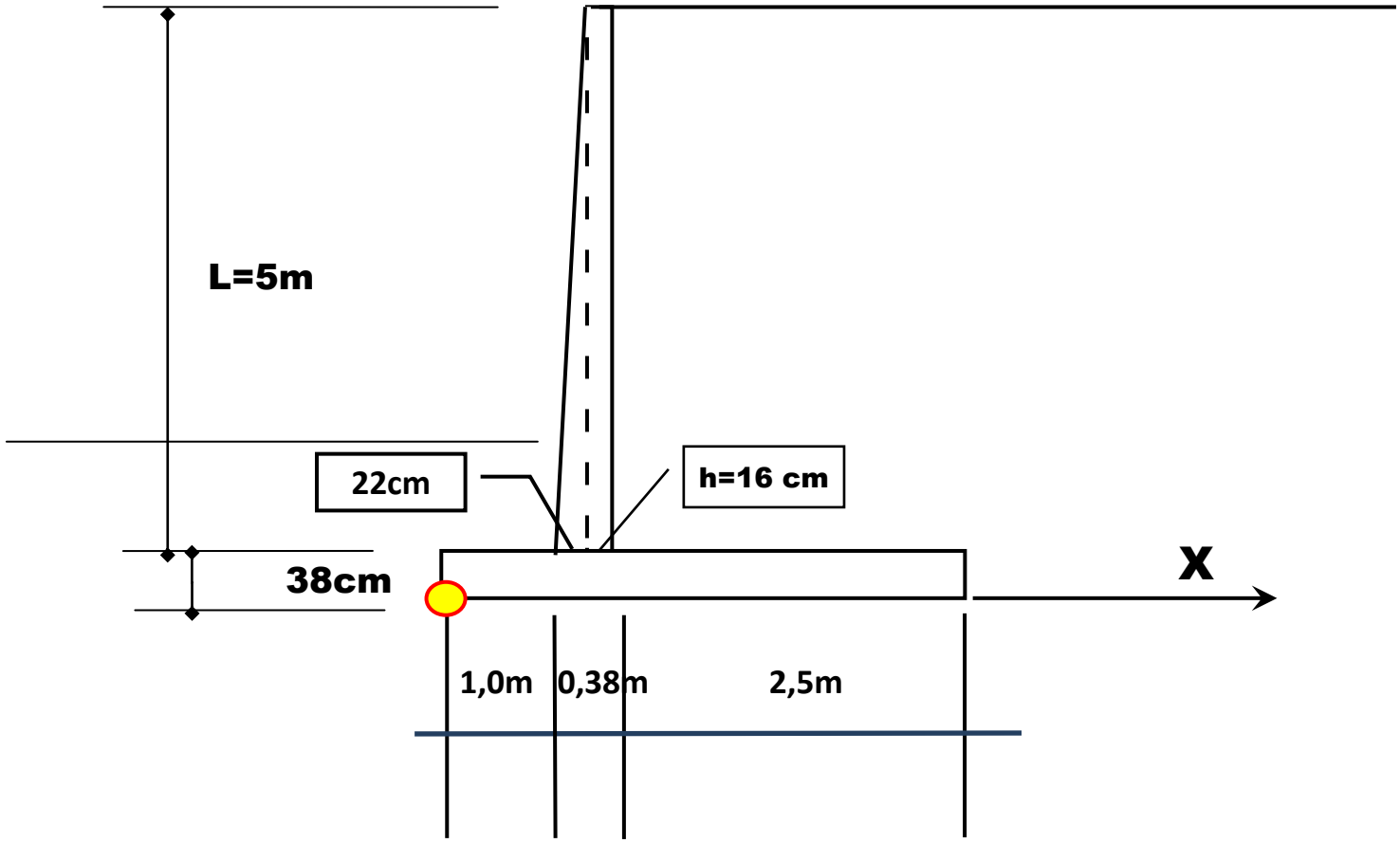
$$Aaço = \frac{Md}{kz.d.fyd} = \frac{1{,}4 \times 144{,}375\ kN,m}{0{,}924 \times (0{,}38m - 0{,}05m = 0{,}33m) \times \frac{(50kN/cm2)}{1{,}15}} = 15.24\ cm2 =$$

= ferro16mm cada10cm

$$\text{Porcentagem de armadura} = \mu = \frac{15{,}24cm2}{38cm \times 100cm} = 0{,}40\ \% < 0{,}50\%\ \ OK$$

- **A PORCENTAGEM DE ARMADURA DEVE SER MENOR QUE 0,5 % PARA QUE OS FERROS DODRADOS NO NÓ DO MURO SEJAM EFICIENTES - VER FIGURAS NA PÁGINAS 35 E 36 . SE A TAXA DE ARMADURA NECESSÁRIA FOR MAIOR QUE O,5 % , AUMENTAR A ESPESSIRA DA PAREDE E DA LAJE**

Tensões na base do muro



B total = 3,88 m

Peso de terra

P = 2,5 m x 5m x 18 kN/m3 = 225 kN /m

x = (1,0 + 0,38m + 1,25m) = 2,63m = Distância ao ponto **O**

Sobrecarga no terreno =

P = 1m x 2,5m x 5 kN/m2 = 12,5 kN /m

X = (1,0 + 0,38m + 1,25m) = 2,63m = Distância ao ponto **O**

Peso da laje =

P =1,0m x (1,0m + 0,38m + 2,5m) x 0,38 x 25 kN/m3 =36.86 kN

x= 3.88m / 2 = 1,94m = Distância ao ponto **O**

Peso da parede =

P1= 1,0m x 0,16m x 5m x 25 kN/m3= 20 kN

X = 1,0 + 0,22 + 0,16 /2 = 1,3 m = Distância ao ponto **O**

P2= 1,0m x (0,22m x 5m)/2 x 25 kN/m3 = 13,75 kN

X= 1,0m + (2/3) x 0,22m = 1,147 m = Distância ao ponto **O**

CARGA VERTICAL TOTAL = 225 + 12,5 + 36,86 + 20 + 13,75 = 308.11 kN

Momento estabilizante em relação ao ponto O :

Terra : 225 kN x 2,63 m = 591.75 kN.m

Sobrecarga no terreno = 12,5 kN.m x 2,63m = 32.88 kN.m

Laje : 36,86 kN x 1,94 m = 71.50 kN.m

Parede : 20 kN x 1,3m + 13,75 kN x 1,147 m = 26 + 15.75 = 41, 75 kN.m

M estabilizante = 591,75 + 32,88 + 71,50 + 41,75 = **737.88 kN.m**

MOMENTO DE TOMBAMENTO EM RELAÇÃO AO PONTO O :

Efeito da Terra :

Momento de tombamento : H x Y = 74,25 kN x (5,0m /3 +0.38m)= 151.96 kN.m

Efeito da sobrecarga :

Momento de tombamento : H x Y = 8,25 kN x (5m / 2 + 0,38)= 23.76 kN.m

Momento total de tombamento = 151,96 + 23,76 = 175,72 kN.m

H total = 74,25 + 8,25 = 82,5 kN

Segurança ao tombamento :

Com sobrecarga no aterro :

Coef. Segurança tombamento = M estabilizante / M tombamento = **737.88** kN.m / 175,72 kN.m

= 4.2 > 2,0 OK

Sem sobrecarga no aterro : 32.88 Coef. Segurança tombamento = M estabilizante / M tombamento = 705 kN.m / 151,96 kN.m = 4,6 > 2,0

Segurança ao escorregamento : ϕ = ângulo de atrito = 30 graus

Coef. Seg. = N total x [tanϕ] / H total = 308.11 kN x [tan 30 graus] / 82,5 kN

=308,11 x [0.57735] kN / 82,5 kN = 177.88 kN / 82,5 kN = **2,1 > 1,50 OK**

Tensão na base :

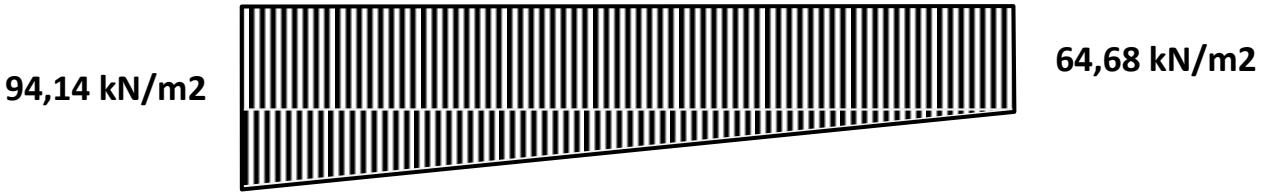
Excentricidade da carga vertical = M / P = (**737.88** kN.m –175,72kN.m) / 308.11 kN = 1,82 m

Excentricidade em relação ao centro da base = 3,88m / 2 – 1,82 m = 0,12m

Tensão na base : M centro da base = 308,11x0,12 = 36,97kN.m

Tensão = [308,11 kN/(1m x 3,88m)=79.41 kN/m^2] (+/-) [36,97 kN.m / (1m x (3.88m)^2/6)]=

= 79.41 (+/-) 14,73 = **94.14 kN/m2 ≈ 0,1 MPa** OK & 64.68 kN/m2



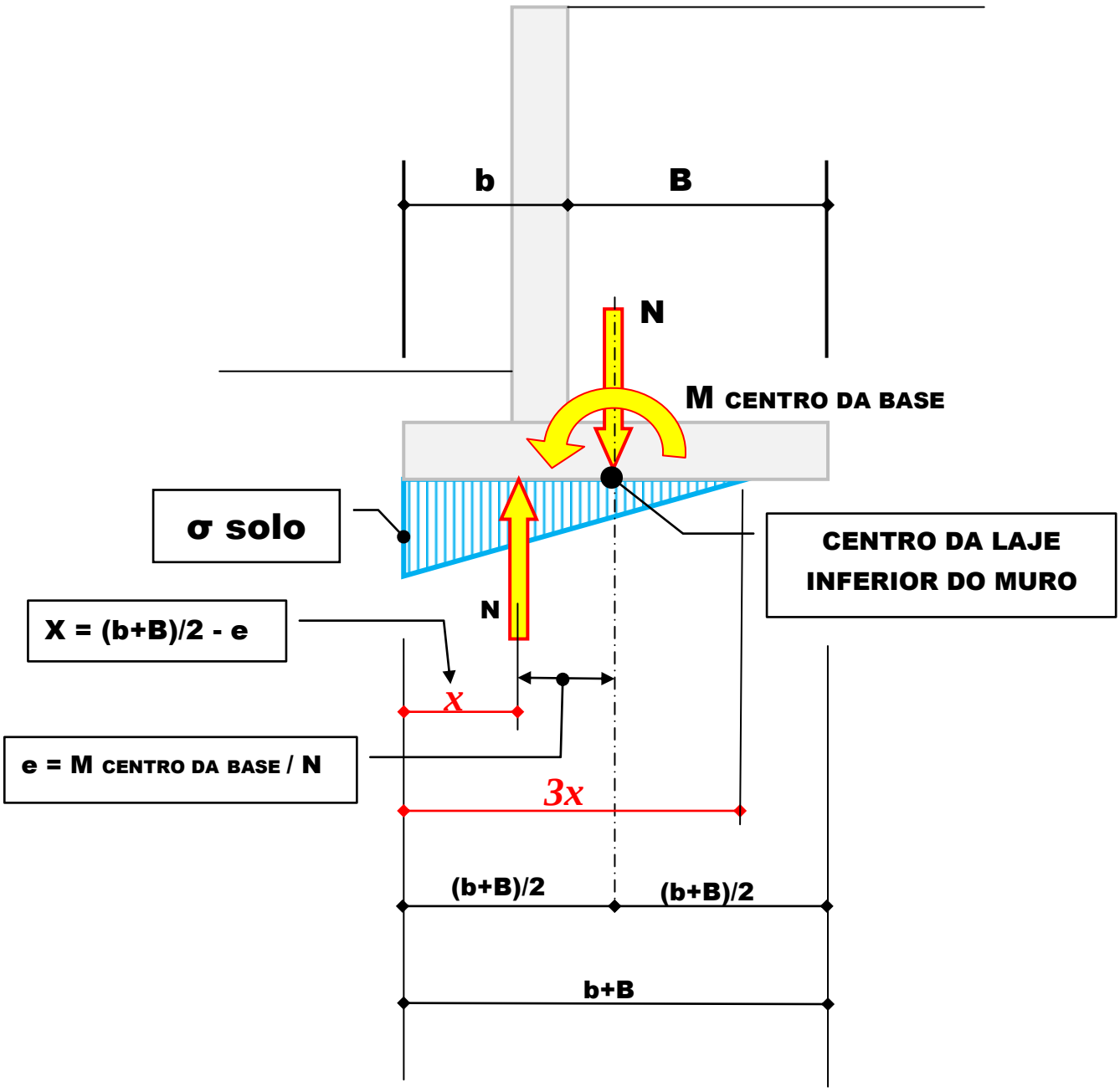
CASO PARTICULAR

1 - Pode acontecer que a excentricidade "e" da carga caia fora do núcleo central da base do muro de arrimo. Para que isso ocorra : e > (b+B) / 6

2 - Nesse caso surgiria uma tensão de tração entre a laje inferior e o solo, o que não é possível.

3 - Usar, então, esse modo de calcular a tensão no solo :

$$\frac{\sigma solo \times (3x) \times 1m}{2} = N \quad ; \quad \sigma solo = \left(\frac{2}{3}\right) \times \left(\frac{N}{x \times 1m}\right)$$



RESUMO: Estabilidade de Muros de Arrimo

Profa Denise M S Gerscovich

ver link: http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf

Faculdade de Engenharia
Departamento de Estruturas e Fundações

http://www.eng.uerj.br/~denise/

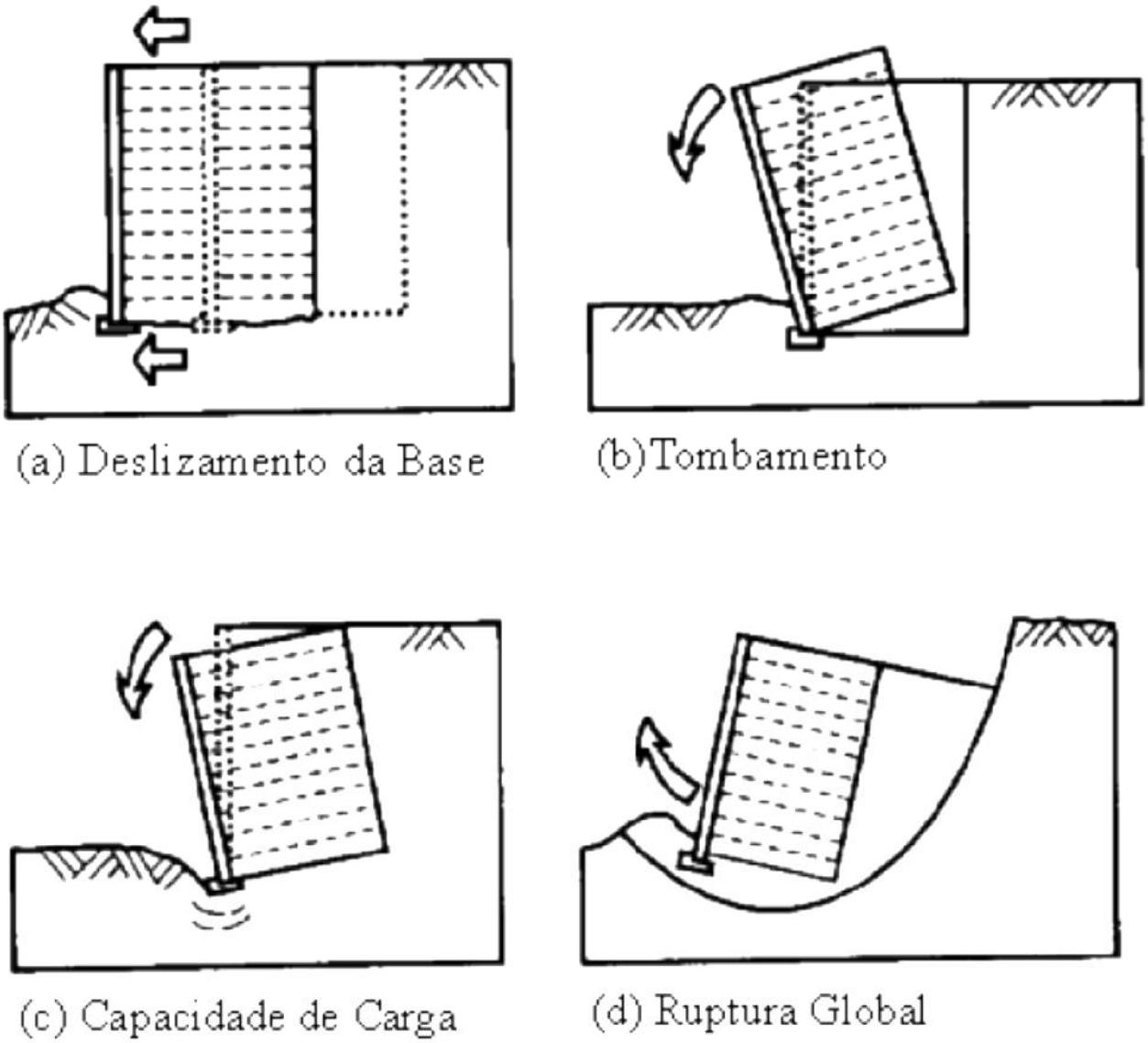


figura 18

Tensões limites

- A verificação (c) = "Capacidade de carga" pode ser feita pela tabela da NBR6122

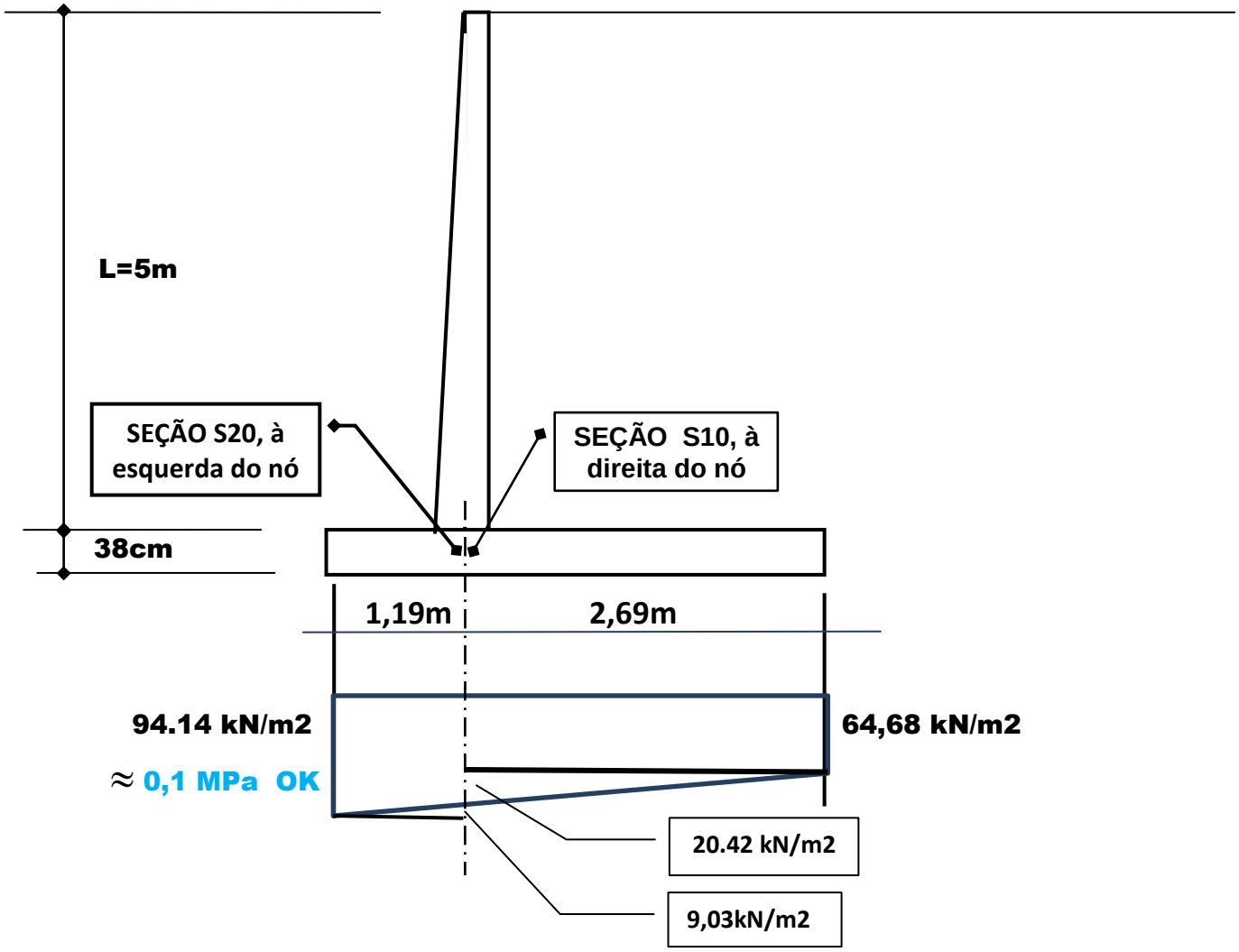
NBR 6122		
Classe	**Descrição**	**Valores (MPa)**
1	**Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição**	**3,0**
2	**Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas**	**1,5**
3	**Rochas alteradas ou em decomposição**	**ver nota c)**
4	**Solos granulares concrecionados – conglomerados**	**1,0**
5	**Solos pedregulhosos compactos a muito compactos**	**0,6**
6	**Solos pedregulhosos fofos**	**0,3**
7	**Areias muito compactas**	**0,5**
8	**Areias compactas**	**0,4**
9	**Areias medianamente compactas**	**0,2**
10	**Argilas duras**	**0,3**
11	**Argilas rijas**	**0,2**
12	**Argilas médias**	**0,1**
13	**Siltes duros (muitos compactos)**	**0,3**
14	**Siltes rijos (compactos)**	**0,2**
15	**Siltes médios (medianamente compactos)**	**0,1**

- A verificação (d)= "Ruptura Global" pode ser feita usando métodos de cálculo de equilíbrio limite, normalmente empregados para avaliação da estabilidade de taludes. como os métodos de Fellenius, ou de Bishop, ou de Janbu ou de Morgenstern–Price e de outros

- Ver http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf página 31 e seguintes

VERIFICAÇÃO NO CENTRO DA PAREDE

Momento fletor NO CENTRO DO NÓ:



Seção S10 Momento fletor :

1 - Peso da terra = 5m x 18 kN/m2 = 90 kN/m2

2 - Sobrecarga no terreno = 5 kN/m2

Total = 90 + 5 = 85 kN/m2

M = 95 x (2,5) (1,25+0,19) = **342** kN.m /m

3 - Peso da laje do fundo

M = (0,38m x 25 kN/m3) x $(2,69m)^2$ /2 = **34.37** kN.m /m

3 - Reação do solo :

M1 = - 64,68 x ($2,69m^2$) / 2 = **234.01** kN.m/m

M2 = 20,42 x $(2,69m)^2$ /6 = **24.62** kN.m/m

S10 M total = 342 + 34,37 – 234,01 - 24,62 = 117.74 kN.m

Armadura =

$$Aaço = \frac{Md}{kz.\ d.fyd} = \frac{1,4 \times 117,74\,kN,m}{(\approx 0,90) \times (0,38m - 0,05m = 0,33m) \times \frac{(50kN/cm2)}{1,15}} = 12.8\ cm2 =$$

= ferro 16mm

Seção S20

Peso da laje

M=(0,38m x 25 kN/m3) x (1,19 m)^2/2 = **6.73** kN.m /m

Reação do solo

M1 = (94,14 kN/m2) x (1,19 m)^2/2 = **66.66** kN.m / m

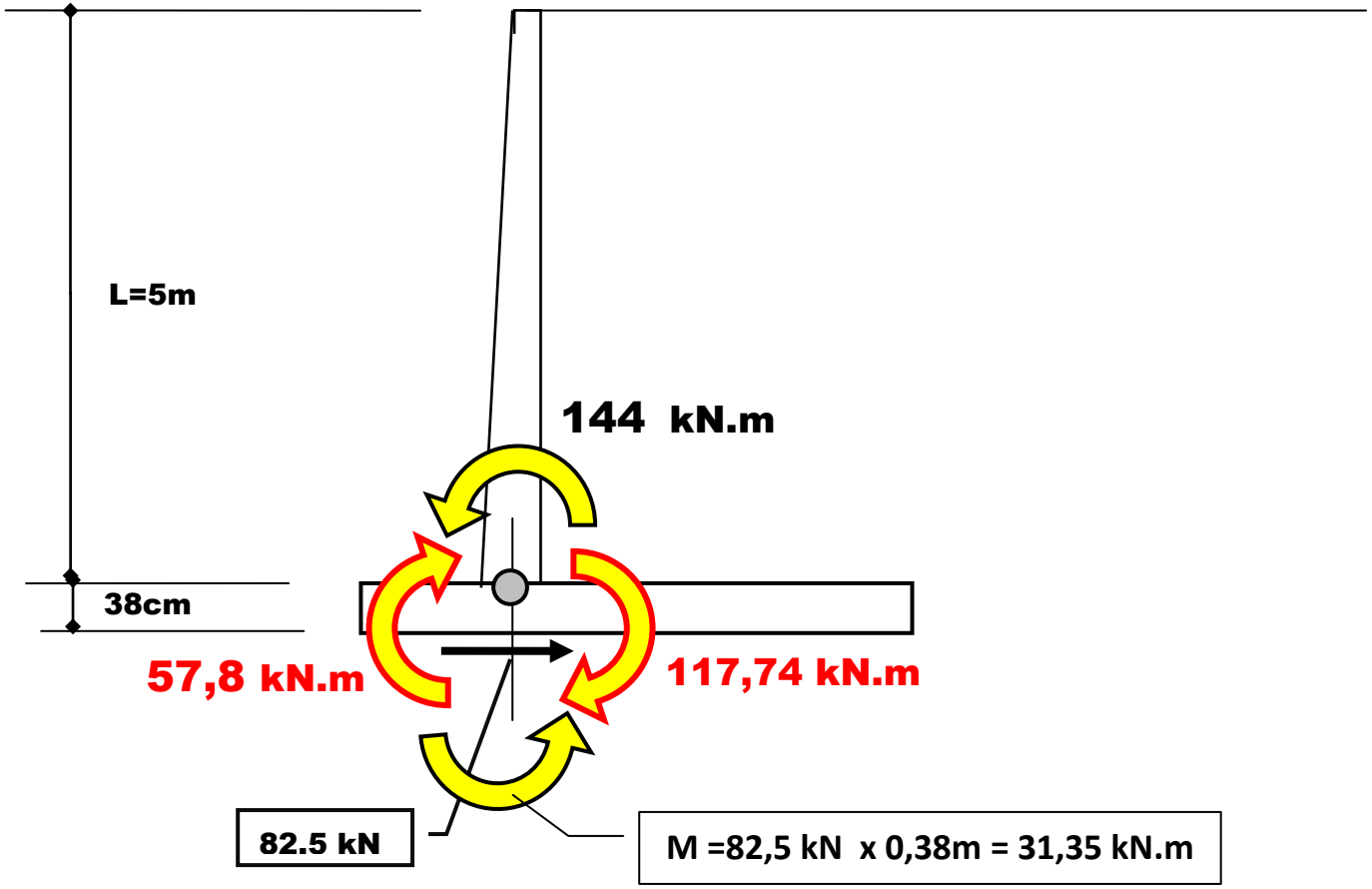
M2 = - (9,03 kN/m2) x (1,19 m)^2/6 = **- 2.13** kN.m / m

S20 M total = 66,66 - 6,73 - 2,13 = 57.8 kN.m

$$\text{Aaço} = \frac{\text{Md}}{\text{kz. d.fyd}} = \frac{1{,}4 \times 58{,}14\ \text{kN, m}}{(\approx 0{,}92) \times (0{,}38\text{m} - 0{,}05\text{m} = 0{,}33\text{m}) \times \frac{(50\text{kN/cm2})}{1{,}15}} = 6{,}2\ \text{cm2} =$$

= ferro 16mm cada 33cm

Verificação do equilÍbrio do nó

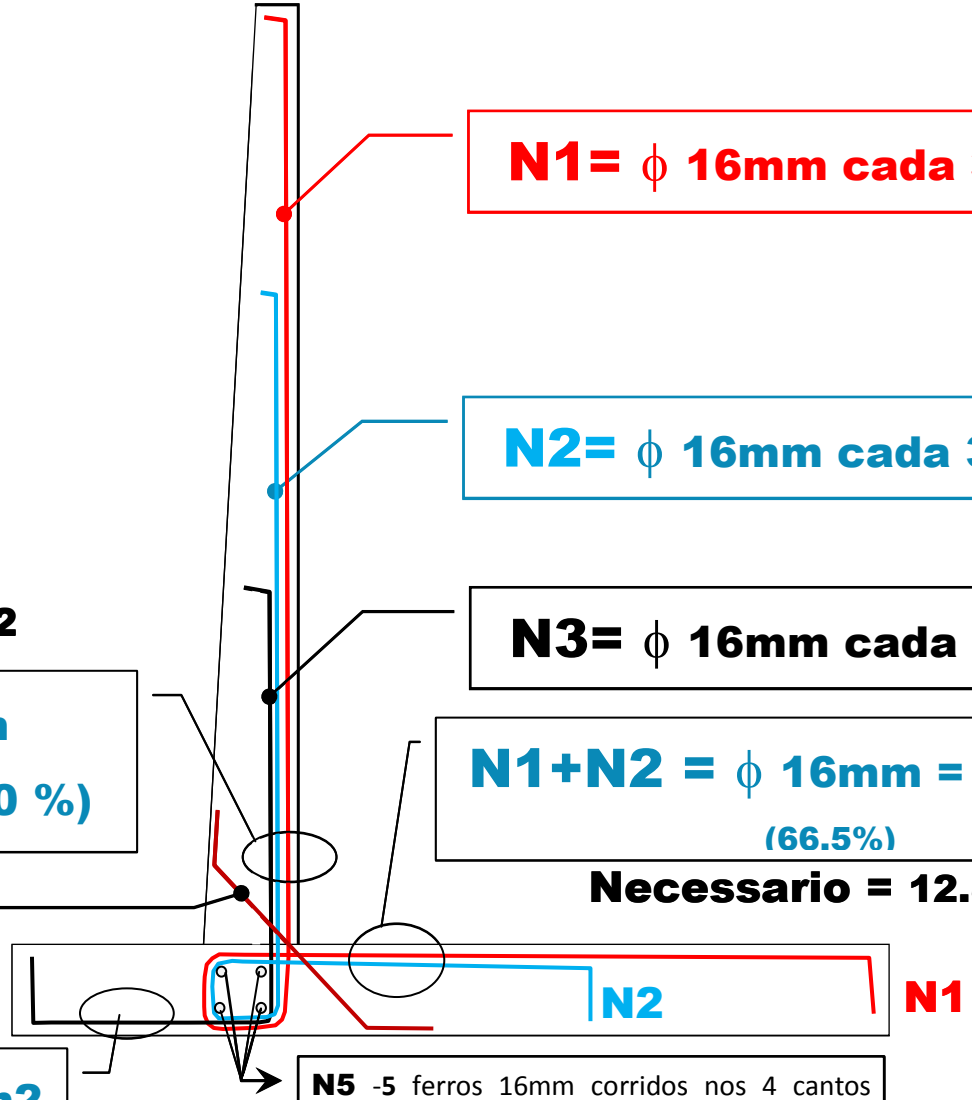


= 144 + 31,35 = 175,35 kN.m

= 57,8 + 117,74 =175,54 kN.m

EQUILÍBRIO VERIFICADO

ARMADURA PRINCIPAL (CORTE)



N1= ϕ 16mm cada 30 cm

N2= ϕ 16mm cada 30 cm

N3= ϕ 16mm cada 30 cm

Necessario = 15,4 cm2

N1 +N2 +N3 = ϕ 16mm
cada 10cm = 20cm2 (100 %)

N1+N2 = ϕ 16mm = 13,3 cm2
(66.5%)

Necessario = 12.8 cm2

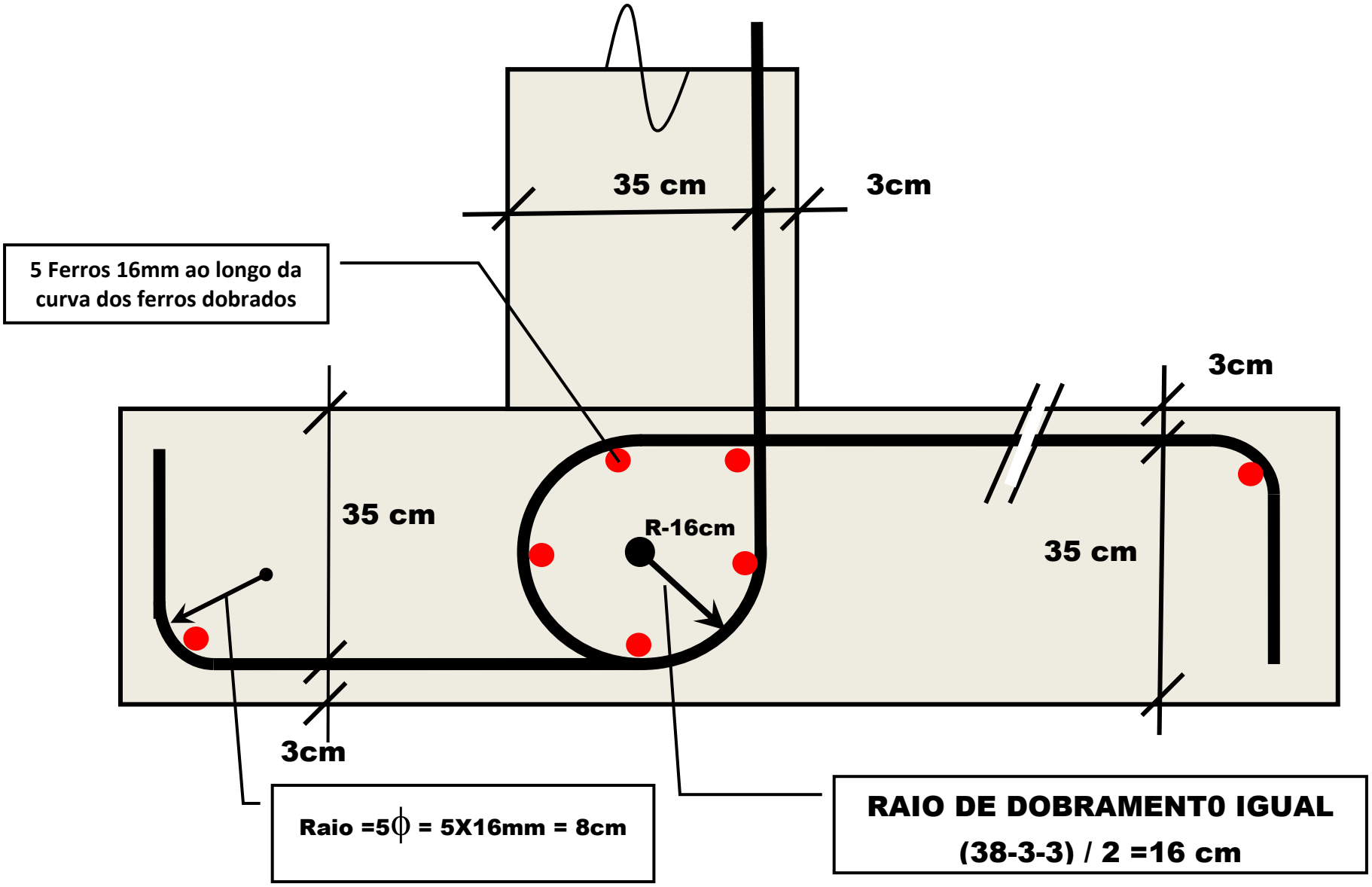
N4 = 50% (N1+N2+N3) =
= 50% x (20,0 cm2) =10,0cm2 =
ferro 12.5mm cada 10cm = **12,3cm2 / metro**

N3 = ϕ 16mm cada 30cm = 6,7cm2
(33,5%)

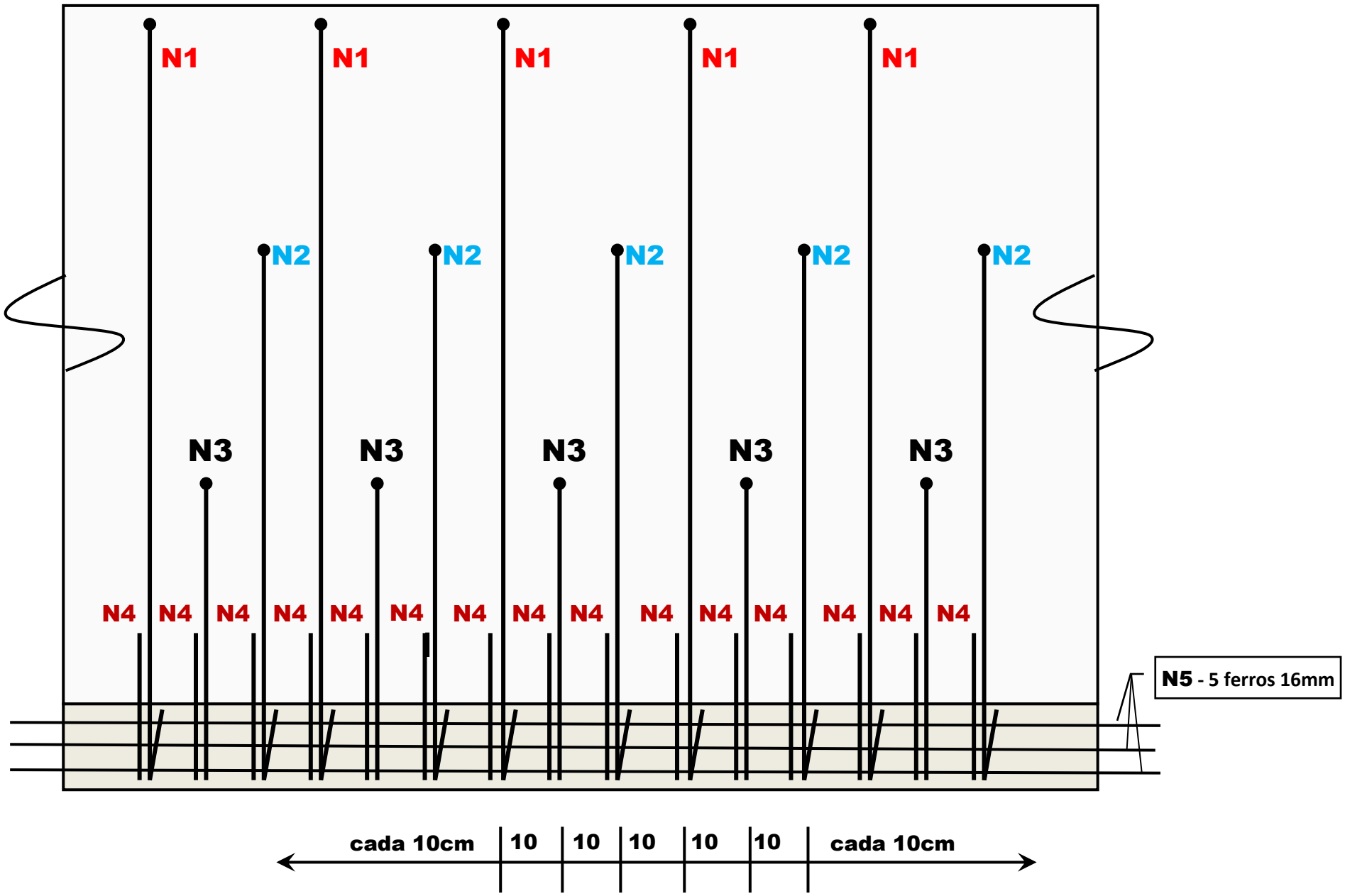
Necessário = 6,2 cm2

N5 -5 ferros 16mm corridos nos 4 cantos pois, segundo ensaios de Lidia Shehata, COPPE/UFRJ isso aumenta a eficiência da armadura = VER DETALHE ADUANTE

DOBRAMENTO DOS FERROS NOS NÓS



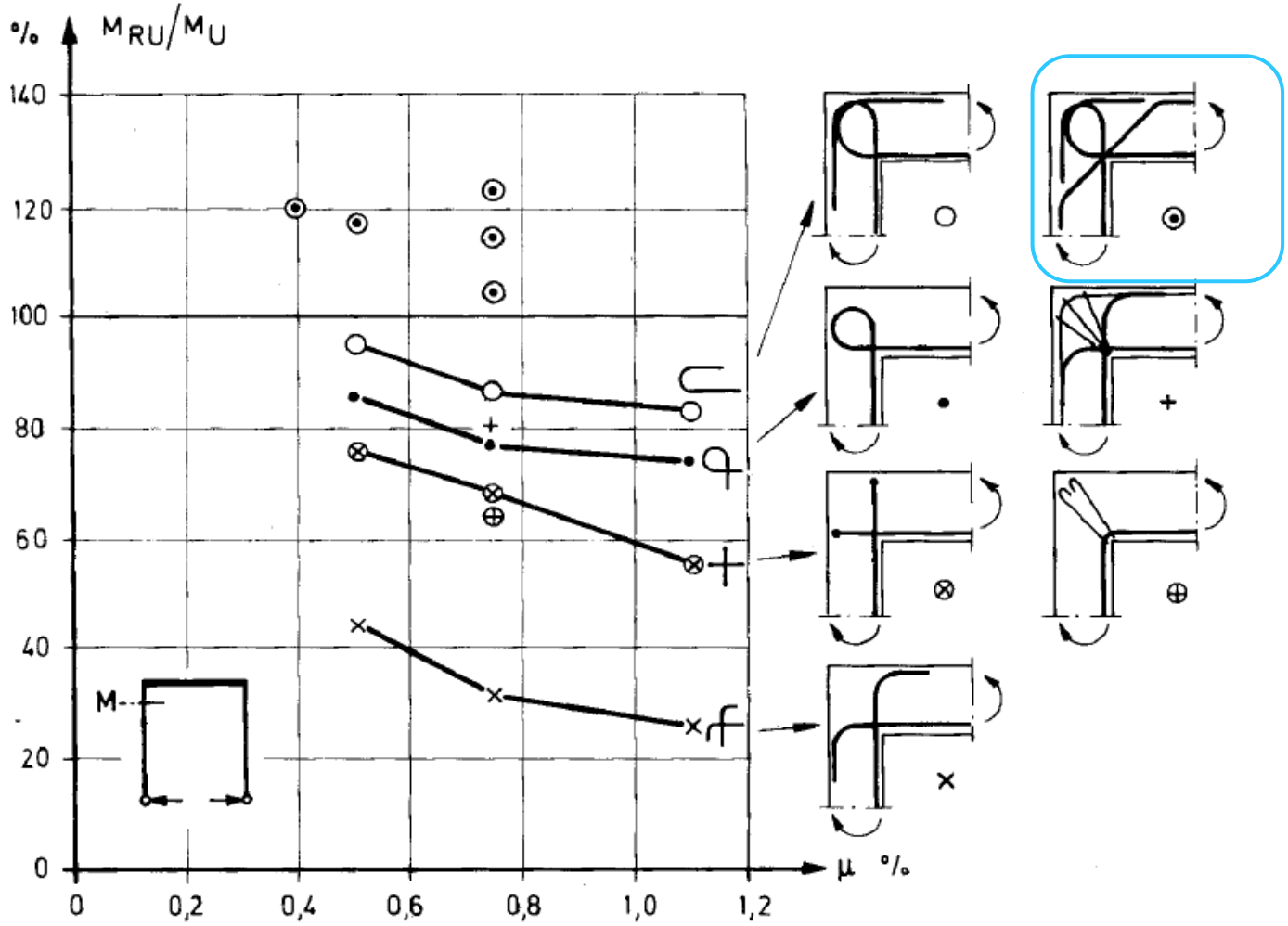
ARMADURA PRINCIPAL (VISTA LATERAL)



ANEXO 01

NILSSON, Ingvar H. E. *Reinforced Concrete Corners and Joints subjected to Bending Moment*, Stockholm, Synopses and summaries from National Swedish Building Research, Bulletin B9, 1973.

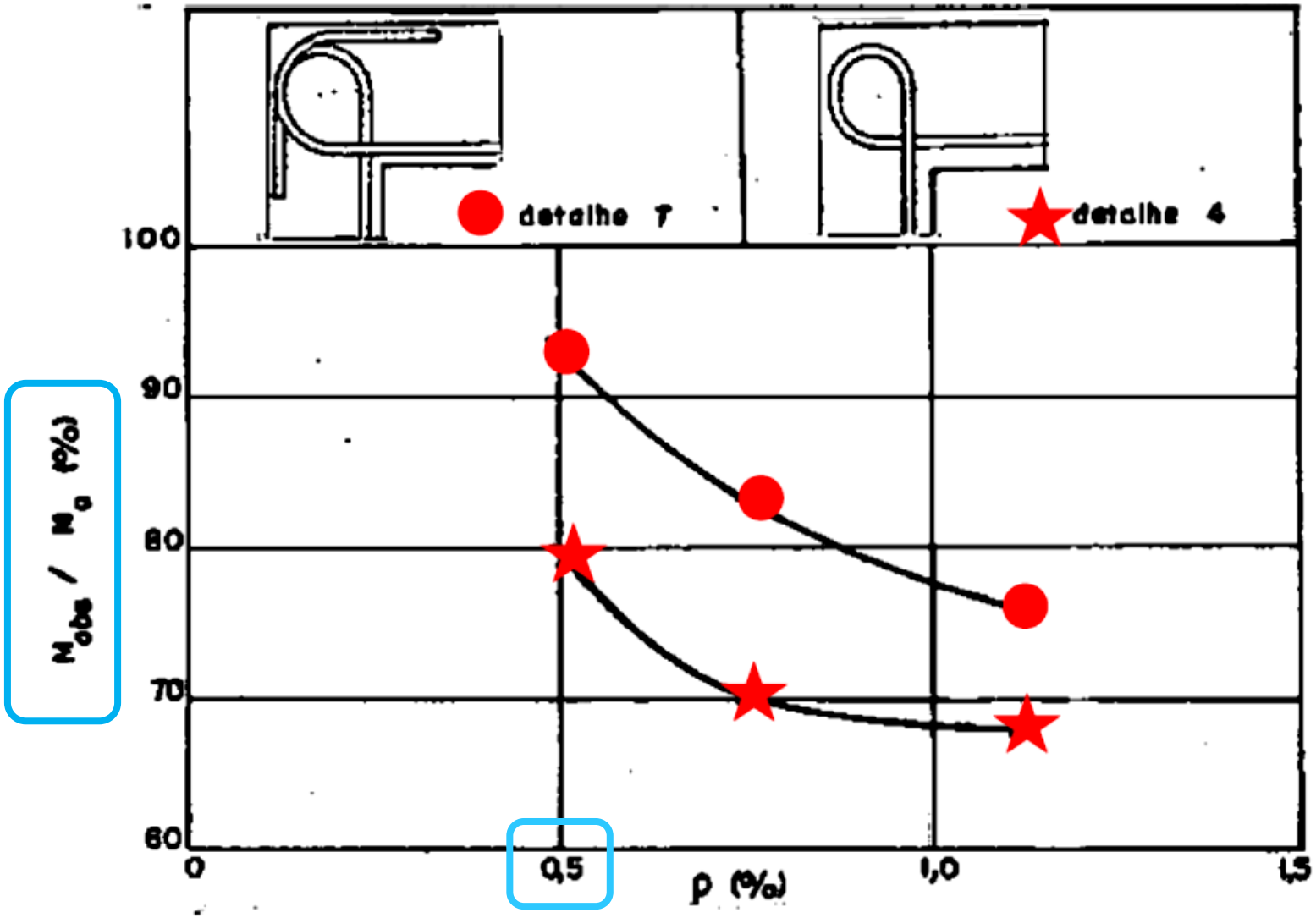
EFICIÊNCIA = MOMENTO REAL DE RUPTURA / MOMENYO TEÓRICO DE RUPTURA (%)



ANEXO 02 http://www.pec.coppe.ufrj.br/lidia-da-conceicao-domingues=pt-br

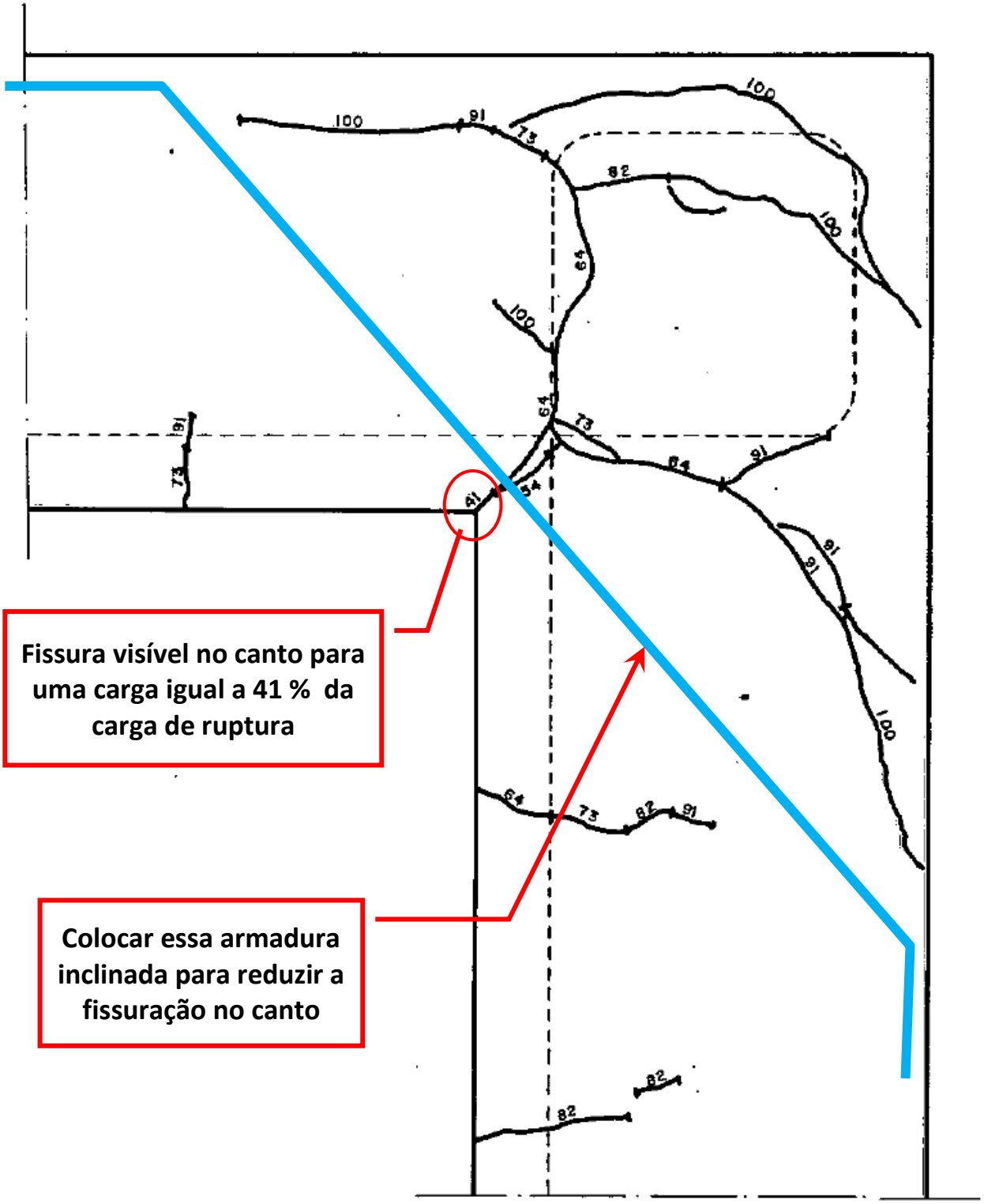
" VERIFICAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE ARMADURAS DE CANTOS "
LIDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA - COPPE -UFRJ 1974

EFICIÊNCIA = MOMENTO REAL DE RUPTURA / MOMENTO TEÓRICO DE RUPTURA (%)



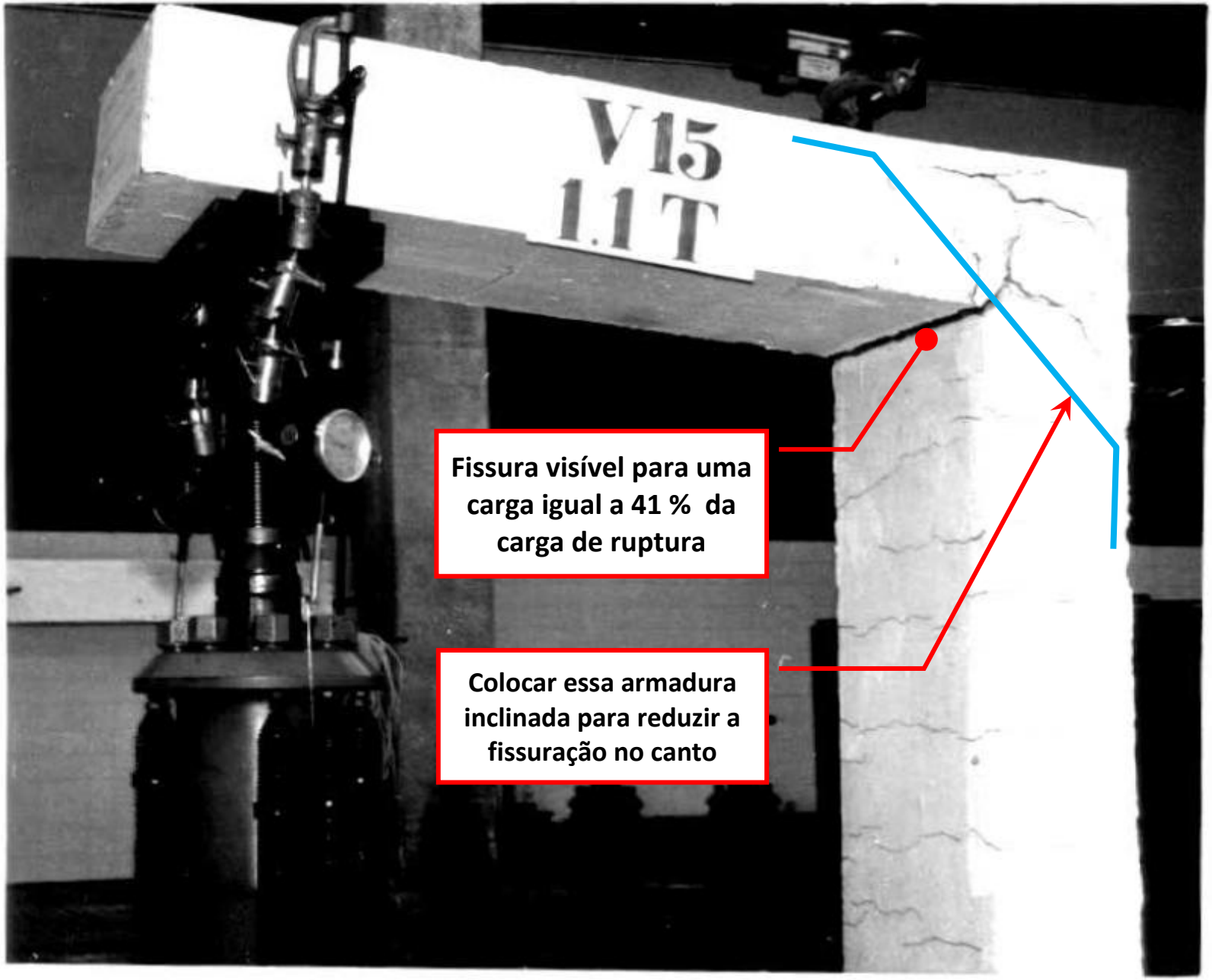
LIDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA - COPPE -UFRJ 1974

Modelo V15



CONCRETO fcm = 27 MPa
CARGA DE RUPTURA MEDIDA = 11,0 kN
CARGA DE RUPTURA TEÓRICA = 18,3 kN
EFICIÊNCIA = 11,0kN /18.3kN = 60%

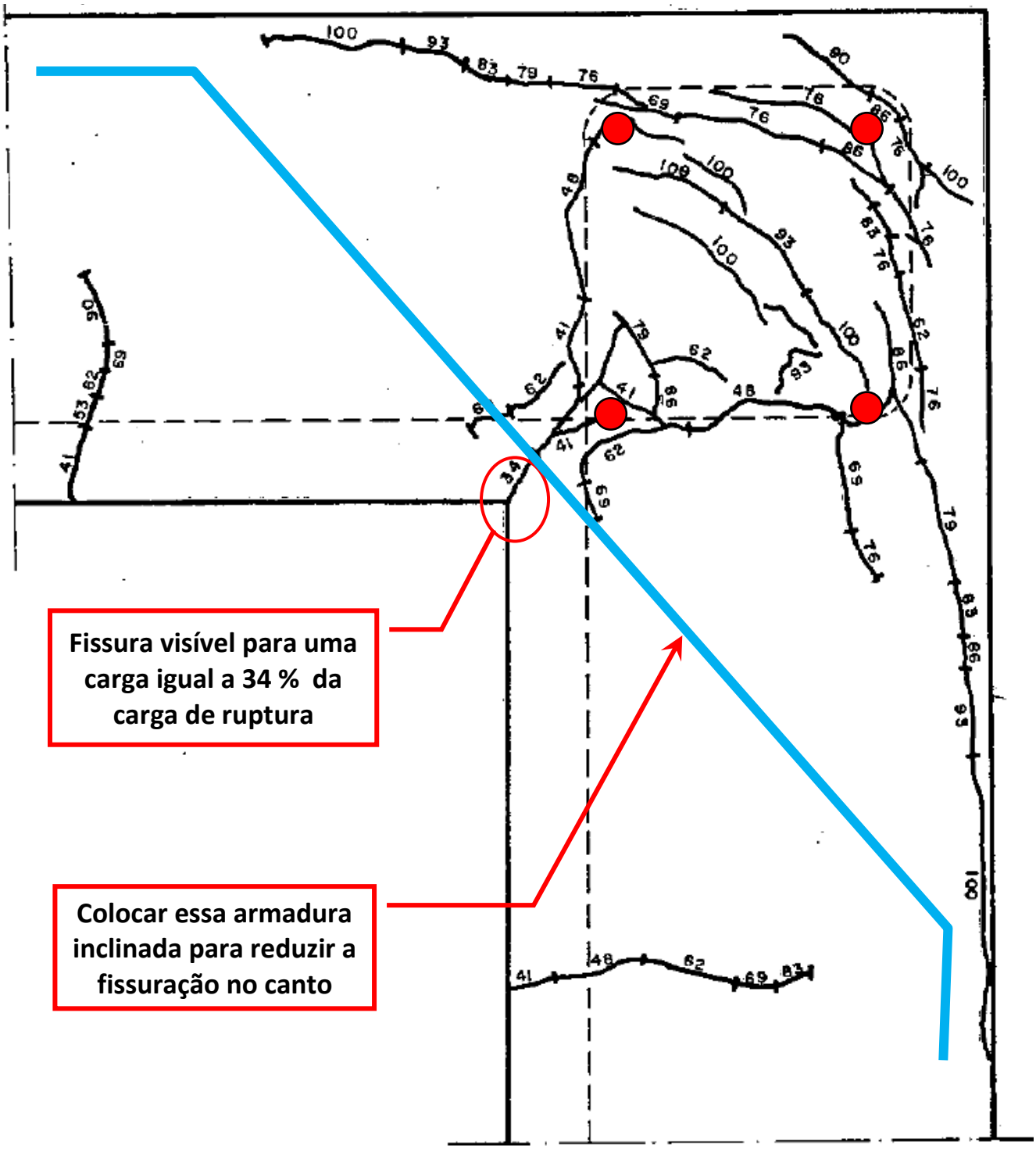
LIDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA - COPPE -UFRJ 1974



LIDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA - COPPE -UFRJ 1974

Modelo V16

IGUAL A V15, COLOCANDO 4 FERROS DE 3/8' ● NOS 4 CANTOS DO NÓ , COMO MOSTRADO ABAIXO, MELHOROU A EFICIÊNCIA.

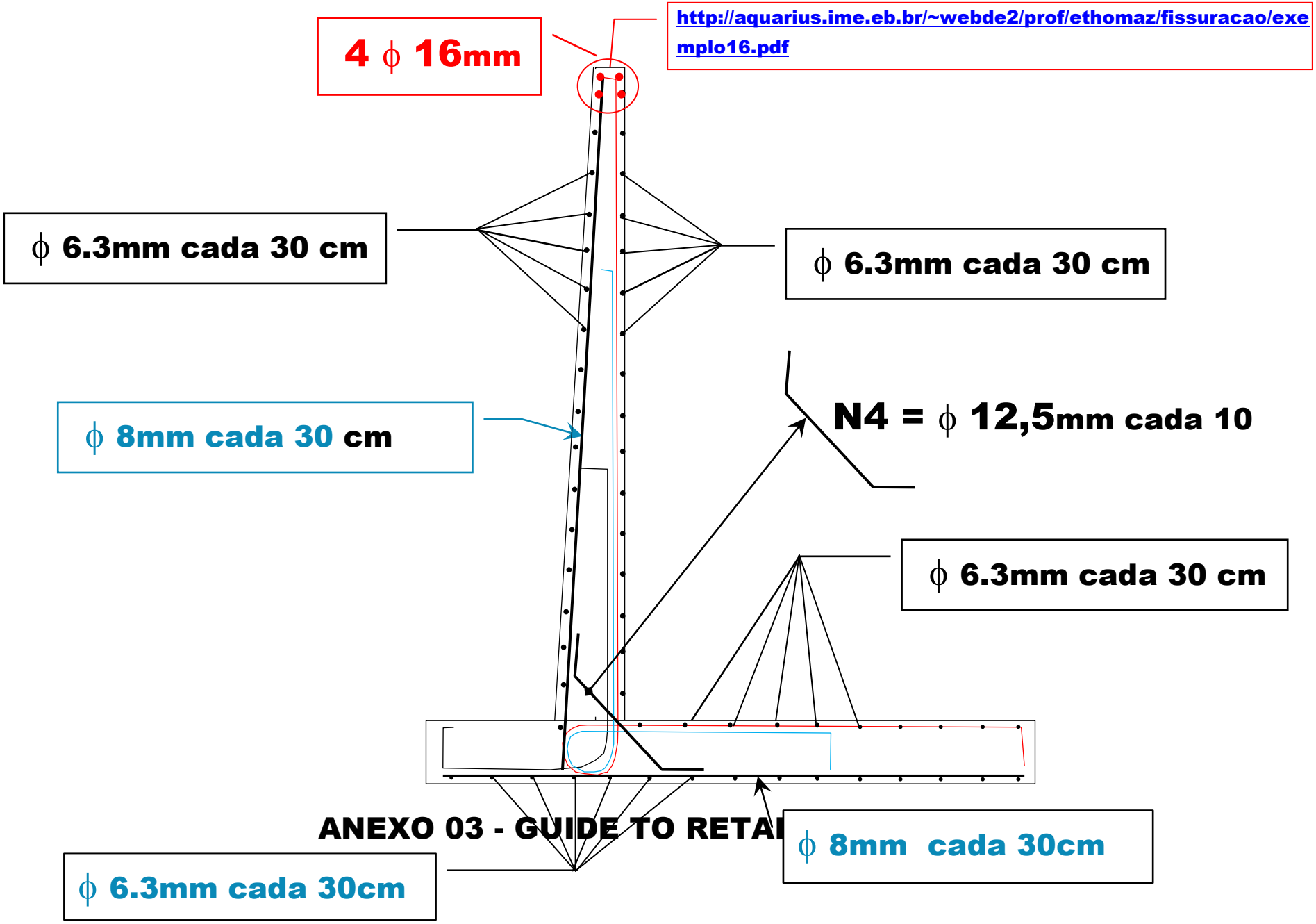


F

CONCRETO fcm = 25 MPa
CARGA DE RUPTURA MEDIDA = 14,5 kN
CARGA DE RUPTURA TEÓRICA = 16,1 kN
EFICIÊNCIA = 14,5kN /16.1kN = 90%

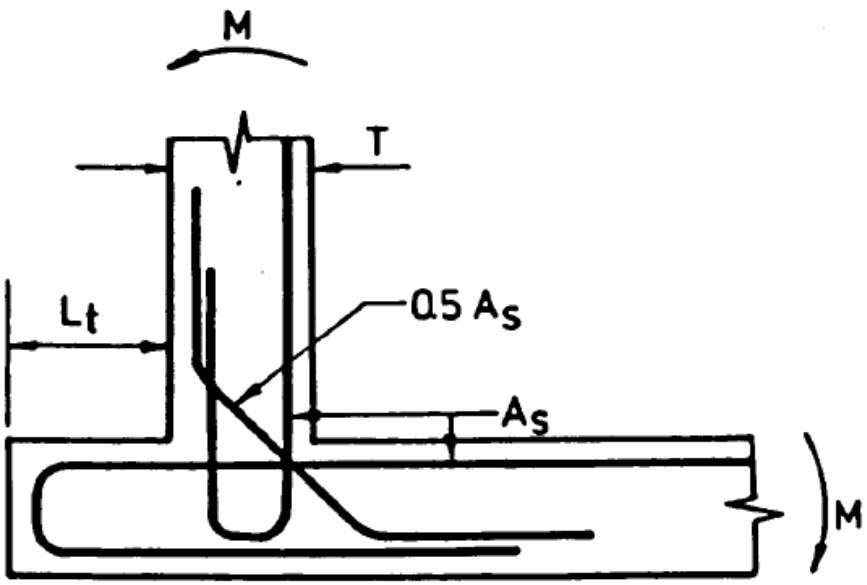
ARMADURAS ADICIONAIS

VER LINK http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/fissuracao/exemplo16.pdf

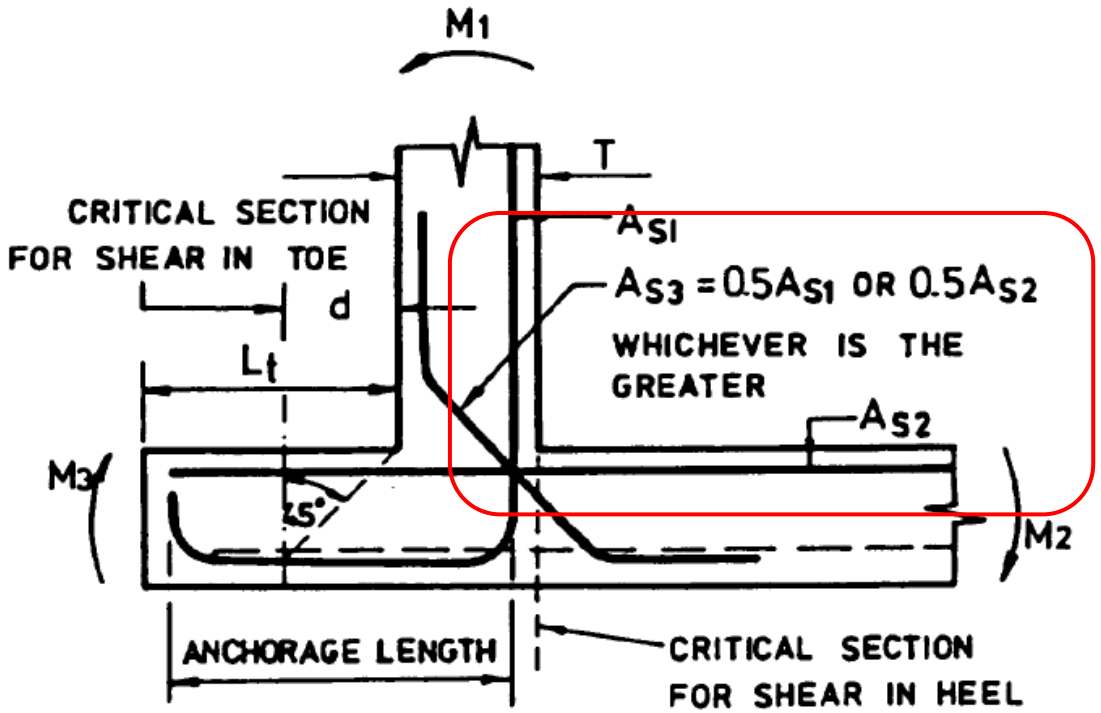


http://www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo/doc/eg1.pdf

DETAILING OF CANTILEVER WALL REINFORCEMENT — FIGURE 32



c) RECOMMENDED DETAIL FOR $L_t < T$



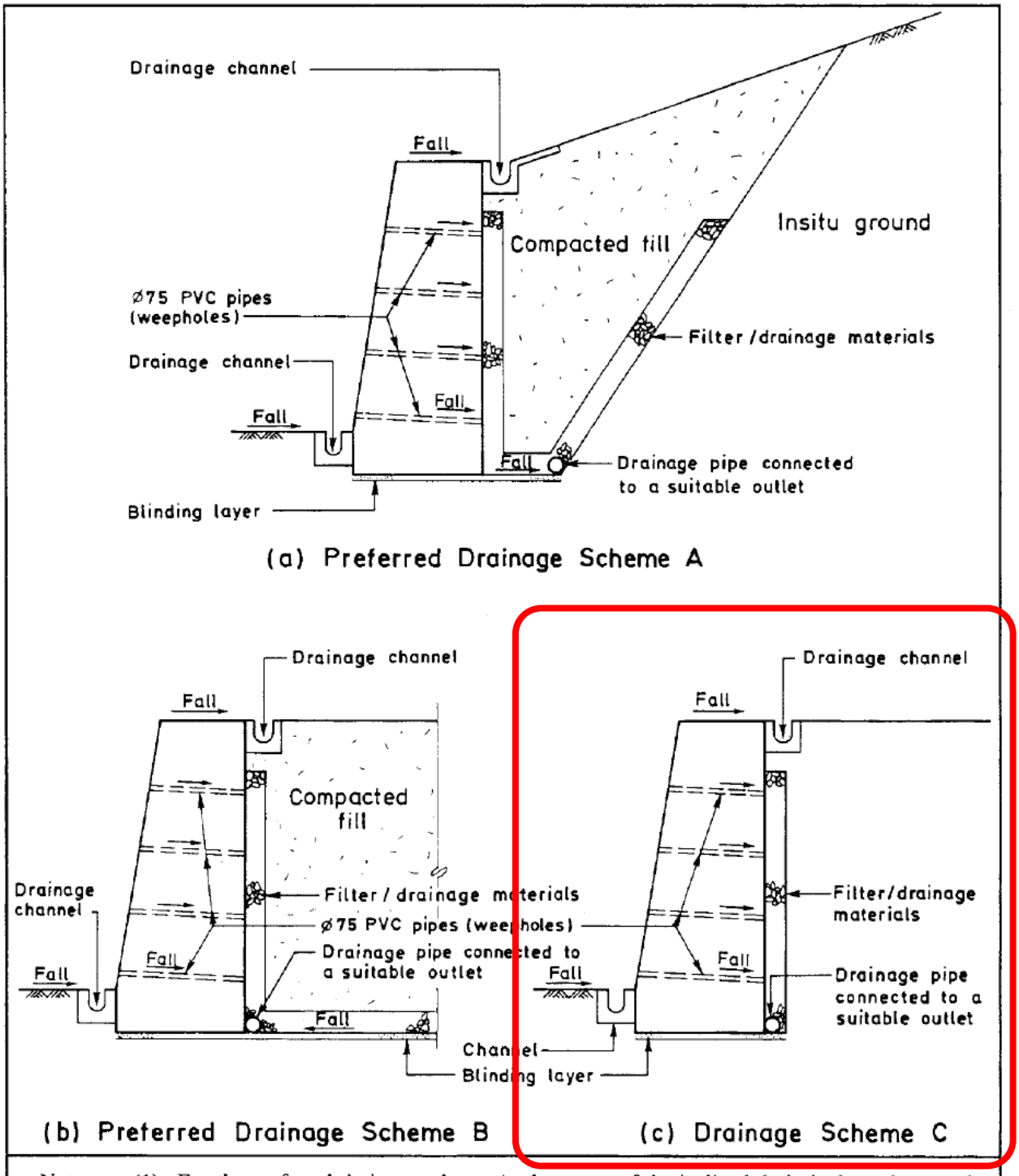
d) RECOMMENDED DETAIL FOR $L_t > T$ & L_t GREAT ENOUGH TO PROVIDE ANCHORAGE LENGTH

GEOGUIDE 1

GUIDE TO RETAINING WALL DESIGN

Geotechnical Control Office
Engineering Development Department
HONG KONG

http://www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo/doc/eg1.pdf



Notes :

(1) For the preferred drainage scheme A, the extent of the inclined drain is dependent on the design groundwater level behind the retaining wall. To intercept infiltration, the inclined drain should be installed to a level of at least two-thirds of the height of the wall.

(2) The filter/drainage layers may be omitted if a free-draining granular backfill is used. However, a drainage pipe should be provided to discharge water safely.

(3) The vertical and horizontal filter/drainage layers may be replaced by suitable prefabricated drainage composites.

(4) For a retaining wall with level backfill, the top 1.5 m layer of the fill should be a suitable material of relatively low permeability. For sloping backfill, the same provision should be made for a vertical thickness of at least 3 m (see Section 3.7).

Figure 43 - Typical Drainage Schemes for Gravity Retaining Walls

DRENAGEM

Segundo Karl Terzaghi e Ralph B.Peck no livro SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE JOHN WILEY 1948 , na página 319 :

"…

*Para remover a água da chuva que penetra no terreno, atrás de um muro de arrimo, devem ser usados drenos compostos de tubos de 4 polegadas (**10cm**) de diâmetro, atravessando o muro de arrimo.*

*A distância vertical entre as fileiras horizontais dos tubos de 4 polegadas não deve ser maior que 5 pés (**1,5metros**).*

A distância horizontal entre os tubos de 4 polegadas depende da maneira com que se faz o direcionamento da água do terreno atrás do muro até os tubos de drenagem.

O método mais barato, mas o menos eficiente, é o de colocar um volume de um pé cubico (30cm x 30cm x 30cm) de pedra britada em frente à boca de cada tubo dentro do terreno atrás do muro.

*Se esse método for o método usado para coletar a água da chuva, o espaçamento horizontal entre cada tubo não deve ser maior que 5 pés (**1,5 metros**)*

A água que sai pelos tubos de 4 polegadas vai escorrer pelo pé do muro. Para manter o solo no pé do muro intacto, essa água deve ser coletada por canaletas para não descalçar o pé do muro.

…

Uma outra maneira de coletar a água do terreno é substituir cada linha horizontal de tubos de drenagem por uma camada horizontal drenante de pedras britadas junto do muro e ao longo de todo o muro e coletar a água, que por ela é drenada, nas duas extremidades do muro.

. . .”

DRENAGEM

E. Thomaz *: Ao invés de colocar apenas um pequeno volume de pedra na boca de entrada de cada tubo (30cm x 30cm x 30cm) , usar uma canaleta de pedra com 30cm x 30cm ao longo de cada linha horixontal que passa pelos tubos do mesmo nível. Isso ligará hidraulicamente todas as bocas de entrada dos tubos de um mesmo nível.*

É mais eficiente e seguro pois dificilmente entupirá.

Outra modo de drenagem que adoto é usar atrás do muro de arrimo o chamado ***“concreto permeável”*** *que é obtido fazendo concreto sem areia, só cimento e pedra britada.números N1 e N2*

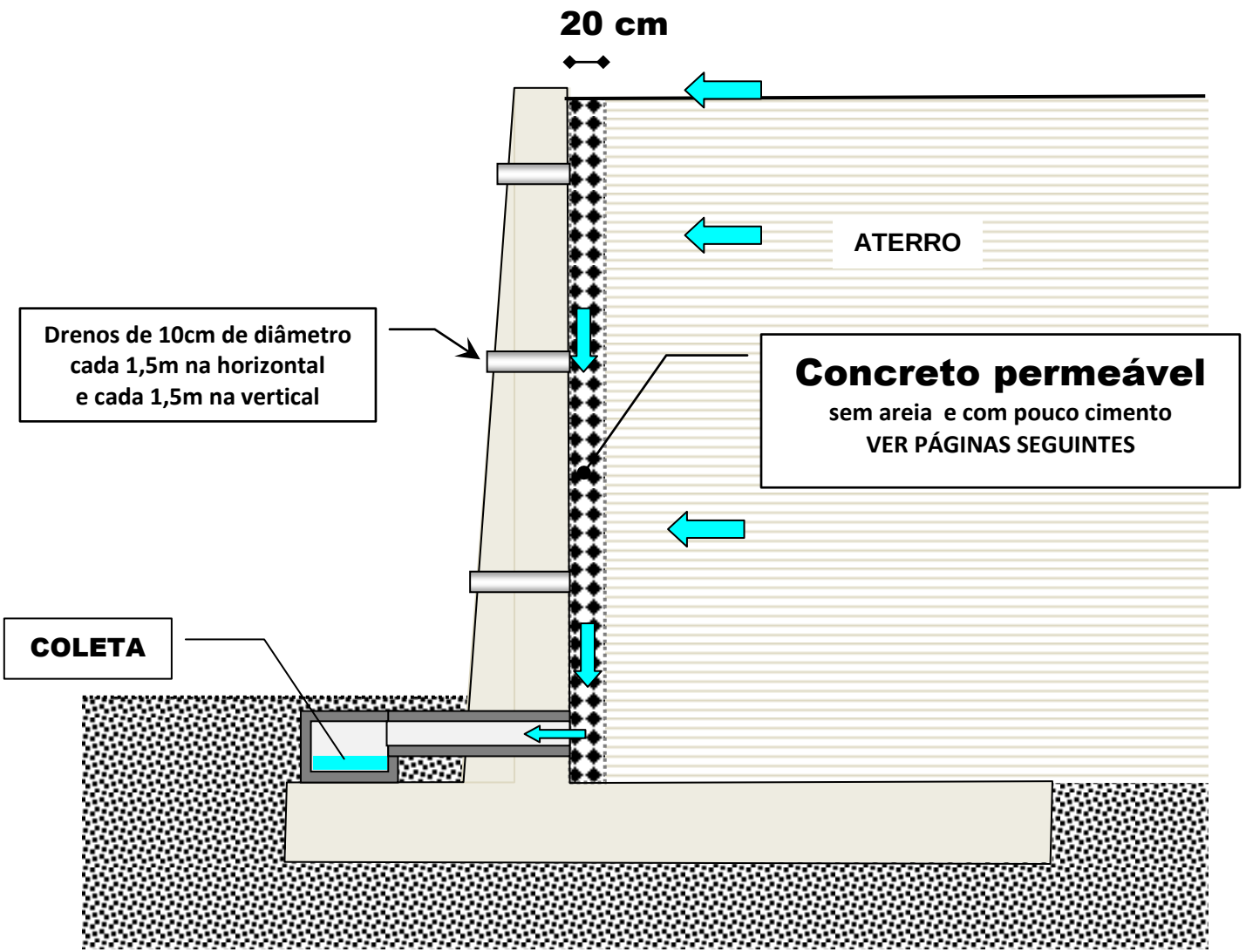
Ele fica muito poroso e permeável.

Faz-se atrás do muro de arrimo um volume de concreto permeável de cerca de 30cm de espessura, como se fosse um outro muro de arrimo, de baixo até em cima¸ colado no muro de arrimo principal.

A coleta da água do terreno é muito boa e a saída dessa água pode se feita por uma linha de tubos de drenagem na base do muro colocados a 15cm do fundo. Nesse caso tubos de 10cm a cada um metro na horizontal para muros até 3 metros de altura .

Para muros com altura de 3m a 6m colocar duas linhas de drenos horizontais(defasados) na base do muro colocados a 15cm do fundo e a 45cm do fundo.

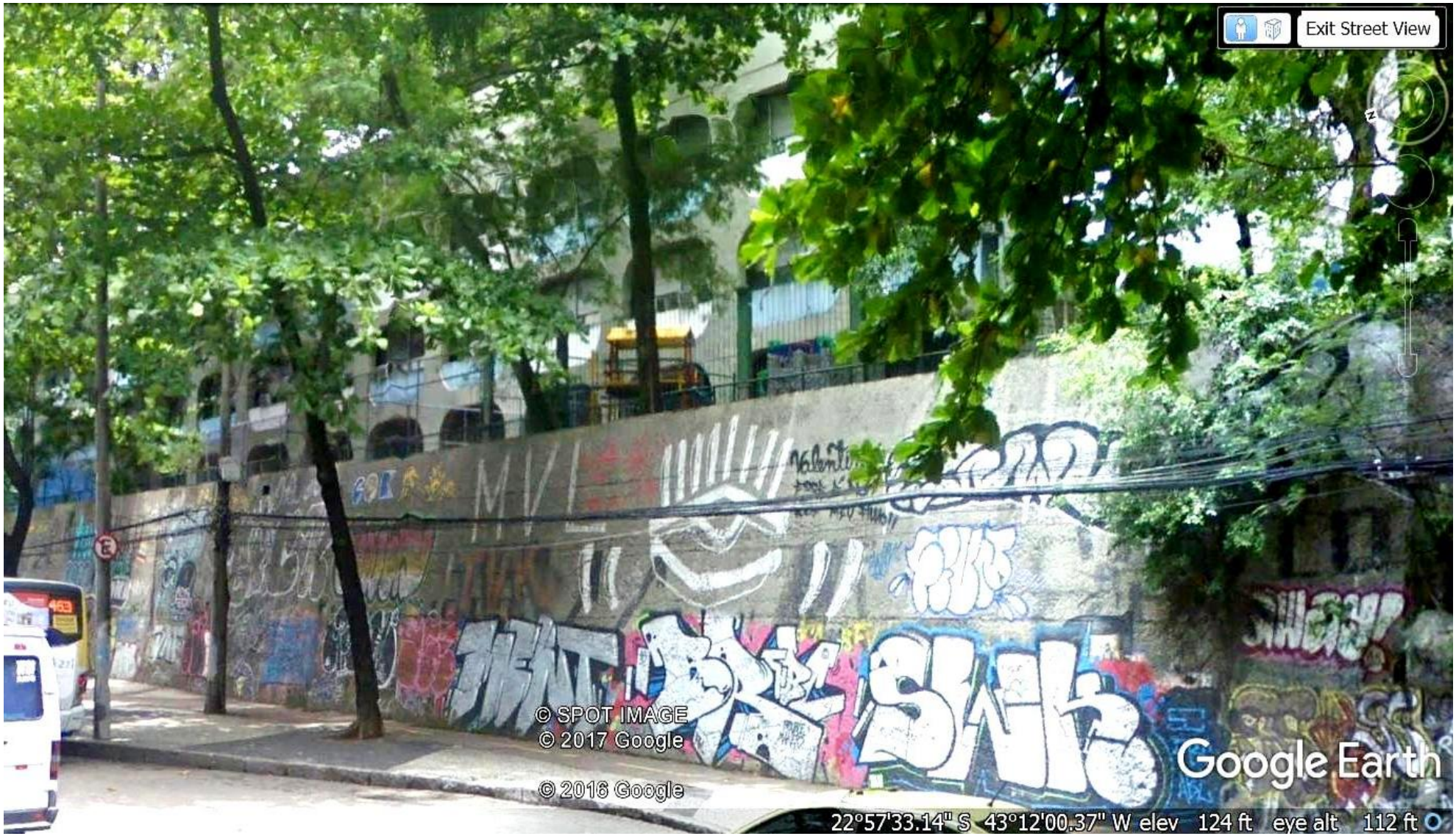
DRENAGEM DE MUROS DE ARRIMO



Na próxima página, ver foto de um muro, com esse tipo de drenagem.

MURO DE ARRIMO COM A DRENAGEM FEITA COM CONCRETO PERMEÁVEL

Ver esquema de drenagem na página anterior



PRÉDIO DO C.I.E.P. NO LARGO DO HUMAITÁ / RJ
COM UM GRANDE MURO DE ARRIMO

C.I.E.P. NO LARGO DO HUMAITÁ / RJ

CONCRETO PERMEÁVEL

CONCRETO PERMEÁVEL

VER LINK : https://www.youtube.com/watch?v=ac8oz1Ir7Vo

CONCRETO PERMEÁVEL

VER LINK :

http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/13/concreto-permeavel-alternativa-para-aumentar-a-permeabilidade-de-pavimentos-254488-1.aspx