

ELABORAÇÃO DE PROJETO PARA REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NAS ZONAS "H" E "E" – REGIÃO SUL / ZONA "O" – AVENIDA BRASIL ATÉ O BAIRRO PEDRA BONITA / ZONA "B" – BAIRRO SÃO PEDRO ATÉ O CENTRO DE CONVENÇÕES DO MUNICÍPIO DE JUIZ DE FORA - MG



PRODUTO 5 – VOLUME II

Memorial de Cálculo

Revisão 01

Dezembro – 2019

CONTRATANTE



Companhia de Saneamento Municipal – CESAMA

CNPJ: 21.572.243/0001-74

Av. Barão do Rio Branco, 1.843, 10º andar - Centro

CEP 36.013-020 – Juiz de Fora (MG)

Website: www.cesama.com.br

CONTRATADA



SERENCO SERVIÇOS DE ENGENHARIA CONSULTIVA LTDA

CNPJ: 75.091.074/0001-80

Av. Sete de Setembro, 3554, Centro

CEP 80.250-210 - Curitiba (PR)

Tel.: (41) 3233-9519

EQUIPE TÉCNICA

Jefferson Renato Teixeira Ribeiro

Engenheiro Civil
Coordenador

Marcos Moisés Weigert

Engenheiro Civil
Eng. Projetista

Paulo Roberto Wiesleveski

Engenheiro Civil
Eng. Projetista

Marcio Ravadelli

Engenheiro Sanitarista e Ambiental
Orçamentista

Grazieli Terezina Colla

Engenheira Sanitarista e Ambiental
Orçamentista

Taiana Gava

Engenheira Sanitarista e Ambiental
Eng. Projetista

Daniel Sulis Da Costa

Topógrafo

Bruno P. K. do Amaral

Auxiliar de engenharia

Caciano Querino

Auxiliar de engenharia

Cristina M. Falvo

Auxiliar de engenharia

SUMÁRIO

SUMÁRIO	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABELAS	6
APRESENTAÇÃO	7
1. CÁLCULO DE VAZÕES	8
1.1. PERDA DE CARGA UNITÁRIA	8
1.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE	8
1.3. DIÂMETROS	8
1.4. RESULTADOS	9
2. DETERMINAÇÃO DAS PRESSÕES	10
2.1. RESULTADOS	12
3. DIMENSIONAMENTO DAS VENTOSAS	13
3.1. RESULTADOS	13
4. DIMENSIONAMENTO DAS DESCARGAS	14
4.1. RESULTADOS	14
5. DIMENSIONAMENTO DO TRAVAMENTO DA TUBULAÇÃO	15
5.1. CÁLCULO DOS COMPRIMENTOS A TRAVAR (MÉTODO DE ALABAMA)	15
5.1. RESULTADOS	16
6. DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM E CAIXAS	17
6.1. NORMAS TÉCNICAS CONSIDERADAS	17
6.2. BIBLIOGRAFIA TÉCNICA DE REFERÊNCIA	17
6.3. ESPECIFICAÇÕES E MATERIAIS CONSIDERADOS	17
6.4. SONDAGENS GEOTÉCNICAS ANALISADAS	18
6.5. CARREGAMENTOS CONSIDERADOS	18
6.6. SOFTWARES UTILIZADOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL	19
6.7. CRITÉRIOS CONSIDERADOS PARA O DETALHAMENTO DE ARMADURAS PARA CAIXAS	20
6.7.1. Critérios preconizados pela NBR 6118/2014	20
6.7.2. Comportamento estrutural em nós de pórticos	21
6.7.3. Recomendações práticas para detalhamento dos nós	23
6.8. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	25
6.9. CÁLCULO DA FORÇA RESULTANTE NAS TUBULAÇÕES	29
6.10. CRITÉRIOS PARA VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM	30
6.11. VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO PARA OS BLOCOS DE ANCORAGEM	33

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Vazões resultantes para as tubulações em Ferro Dúctil.....	9
Figura 2: Vazões resultantes para as tubulações em PVC DEFOFO.	9
Figura 3: Modelagem Hidráulica – Zonas “H” e “E”, Zona “O” e Zona “B”.	10
Figura 4: Modelagem Hidráulica – Zonas “H” e “E”, Zona “O” e Zona “B”.	11
Figura 5: Gráfico para dimensionamento de ventosa tríplice função.	13
Figura 6: Princípio do travamento das tubulações.....	15
Figura 7: Trecho da NBR 6118 / 2014.....	20
Figura 8: Trecho da NBR 6118 / 2014.....	21
Figura 9: Distribuição de tensões e trajetórias das tensões principais em nós de pórticos ortogonais (no caso de momento fletor positivo).....	22
Figura 10: Configuração deformada típica em paredes de reservatórios submetidos a pressão hidrostática (Vista em planta)	23
Figura 11: Eficiência de alguns modelos de nós de pórticos	24
Figura 12: Critérios de dimensionamento e detalhamento para nós de pórticos.....	25
Figura 13: Tabela 11.1 da NBR – 6118 / 2014	26
Figura 14: Tabela 5 da NBR – 8681 / 2003	26
Figura 15: Tabela 11.3 da NBR – 6118 / 2014	27
Figura 16: Tabela 11.4 da NBR – 6118 / 2014	28
Figura 17: Força resultante R nas curvas e acessórios das tubulações.	29
Figura 18: Ancoragem enterrada para deflexão no plano horizontal – Terreno sem coesão.	30
Figura 19: Valores de Ka e Kp em função do ângulo de atrito interno do solo – Terreno sem coesão.	31
Figura 20: Ancoragem enterrada para deflexão no plano horizontal – Terreno com coesão.....	32

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Diâmetro interno das tubulações (mm).	8
Tabela 2: Diâmetro das descargas de rede de distribuição.....	14
Tabela 3: Tabela de dimensionamento das descargas das redes, sub-adutoras e adutoras.....	14
Tabela 4: Comprimento de travamento Adutora DN800mm.....	16

APRESENTAÇÃO

O presente documento consiste no **PRODUTO 05 – VOLUME II**, intitulado “**Memorial de Cálculo**”, referente ao Contrato nº 070/2018 celebrado entre a Companhia de Saneamento Municipal – CESAMA e a SERENCO Serviços de Engenharia Consultiva Ltda, cujo objeto é a “**Elaboração de Projeto para Rede de Distribuição de Água nas Zonas "H" e "E" – Região Sul / Zona "O" – Avenida Brasil até o Bairro Pedra Bonita / Zona "B" – Bairro São Pedro até o Centro de Convenções do município de Juiz de Fora / MG**”.

Este memorial tem como objetivo demonstrar as equações e o os cálculos realizados para o desenvolvimento do projeto das redes, sub-adutoras e adutoras de abastecimento de água nas Zonas "H" e "E", Zona "O" e Zona "B".

Este memorial deve ser entendido como material complementar aos desenhos de execução e demais documentos contratuais.

Na elaboração do Projeto Executivo foram consideradas as diretrizes constantes no Termo de Referência anexo ao Edital de Tomada de Preço nº 002/2018.

1. CÁLCULO DE VAZÕES

O dimensionamento foi realizado com base na perda de carga recomendável e máxima da tubulação, uma vez que já eram conhecidos os diâmetros das tubulações. Segundo a NBR 12.218/2017: “as velocidades máximas de dimensionamento devem corresponder a uma perda de carga de até 10 m/km. Devem ser evitadas velocidades mínimas inferiores a 0,40 m/s. Exceção pode ser aceita, desde que tecnicamente justificada”.

Para os cálculos das vazões utilizou a Fórmula de Hazen-Williams rearranjada:

$$Q = \left[\frac{j \cdot C^{1,852} \cdot D^{4,87}}{10,643} \right]^{1/1,852}$$

Onde:

- Q = vazão (m³/s);
- D = diâmetro interno do tubo (m);
- j = perda de carga unitária (m/m);
- C = coeficiente de rugosidade.

1.1. PERDA DE CARGA UNITÁRIA

- Para a perda de carga recomendável foi adotada 4m/km.
- Para a perda de carga máxima foi adotado 10 m/km.

1.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE

- O valor de C adotado para Ferro Dúctil (FD) é de 120 e para PVC é de 140.

1.3. DIÂMETROS

Os diâmetros variam conforme o material da tubulação. A Tabela 1 mostra os diâmetros adotados conforme o material.

Tabela 1: Diâmetro interno das tubulações (mm).

DN	Ferro Dúctil	PVC DEFOFO
200	205,20	204,20
300	308,60	108,40
800	824,60	-

1.4. RESULTADOS

Para as tubulações de Ferro Dúctil:

VAZÃO, PERDA DE CARGA E VELOCIDADE - DIÂMETRO 800 MM - FD K7									
<div> <div>Valores a serem preenchidos</div> <div>Resultados</div> <div>Diâmetros</div> </div>									
Vazão: 1022,31 L/s		Coeficiente C: 120		Vazão: 1676,69 L/s		Coeficiente C: 120			
DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)	DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)
842	8,7	824,6	1,92	0,00400	842	8,7	824,6	3,14	0,01000
VAZÃO, PERDA DE CARGA E VELOCIDADE - DIÂMETRO 300 MM - FD K7									
<div> <div>Valores a serem preenchidos</div> <div>Resultados</div> <div>Diâmetros</div> </div>									
Vazão: 77,12 L/s		Coeficiente C: 120		Vazão: 126,48 L/s		Coeficiente C: 120			
DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)	DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)
326	8,7	308,6	1,03	0,00400	326	8,7	308,6	1,69	0,01000

Figura 1: Vazões resultantes para as tubulações em Ferro Dúctil.

Para as tubulações de PVC DEFOFO:

VAZÃO, PERDA DE CARGA E VELOCIDADE - DIÂMETRO 200 MM - PVC DEFoFo									
<div> <div>Valores a serem preenchidos</div> <div>Resultados</div> <div>Diâmetros</div> </div>									
Vazão: 30,37 L/s		Coeficiente C: 140		Vazão: 49,82 L/s		Coeficiente C: 140			
DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)	DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)
222	8,9	204,2	0,93	0,00400	222	8,9	204,2	1,52	0,01000
VAZÃO, PERDA DE CARGA E VELOCIDADE - DIÂMETRO 300 MM - PVC DEFoFo									
<div> <div>Valores a serem preenchidos</div> <div>Resultados</div> <div>Diâmetros</div> </div>									
Vazão: 83,38 L/s		Coeficiente C: 140		Vazão: 136,75 L/s		Coeficiente C: 140			
DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)	DE (mm)	Espessura (mm)	DI (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de Carga (m/m)
326	13,1	299,8	1,18	0,00400	326	13,1	299,8	1,94	0,01000

Figura 2: Vazões resultantes para as tubulações em PVC DEFOFO.

2. DETERMINAÇÃO DAS PRESSÕES

O dimensionamento foi realizado levando em consideração as mesmas premissas adotadas para o cálculo de vazões.

Utilizou-se o software WaterGEMS para o dimensionamento, o qual utiliza um conjunto de algoritmos e equações pré-definidas para reproduzir o comportamento dos sistemas de abastecimento.

Os dados de entrada foram: diâmetros internos das tubulações, vazões de consumo (determinadas no item 1), traçado das redes, cotas topográficas e pressão no ponto da interligação, informada pela CESAMA.

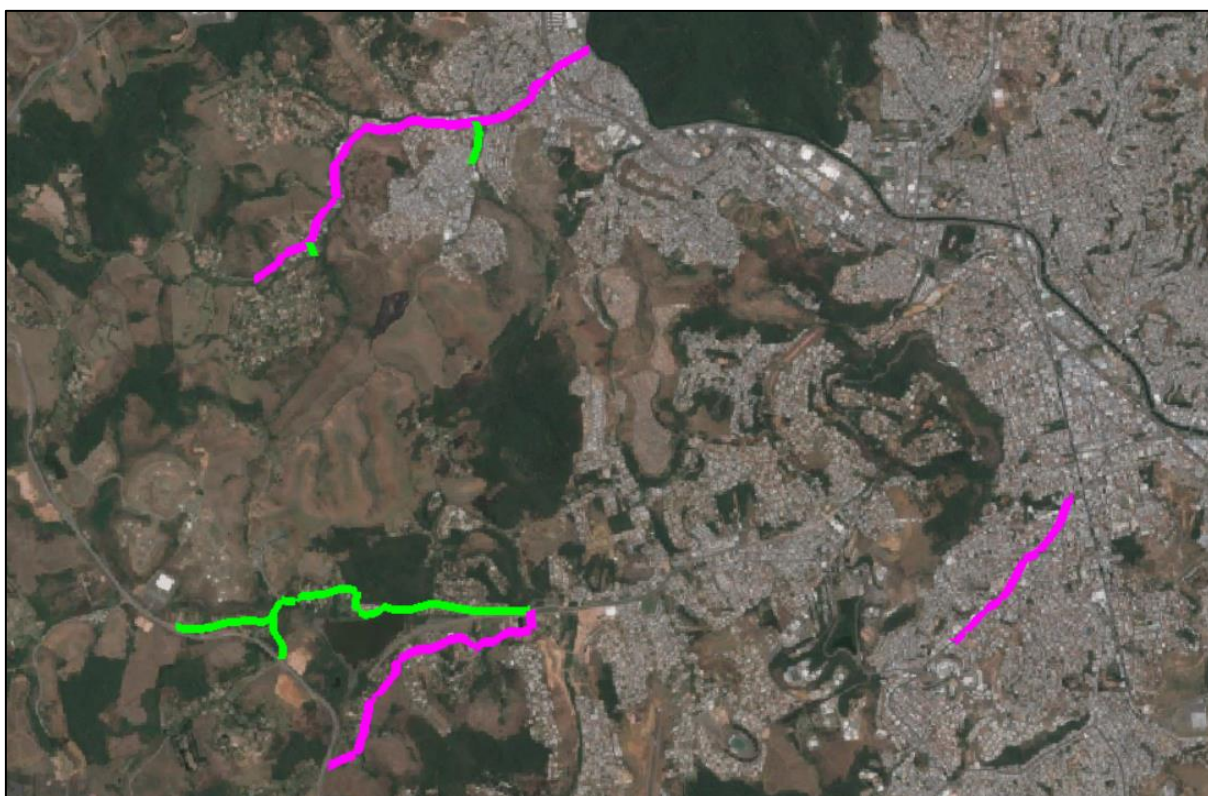


Figura 3: Modelagem Hidráulica – Zonas “H” e “E”, Zona “O” e Zona “B”.

Fonte: WaterGEMS, 2019.

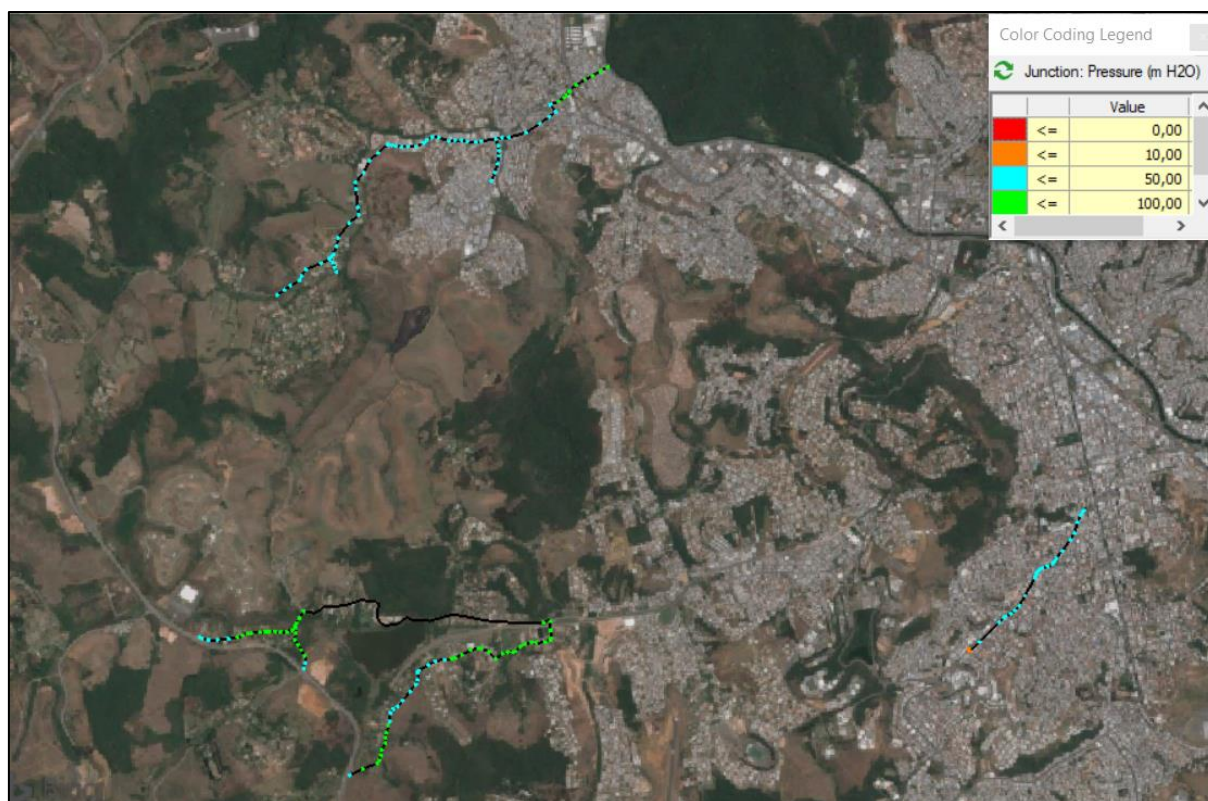


Figura 4: Modelagem Hidráulica – Zonas “H” e “E”, Zona “O” e Zona “B”.

Fonte: WaterGEMS, 2019.

2.1. RESULTADOS

- Rede de Distribuição de Água nas Zonas "H" e "E" – Região Sul:
 - PACOTE A: 1.733,00 metros de adutora de água;

DN	Pressão Mínima (m.c.a)	Pressão Máxima (m.c.a)
800	9,14	40,00

- Rede de Distribuição de Água na Zona "O" – Avenida Brasil até o Bairro Pedra Bonita:
 - PACOTE A: 410,03 metros de sub-adutora de água;

DN	Pressão Mínima (m.c.a)	Pressão Máxima (m.c.a)
300	51,98	60,00

- PACOTE B: 1.942,37 metros de sub-adutora e 382 metros rede de distribuição de água.

DN	Pressão Mínima (m.c.a)	Pressão Máxima (m.c.a)
300	27,83	52,10
200	34,52	42,80

- PACOTE C: 1.892,00 metros de sub-adutora e 135,00 metros rede de distribuição de água.

DN	Pressão Mínima (m.c.a)	Pressão Máxima (m.c.a)
300	16,13	31,27
200	18,90	22,81

- Rede de Distribuição de Água na Zona "B" – Bairro São Pedro até o Centro de Convenções:
 - PACOTE A: 1.493,00 metros de rede de distribuição de água.

DN	Pressão Mínima (m.c.a)	Pressão Máxima (m.c.a)
200	36,50	54,55
200	42,42	53,47

- PACOTE B: 2.748,04 metros de sub-adutora:

DN	Pressão Mínima (m.c.a)	Pressão Máxima (m.c.a)
300	24,80	72,00

3. DIMENSIONAMENTO DAS VENTOSAS

O dimensionamento da ventosa é feito em função da vazão de ar a ser expulsa ou admitida em determinado tempo e sob determinada pressão ou sub-pressão em relação à pressão atmosférica local. Admitido escoamento incompressível, a vazão de ar é limitada a um diferencial de pressão de $(0,53 \times P_{atm})$ pois acima deste valor corre o bloqueio da vazão.

Para o dimensionamento das ventosas adotou-se um diferencial de pressão entre o interior da ventosa e a atmosfera de 0,035Mpa. Através do gráfico da Figura 5 e das vazões das linhas, dimensionou-se os diâmetros das ventosas.

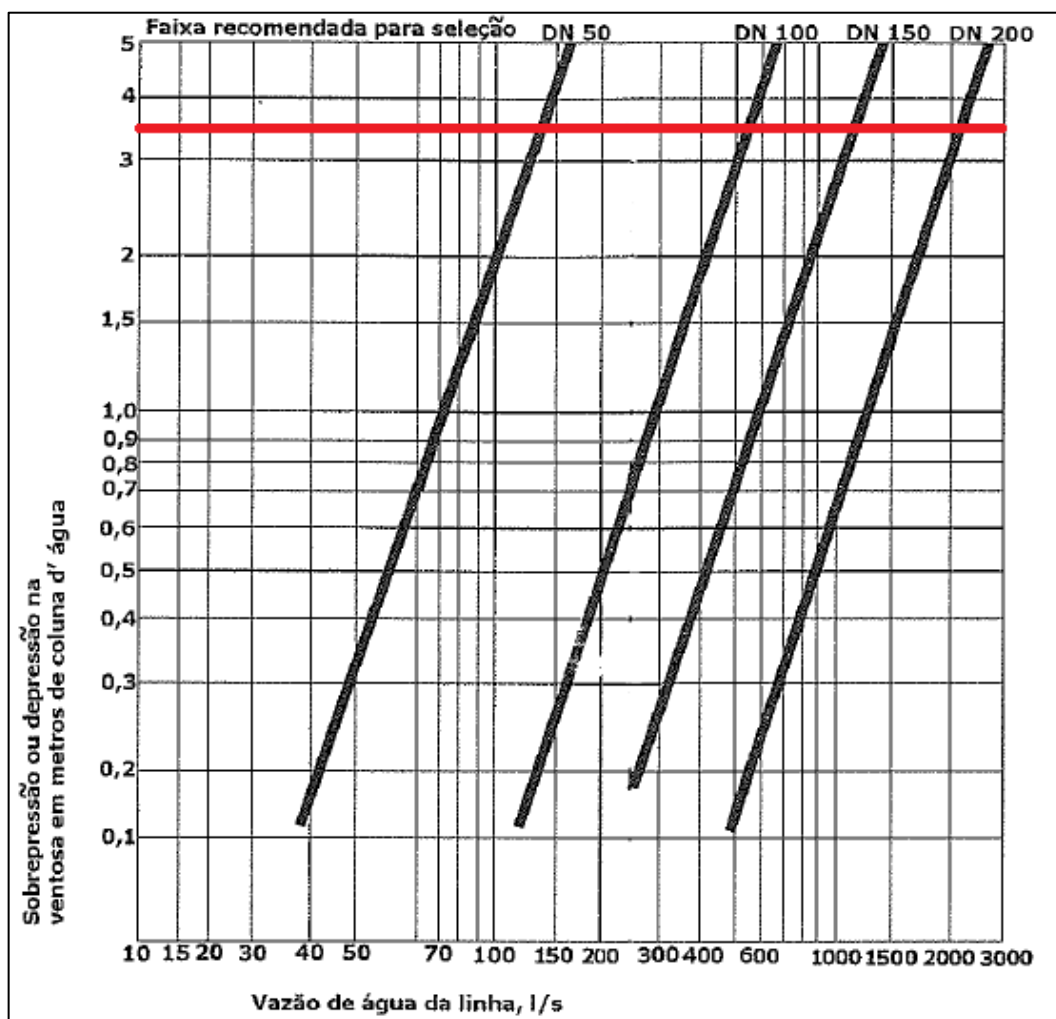


Figura 5: Gráfico para dimensionamento de ventosa tríplice função.

Fonte: TSUTIYA, 2006.

3.1. RESULTADOS

Para as vazões calculadas anteriormente as ventosas resultaram em DN50mm para as redes menores que DN300mm, DN100mm para a sub-adutora DN300mm e DN200 mm para a adutora DN800mm.

4. DIMENSIONAMENTO DAS DESCARGAS

As descargas são dimensionadas como bocais, em função do tempo admitido para o esvaziamento completo da linha ou trecho de linha considerado.

Projetou-se os diâmetros das descargas a fim de que o sistema operasse de maneira otimizada e respeitasse a conformidade com o tempo máximo de esvaziamento de até 2 horas. O tempo de esvaziamento foi calculado considerando a seguinte equação (TSUTIYA, 2006):

$$t = \frac{60}{65^2} * \left(\frac{D}{d}\right)^2 * \frac{L}{\sqrt{h}}$$

Onde:

t: tempo gasto para esvaziar o trecho por gravidade (min);

D: diâmetro da adutora (m);

d: diâmetro da descarga (m);

L: distância entre dois pontos altos (montante e a jusante) (m);

h: carga disponível (média entre os trechos a montante e a jusante) (m);

Para as redes de distribuição foram adotados os seguintes diâmetros das descargas em função do diâmetro da rede:

Tabela 2: Diâmetro das descargas de rede de distribuição.

Diâmetro da rede de distribuição	Diâmetro da descarga
DN200mm	DN100mm

4.1. RESULTADOS

A Tabela 3 contém as informações do dimensionamento das descargas das redes, sub-adutoras e adutoras.

Tabela 3: Tabela de dimensionamento das descargas das redes, sub-adutoras e adutoras.

Local	Descarga	Estaca de instalação	Estacas dos pontos altos	Distância entre pontos altos (L)	Média de desnível (h)	Diâmetro da adutora (D)	Diâmetro da descarga (d)	Tempo de esvaziamento (t)
				(m)	(m)	(mm)	(mm)	(min)
Região Sul Zona "H" e "E"	1	0+0,00m	0+0,00m - 86+13,00m	1.733,00	11,63	800	200	115
Zona "O" Pacote B	1	4+0,00m	0+0,00m - 11+16,63m	236,63	1,00	300	150	13
	2	13+5,05m	11+16,63m - 27+0,00m	303,37	6,99	300	150	7
	3	41+0,00m	27+0,00m - 56+0,00m	580,00	6,97	300	150	12
	4	63+0,00m	56+0,00m - 75+0,00m	380,00	2,88	300	150	13
	5	80+0,00m	75+0,00m - 90+0,00m	300,00	2,10	300	150	12
Zona "O" Pacote C	1	20+8,18m	3+0,00m - 20+8,18m	366,93	3,20	300	150	12
	2	22+5,00m	22+5,00m - 36+16,00m	309,13	3,27	300	150	10
	3	38+0,00m	36+16,00m - 74+7,00m	750,96	4,77	300	150	20
	4	87+0,00m	74+7,00m - 94+12,00m	404,98	2,71	300	150	14
Zona "B" Pacote B	1	1+7,00m	1+1,00m - 10+12,44m	229,44	3,29	300	150	7
	2	124+12,11m	10+12,44m - 75+12,19m	1.261,76	21,55	300	150	15
	3	124+12,11m	75+12,19m - 137+8,04m	1.235,84	19,84	300	150	16

5. DIMENSIONAMENTO DO TRAVAMENTO DA TUBULAÇÃO

O travamento dos tubos e conexões com bolsas é uma técnica alternativa aos blocos de ancoragens para equilibrar os efeitos dos empuxos hidráulicos. É essencialmente empregado em zonas urbanas, em terrenos de baixa resistência mecânica, em montagens aéreas ou ainda em pipe-rack.

Esta técnica consiste em travar as juntas por um comprimento suficiente, a montante e a jusante de uma mudança de direção, a fim de utilizar as forças de atrito solo/tubo para equilibrar a força de empuxo hidráulico (Figura 6).

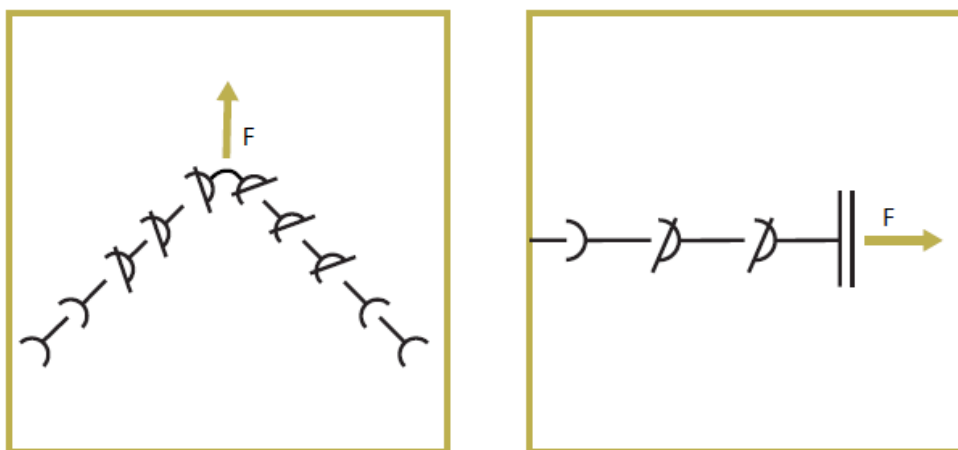


Figura 6: Princípio do travamento das tubulações.

5.1. CÁLCULO DOS COMPRIMENTOS A TRAVAR (MÉTODO DE ALABAMA)

Para o cálculo do travamento utilizou o método Alabama:

$$L = \frac{PS}{Fn} \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\theta}{2} \right) \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot c$$

(equação 1)

Onde:

L = comprimento a travar (m)

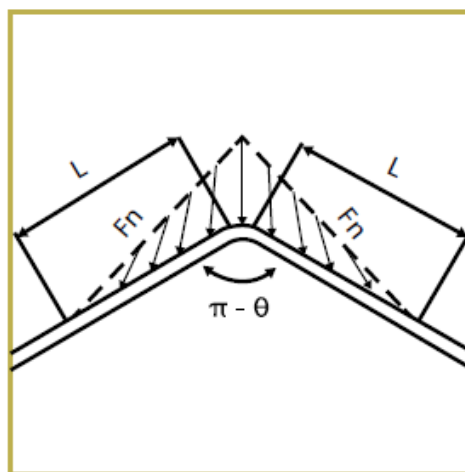
P = pressão de teste na obra (Pa)

S = seção transversal (m²)

Θ = ângulo da curva (radiano)

Fn = força de atrito pro metro de tubo (N)

C = coeficiente de segurança (1,2 em geral)



$$Fn = K.f.(2We + Wp + Ww)$$

(equação 2)

Onde:

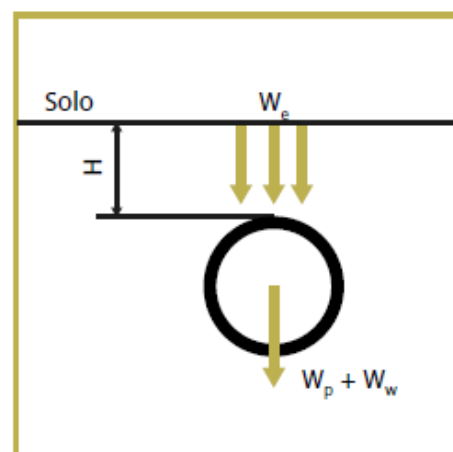
K = coeficiente de distribuição das pressões do reaterro em volta dos tubos (segundo compactação K = 1,1 a 1,5)

f = coeficiente de atrito solo/tubo

We = peso específico do reaterro (N/m)

Wp = peso específico do tubo vazio (N/m)

Ww = peso específico da água (N/m)



$$We = \gamma.H.D.\alpha1$$

(equação 3)

Onde:

$\alpha1 = 2/3$ (teste com juntas descobertas)

D = diâmetro externo do tubo (m)

H = altura de recobrimento (m)

$$f = \alpha2.tg(0,8\Phi)$$

(equação 4)

Onde:

$\alpha2 = 1$, tubo revestido com zinco + pintura betuminosa

Φ = ângulo de atrito interno do solo

5.1. RESULTADOS

Para uma pressão de 40mca e 1 metro de recobrimento tem-se o comprimento (em m) a travar de um lado e do outro:

Tabela 4: Comprimento de travamento Adutora DN800mm.

DN	Curva de 45°	Curva de 11°15'
800	7,76 m	2,32 m
	2 tubos	1 tubo

6. DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM E CAIXAS

6.1. NORMAS TÉCNICAS CONSIDERADAS

- NBR 6122 / 2010 – Projeto e execução de fundações;
- NBR 6118 / 2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 8681 / 2003 – Ações e segurança das estruturas – Procedimento;
- NBR 6484 / 2001 – Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de Ensaio;
- NBR 6502 / 1995 – Rochas e solos – Terminologia;
- NBR 13441 / 1995 – Rochas e Solos – Simbologia;
- NBR 13211 / 1994 – Dimensionamento de ancoragens para tubulação – Procedimento.

6.2. BIBLIOGRAFIA TÉCNICA DE REFERÊNCIA

- Livro: Fundações, Teoria e Prática, São Paulo, Editora PINI, 2ª Edição, 1998, vários autores e vários editores técnicos;
- Livro: Fundações, Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações superficiais, Fundações Profundas, São Paulo, Editora Oficina de Textos, 2010, Autores Dirceu Velloso e Francisco Lopes;
- Livro: Construções de Concreto, Volumes 1 a 6, Rio de Janeiro, Editora Interciência Ltda, 1ª Edição, 1978, por Fritz Leonhard e Eduard Monning;
- Dimensionamento otimizado de blocos de ancoragem para tubulações sob pressão – Artigo, 59ª edição do congresso brasileiro do concreto, outubro/novembro de 2017, autores: Jordilly Silva, Graciano Mendonça, Mayara Modesto e Tiago Agra.
- Dissertação de Mestrado: Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado, Enga Zelma Vasconcelos, São Carlos, 1998;
- Dissertação de Mestrado: A consideração de deformações impostas no projecto de tanques, Engo Óscar Ferreira Vieira, Universidade Técnica de Lisboa, 2011;

6.3. ESPECIFICAÇÕES E MATERIAIS CONSIDERADOS

Blocos de ancoragem

- Classe de agressividade ambiental: CAA II;
- Concreto estrutural, $f_{ck} = 25$ MPa;
- Consumo de cimento ≥ 280 kg/m³ de concreto;
- Fator água/cimento $\leq 0,60$;
- Módulo de elasticidade do concreto $E_{ci} = 21$ GPa;
- Cobrimento nominal das armaduras = 3,0cm;

Caixas

- Classe de agressividade ambiental: CAA II;
- Concreto estrutural, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- Consumo de cimento $\geq 320 \text{ kg/m}^3$ de concreto;
- Fator água/cimento $\leq 0,55$;
- Módulo de elasticidade do concreto $E_{ci} = 24 \text{ GPa}$;
- Cobrimento nominal das armaduras = $3,0 \text{ cm}$;
- $\gamma_c = 1,4$ para o concreto, $\gamma_s = 1,15$ para os aços CA-50 e CA-60;
- Peso específico do concreto armado = 25 kN/m^3 ;
- Peso específico do concreto simples para enchimento = 24 kN/m^3 ;
- Armadura passiva, aço CA-50, $f_y = 500 \text{ MPa}$, para $\varnothing \geq 6,3 \text{ mm}$;
- Armadura passiva, aço CA-60, $f_y = 600 \text{ MPa}$, para $\varnothing < 6,3 \text{ mm}$ ou telas soldadas;
- Módulo de elasticidade do aço $E_s = 200 \text{ GPa}$;
- Peso específico do solo = 19 kN/m^3 ;
- Coeficiente de empuxo ativo $k_a = 0,33$;
- Ângulo de atrito interno do solo $\Phi = 45^\circ$;
- Peso específico da água = 10 kN/m^3 ;
- $K_v = 1,0 \text{ kgf / cm}^3$ para o coeficiente de reação vertical do sub-leito;
- Ângulo de atrito interno do solo $\Phi = 45^\circ$;

6.4. SONDAGENS GEOTÉCNICAS ANALISADAS

Foram analisados os boletins de sondagem a trado, contidos nos relatórios TP02, elaborados pela empresa Qualitech Engenharia, cujo responsável técnico é o Sr. Marcelus Fossati Calcaterra, CREA 222191/MG. As sondagens a trado foram executadas no período entre Agosto e Setembro de 2019.

6.5. CARREGAMENTOS CONSIDERADOS

Os carregamentos foram divididos nos seguintes grupos:

- Peso Próprio estrutural (gerado automaticamente pelos programas);
- Sobrecargas Permanentes devidas aos enchimentos nos reservatórios;
- Sobrecarga Permanente devida ao solo, incluindo empuxo lateral, quando aplicável;
- Sobrecarga devida a água no interior dos reservatórios em plena capacidade de operação;
- Sobrecargas permanentes referentes aos equipamentos e acidentais de utilização nas edificações e lajes especiais, tais como tampa de reservatórios ou bases de suporte.

- $PP = 25 \text{ kN/m}^3 \times Ac$ (Peso próprio dos elementos estruturais de concreto armado);
- $Sc \text{ Permanente } 1 = 24 \text{ kN/m}^3 \times h = 24 \times h \text{ kN/m}^2$ (enchimentos de concreto no interior dos reservatórios, onde h é a altura preenchida, em metros);
- $Sc \text{ Permanente } 2 = 18 \text{ kN/m}^3 \times ka \times H$ (empuxo de terra atuando nas paredes, quando aplicável);
- $Sc = 10 \text{ kN/m}^3 \times H$ (Carga hidráulica na laje de fundo dos reservatórios em plena operação, além do respectivo empuxo hidrostático aplicado nas paredes);
- $Scp = 1 \text{ kN/m}^2$ (Sobrecarga permanente devida ao revestimento sobre as lajes);
- $Sc \text{ acidental } 1 = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (Sobrecarga acidental de utilização sobre as lajes de tampa);

Demais carregamentos permanentes referentes a equipamentos, bombas hidráulicas e tubulações foram considerados de acordo com as informações técnicas disponíveis nas plantas, ou estimados com valores a favor da segurança para as estruturas.

6.6. SOFTWARES UTILIZADOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL

Para análise estrutural e dimensionamento das caixas foi utilizado o módulo de reservatórios do programa CAD TQS V.18, que consiste em um software direcionado para elaboração de projetos de estruturas de concreto armado e protendido. O programa possui recursos que integram as seguintes etapas do projeto:

- Lançamento de dados: 100% mediante interface gráfica, utilizando biblioteca de seções ou seções desenhadas pelo usuário;
- Análise estrutural: esforços, estabilidade global e deformações (flechas);
- Dimensionamento e detalhamento armaduras: fundações, pilares, lajes e vigas;

Portanto, após modelagem e processamento das estruturas, conforme ilustrado no item referente aos modelos matemáticos, foi realizada uma verificação criteriosa das armaduras e do detalhamento do projeto executivo. Em todos os casos analisados verificou-se esforços seccionais compatíveis com a forma e armaduras projetadas, atendendo a todos os critérios normativos e verificações de Estado Limite Último e de Serviço.

As unidades analisadas com base nas ferramentas automáticas e/ou calculadoras do CAD TQS V.18 foram as seguintes:

- Caixas para hidrante;
- Caixas de Válvula;
- Caixas de Interligação;
- Caixas de Registro;
- Caixas de Descarga.

Destacam-se as seguintes verificações realizadas com auxílio da ferramenta computacional:

Cálculo das cargas atuantes nas fundações;

Verificação do atendimento aos critérios da NBR 6118/2014, incluindo dimensões das formas, esbeltez das peças, armaduras mínimas e máximas, etc.

Dimensionamento das armaduras de flexão das lajes.

Para análise geotécnica de fundações foram utilizados os Softwares desenvolvidos pela empresa Site Engenharia.

6.7. CRITÉRIOS CONSIDERADOS PARA O DETALHAMENTO DE ARMADURAS PARA CAIXAS

6.7.1. Critérios preconizados pela NBR 6118/2014

A seguir, apresentam-se transcritos alguns critérios preconizados pela NBR 6118 vigente que podem ser aplicados ao tipo de estrutura em questão.

21 Regiões especiais

21.1 Definição

Para os efeitos desta Norma, são definidas como regiões especiais as regiões dos elementos estruturais em que, na análise de seu comportamento estrutural, não seja aplicável a hipótese das seções planas,

ou seja, quando se apresentar na estrutura uma distribuição não linear de deformações específicas. Estas regiões ficam caracterizadas quando se apresentar na estrutura descontinuidades bruscas de geometria ou dos carregamentos aplicados. Regiões de introdução de cargas concentradas, de furos e aberturas em lajes, vigas-parede, regiões de variação na altura de vigas e de nós de pórticos são exemplos de regiões especiais.

Critérios para o projeto de regiões especiais localizadas na estrutura são tratados nesta Seção.

Os elementos estruturais que, por sua forma ou proporções, caracterizam uma descontinuidade generalizada em todo o elemento, são chamados de elementos especiais. Os elementos especiais e os elementos em que as descontinuidades geométricas ou de cargas afetem o comportamento do elemento estrutural como um todo devem ser projetados considerando os critérios definidos na Seção 22.

21.4 Nós de pórticos e ligações entre paredes

Em decorrência da mudança de direção dos elementos da estrutura, a resistência do conjunto depende da resistência à tração do concreto e da disposição da armadura, que devem ser consideradas no dimensionamento.

Figura 7: Trecho da NBR 6118 / 2014.

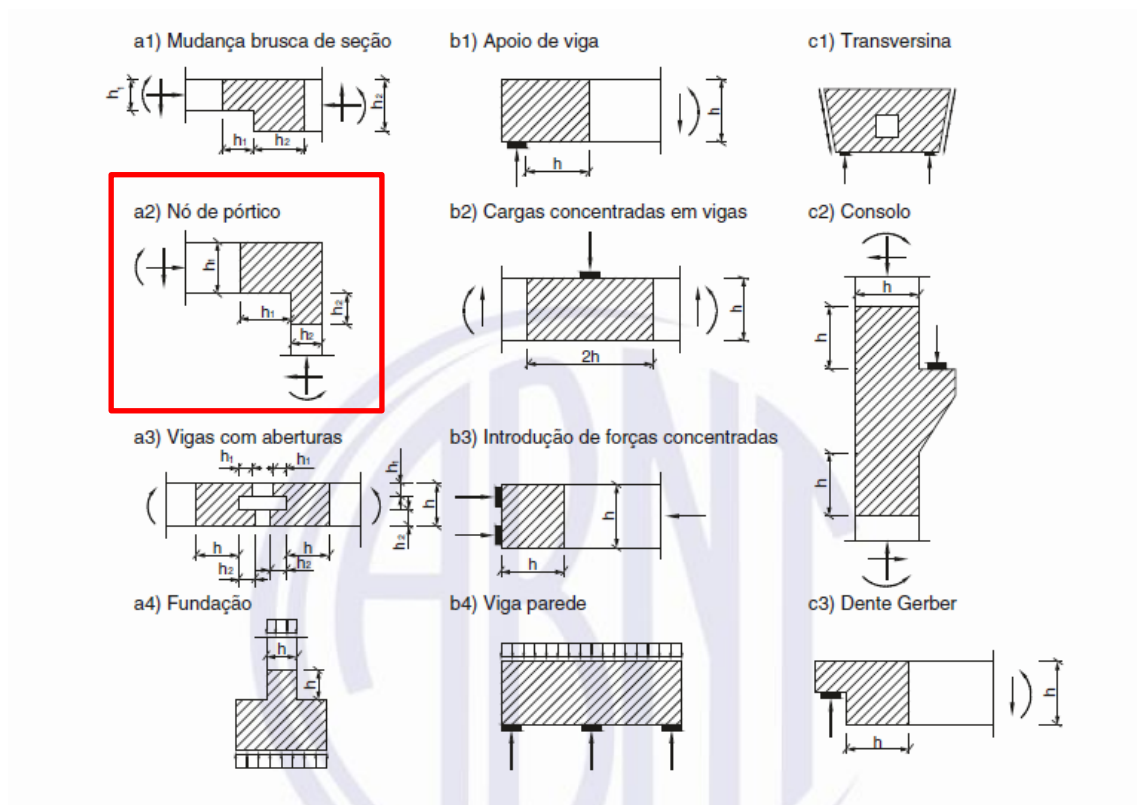


Figura 22.1 – Situações típicas de regiões D

Tendo em vista a responsabilidade dos elementos especiais na estrutura, deve-se majorar as solicitações de cálculo por um coeficiente adicional γ_n , conforme ABNT NBR 8681, nas regiões D.

Figura 8: Trecho da NBR 6118 / 2014.

6.7.2. Comportamento estrutural em nós de pórticos

A seguir, apresentam-se, de forma resumida, as peculiaridades do comportamento de ligações aporticadas (parede x parede ou laje x parede) submetidas à ação de momento positivo (tração na face interna do reservatório).

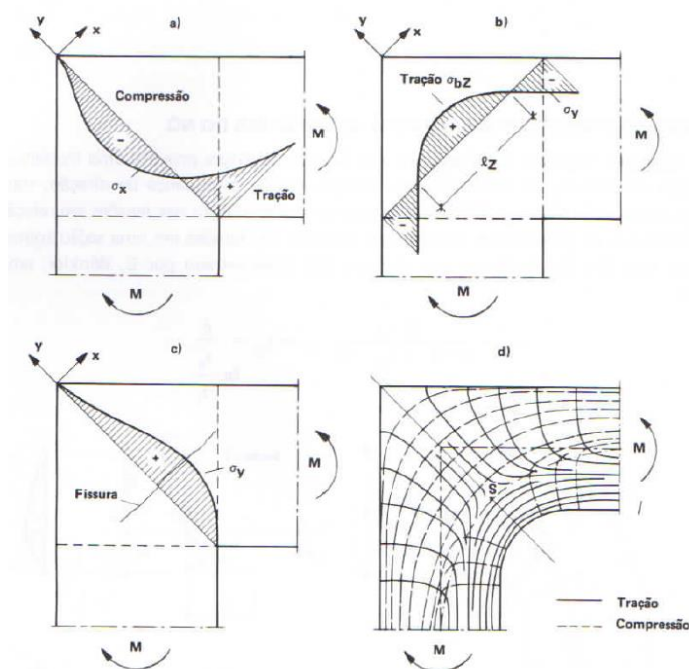


Figura 9: Distribuição de tensões e trajetórias das tensões principais em nós de pórticos ortogonais (no caso de momento fletor positivo)

Fonte: Leonhardt (1978)

O arranjo da armadura na região das junções entre laje x parede ou parede x parede requer um estudo especial para assegurar a integridade do concreto, uma vez que a mudança de direção dos esforços internos longitudinais provoca tensões σ_y ao longo da linha y, conforme ilustrado no item c da figura anterior. Nota-se, na mesma figura, que as tensões de tração, na direção da diagonal, assumem valores elevados, a ponto de gerar a fissura indicada e conduzir ao fendilhamento da zona comprimida de flexão.

Portanto, é importante que sejam considerados os seguintes critérios básicos para o projeto das junções entre os elementos dos reservatórios:

As arestas em contato direto com a água devem ser consideradas como engastadas, com rigidez suficiente para que formem ângulos retos entre si na deformação, a fim de garantir um bom controle de abertura de fissuras e, conseqüentemente, a estanqueidade e durabilidade do reservatório;

Tendo sido consideradas como engastadas as ligações entre as paredes, torna-se fundamental que as armaduras recebam detalhamento compatível, para que os elementos tenham efetivamente o mesmo comportamento considerado no modelo estrutural. Caso contrário, as ligações poderão apresentar comportamento de engaste flexível ou rótula plástica, resultando em grandes rotações relativas entre as paredes, na sua junção, acompanhadas de um quadro

considerável de abertura de fissuras, caracterizando a plastificação da seção e permitindo o ataque de agentes agressivos ao aço;

Por fim, é possível concluir que os pontos críticos para abertura de fissuras em reservatórios de esgotos encontram-se nas ligações entre seus elementos (arestas). Isso ocorre, principalmente, em consequência da tendência de rotação relativa entre os elementos e devido a mudança de direção dos esforços internos, que produzem tensões que aumentam a abertura de fissuras e prejudicam a estanqueidade e durabilidade do reservatório.

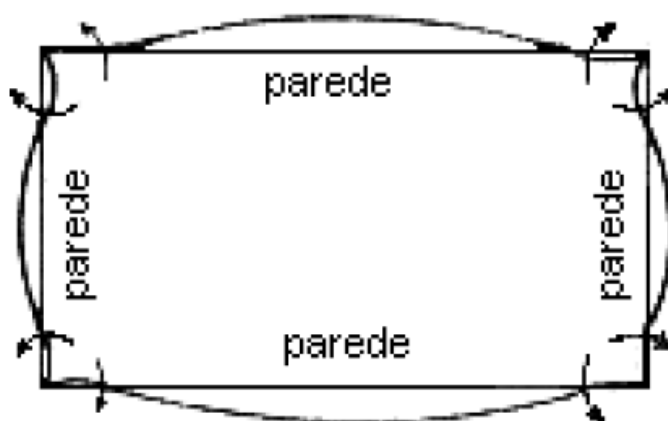
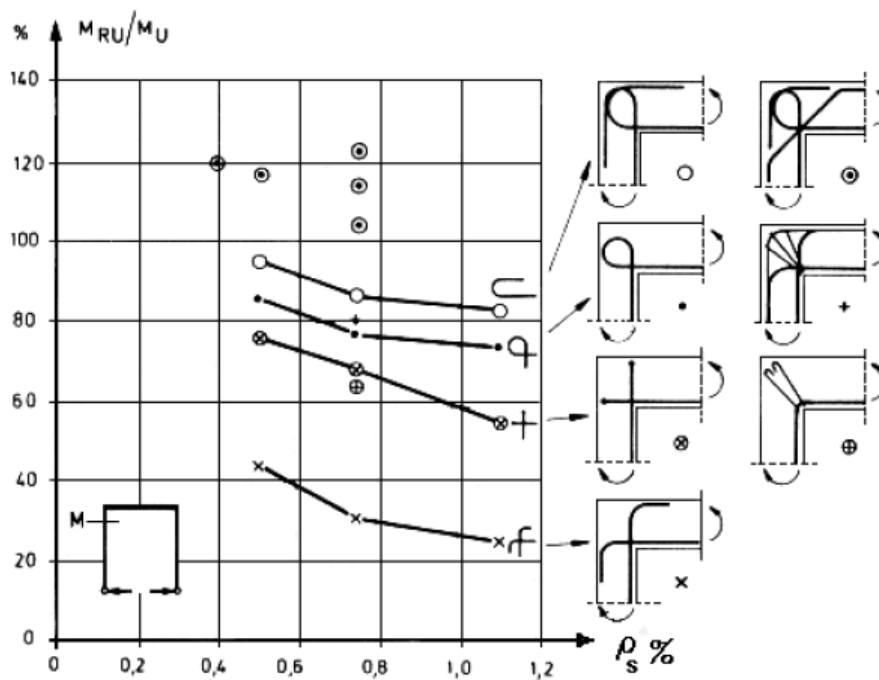


Figura 10: Configuração deformada típica em paredes de reservatórios submetidos a pressão hidrostática (Vista em planta)

6.7.3.Recomendações práticas para detalhamento dos nós

Verifica-se, que a eficiência da ligação entre parede x parede está intrinsecamente relacionada com o arranjo adotado para as armaduras, conforme ilustrado a seguir por LEONHARDT (1978) através de ensaios com diversos tipos de detalhamento e diferentes taxas geométricas de armaduras.



**Figura 11: Eficiência de alguns modelos de nós de pórticos
(Ligações sob ação de momento positivo)**

Fonte: LEONHARDT (1978)

Nota-se, inclusive, que a eficiência da ligação é inversamente proporcional a taxa geométrica de armadura utilizada, ou seja, deve ser dada preferência para utilização das bitolas mais finas possíveis, para composição do detalhamento das ligações aporticadas.

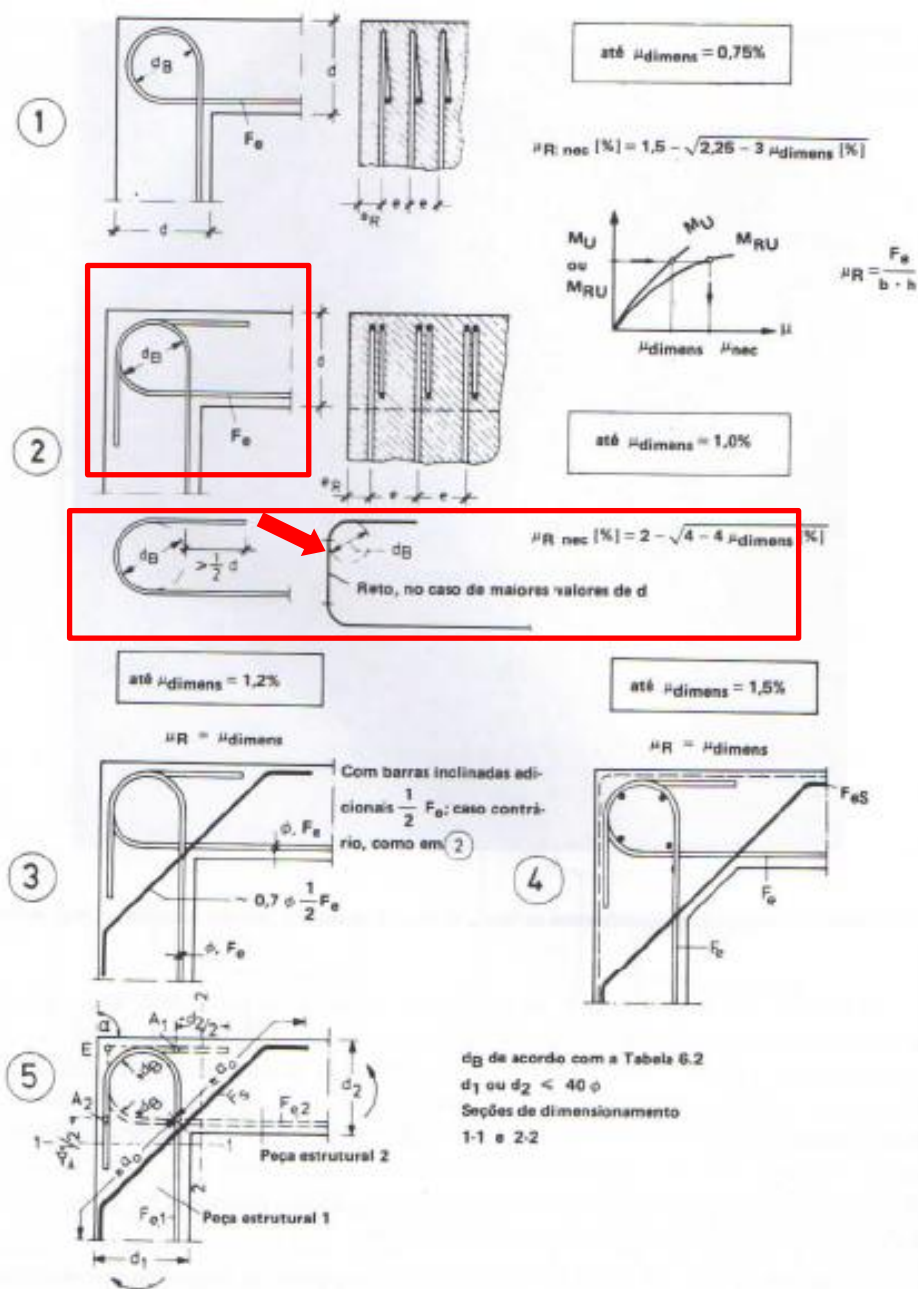


Figura 12: Critérios de dimensionamento e detalhamento para nós de pórticos (Nós sob ação de momento positivo)

Fonte: LEONHARDT (1978)

6.8. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

As combinações de carregamentos foram elaboradas de forma a serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para as estruturas, seguindo as recomendações da NBR-6118/2014 e da NBR-8681/2003 para combinações últimas normais (ELU) e para combinações quase

permanentes e frequentes de serviço (ELS). Abaixo, seguem ilustradas as respectivas tabelas das normas com destaque para os coeficientes de ponderação, fatores de combinação e de redução utilizados para obtenção das solicitações de projeto.

Tabela 11.1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (<i>g</i>)		Variáveis (<i>q</i>)		Protensão (<i>p</i>)		Recalques de apoio e retração	
	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>T</i>	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>D</i>	<i>F</i>
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Figura 13: Tabela 11.1 da NBR – 6118 / 2014

Tabela 4 - Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Figura 14: Tabela 5 da NBR – 8681 / 2003

Abaixo, apresenta-se em destaque a equação considerada para obtenção das solicitações de projeto para verificação das estruturas no Estado Limite Último (ELU).

Tabela 11.3 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
onde F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última; F_{gk} representa as ações permanentes diretas; F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk} ; F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;		

Figura 15: Tabela 11.3 da NBR – 6118 / 2014

Portanto, considerando-se a descrição das variáveis abaixo, as combinações básicas elaboradas para as verificações no estado limitem último são as seguintes:

- PP – Peso Próprio das bases de concreto;
- SCP – Sobrecargas permanentes referente ao peso próprio dos reservatórios;
- SC água – Sobrecarga de hidráulica no interior dos reservatórios;
- COMB1_ELU = 1,40 x (PP + SCP) + 1,2 x SC água;
- COMB2_ELU = 1,0 x (PP + SCP) + 1,2 x SC água;

As 2 combinações básicas ilustradas acima representam as considerações principais para ponderação conforme cada os carregamentos atuantes, além da consideração de possíveis efeitos favoráveis de alívio referentes aos carregamentos permanentes.

Da mesma forma, a equação básica ilustrada abaixo representa a combinação frequente, para obtenção das solicitações no estado limite de serviço, verificação das deformações na estrutura e limites de fissuração.

COMB1_ELS = 1,0 x (PP + SCP) + 1,0 x SC água (para CF de serviço).

Tabela 11.4 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$

onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Figura 16: Tabela 11.4 da NBR – 6118 / 2014

6.9. CÁLCULO DA FORÇA RESULTANTE NAS TUBULAÇÕES









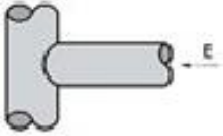






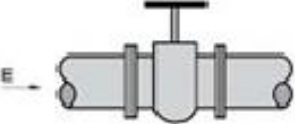

Valores das forças resultantes para os acessórios das tubulações.			
Curva			$R = 2PA \sin \frac{\theta}{2}$
Curva de 90°			$R = 1,414 PA$
Curva de 45°			$R = 0,765 PA$
Curva com tubos retos			$R = 2 PA \sin \frac{\theta}{2}$
Tê			$R = PA$
Redução	 		$R = (A_1 - A_2) P$ $R_1 = R_2 = R \sin \alpha$
Cap	 		$R = PA$
Válvula			$R = PA$

Figura 17: Força resultante R nas curvas e acessórios das tubulações.

6.10. CRITÉRIOS PARA VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM

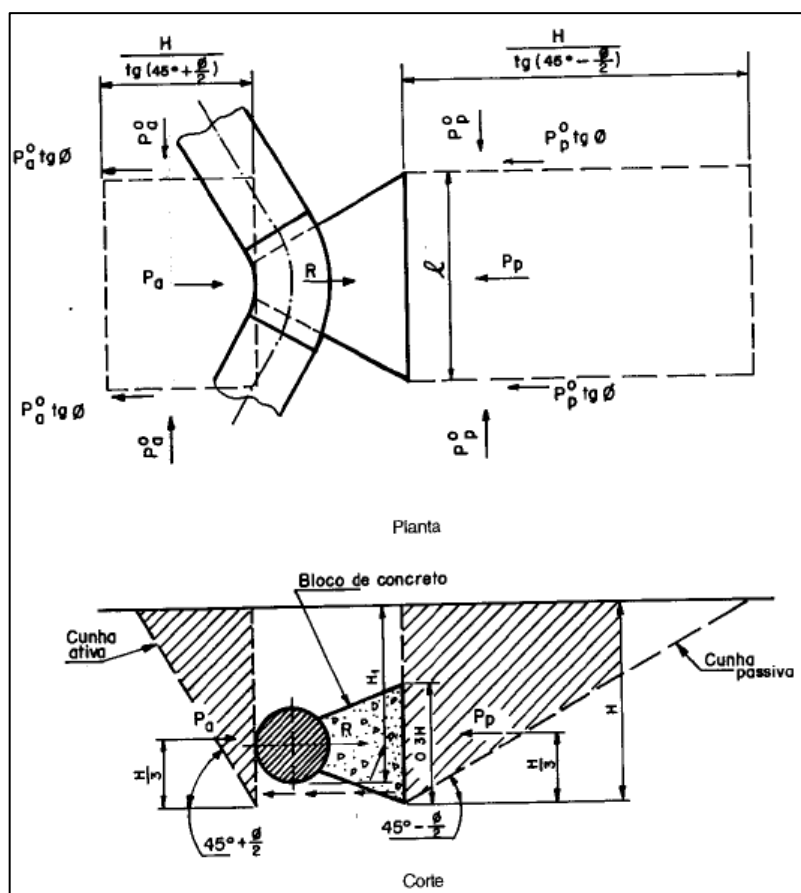


Figura 18: Ancoragem enterrada para deflexão no plano horizontal – Terreno sem coesão.

Onde:

H = profundidade total do bloco, em m

P_a = empuxo ativo do terreno no bloco, em N

P_a^0 = resistência total do solo agindo na região do empuxo ativo, em N

P_p = empuxo passivo do terreno no bloco, em N

P_p^0 = resistência total do solo agindo na região do empuxo passivo, em N

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

Tabela 2 - Valores dos coeficientes de empuxo K_a e K_p										
Função	Areia siltosa saturada fina			Areia seca		Areia densa + cascalho		Terreno compactado		
	0°	5°	12°	20°	30°	37°	46°	51°	55°	61°
$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$	1,0	0,85	0,66	0,49	0,34	0,25	0,16	0,12	0,10	0,07
$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$	1,0	1,19	1,52	2,05	3,00	4,05	6,15	7,95	10,01	14,90
$K_0^{(A)}$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,50	0,50	0,40	0,4	0,40
$\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$	1,0	0,92	0,81	0,70	0,58	0,50	0,40	0,35	0,32	0,26
$\operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$	1,0	1,09	1,23	1,43	1,73	2,01	2,48	2,82	3,17	3,80
$\operatorname{tg} \phi$	0	0,09	0,21	0,36	0,58	0,75	1,04	1,23	1,43	1,80
$\gamma_t \left(\frac{\text{N}}{\text{m}^3}\right)$	13700	13700	13700	14700	14700	15700	17600	17600	18600	19600

Figura 19: Valores de K_a e K_p em função do ângulo de atrito interno do solo – Terreno sem coesão.

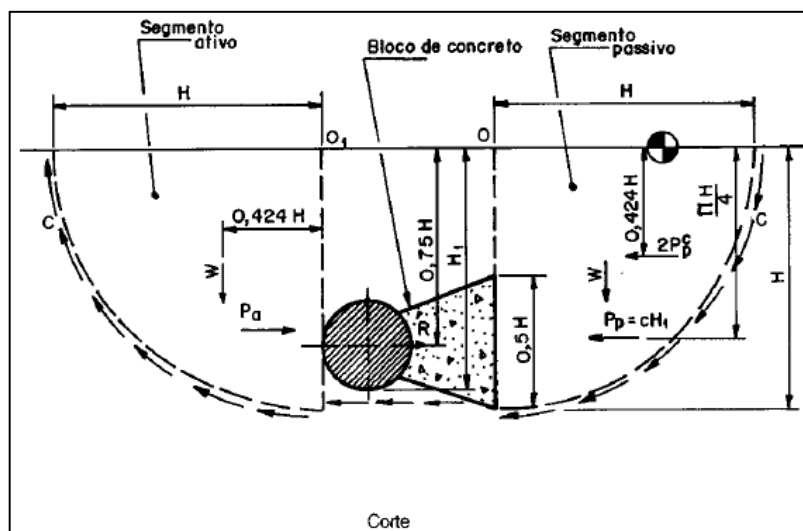
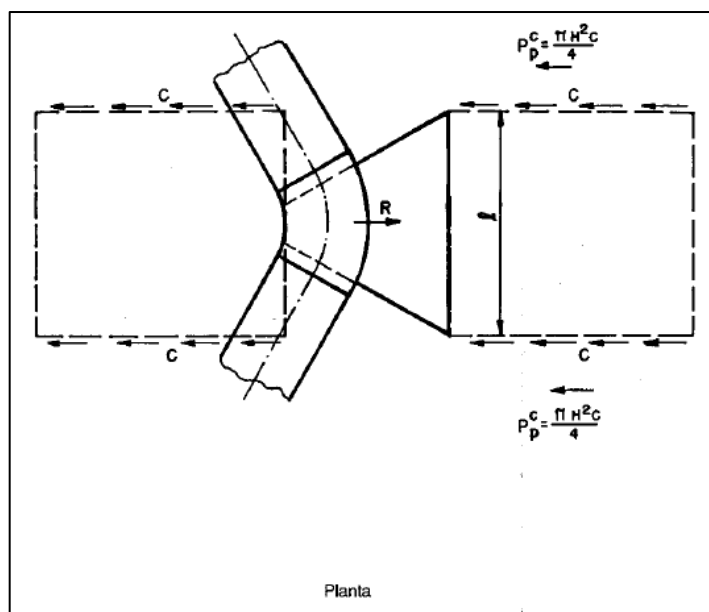


Tabela 3 - Valores de c, γ_1 e Z_0									
Parâmetros	Silte		Argila Arenosa		Argila recente mole		Argila compacta		Unidades
ϕ	30	35	26	30	16	28	12	18	Graus
c	1000	3000	2000	5000	500	5000	5000	2000	Pa
γ_1	14700	14700	17600	17600	18600	18600	19600	20600	N/m ³
$Z_0^{(A)}$	2,31	7,68	4,27	9,61	0,70	11,09	6,17	26,20	m

Figura 20: Ancoragem enterrada para deflexão no plano horizontal – Terreno com coesão.

6.11. VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO PARA OS BLOCOS DE ANCORAGEM

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 90)							
Terreno sem coesao							
Ângulo da Curva (Graus) =		90					
Pk (mca) =		100	(Pressão de trabalho)				
Ø(mm) =		300	(diâmetro nominal da tubulação)				
k =		1,414214	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)				
R (tf) =		10,00	(esforço resultante na curva)				
Teta =		45	(ângulo de atrito interno do solo)				
Ka =		0,17	(coeficiente de empuxo ativo)				
Kp =		5,83	(coeficiente de empuxo passivo)				
K0 =		0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)				
gama (tf/m3) =		1,9	(peso específico do solo)				
B (m) =		0,6	(comprimento do bloco)				
L (m) =		1,2	(largura do bloco)				
h (m) =		0,6	(altura do bloco)				
H (m) =		1,35	(profundidade do bloco)				
Pa (tf) =		0,36	(empuxo ativo do solo)				
Pp (tf) =		12,11	(empuxo passivo do solo)				
Pp 0 (tf) =		1,82	(resistência da cunha passiva)				
Pa 0 (tf) =		0,05	(resistência da cunha ativa)				
Peso do bloco (tf) =		1,0368					
Volume do bloco (m3) =		0,432					
mi =		0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)				
Fat (tf) =		0,39					
R + Pa (tf) =		10,35	(Atuante)				
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =		16,24	(resistente)				
Resistente / Atuante =		1,57	(fator de segurança ao deslizamento)				
MT (tf m) =		3,11	(momento de tombamento)				
ME (tf m) =		5,76	(momento estabilizante)				
Resistente / Atuante =		1,85	(fator de segurança ao tombamento)				

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva T)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =		90					
Pk (mca) =		100	(Pressão de trabalho)				
Ø(mm) =		300	(diâmetro nominal da tubulação)				
k =		1	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)				
R (tf) =		7,07	(esforço resultante na curva)				
Teta =		45	(ângulo de atrito interno do solo)				
Ka =		0,17	(coeficiente de empuxo ativo)				
Kp =		5,83	(coeficiente de empuxo passivo)				
K0 =		0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)				
gama (tf/m3) =		1,9	(peso específico do solo)				
B (m) =		0,5	(comprimento do bloco)				
L (m) =		1,1	(largura do bloco)				
h (m) =		0,6	(altura do bloco)				
H (m) =		1,35	(profundidade do bloco)				
Pa (tf) =		0,33	(empuxo ativo do solo)				
Pp (tf) =		11,10	(empuxo passivo do solo)				
Pp 0 (tf) =		1,82	(resistência da cunha passiva)				
Pa 0 (tf) =		0,05	(resistência da cunha ativa)				
Peso do bloco (tf) =		0,792					
Volume do bloco (m3) =		0,33					
mi =		0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)				
Fat (tf) =		0,30					
R + Pa (tf) =		7,40	(Atuante)				
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =		15,14	(resistente)				
Resistente / Atuante =		2,05	(fator de segurança ao deslizamento)				
MT (tf m) =		2,22	(momento de tombamento)				
ME (tf m) =		5,19	(momento estabilizante)				
Resistente / Atuante =		2,34	(fator de segurança ao tombamento)				

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 45)							
Terreno sem coesao							
Ângulo da Curva (Graus) =	45						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	300	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,765367	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	5,41	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,5	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,7	(largura do bloco)					
h (m) =	0,6	(altura do bloco)					
H (m) =	1,35	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,21	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	7,06	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,82	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,05	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,50						
Volume do bloco (m3) =	0,21						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,19						
R + Pa (tf) =	5,62	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	11,00	(resistente)					
Resistente / Atuante =	1,96	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	1,69	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	3,30	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	1,96	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 11)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =	11						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	300	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,191692	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	1,35	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,5	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,5	(largura do bloco)					
h (m) =	0,6	(altura do bloco)					
H (m) =	1,35	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,15	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	5,05	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,82	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,05	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,36						
Volume do bloco (m3) =	0,15						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,14						
R + Pa (tf) =	1,50	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	8,92	(resistente)					
Resistente / Atuante =	5,93	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	0,45	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	2,36	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	5,23	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 22)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =	22						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	300	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,381618	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	2,70	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,5	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,5	(largura do bloco)					
h (m) =	0,6	(altura do bloco)					
H (m) =	1,35	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,15	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	5,05	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,82	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,05	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,36						
Volume do bloco (m3) =	0,15						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,14						
R + Pa (tf) =	2,85	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	8,92	(resistente)					
Resistente / Atuante =	3,13	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	0,85	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	2,36	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	2,76	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 90)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =		90					
Pk (mca) =		100	(Pressão de trabalho)				
Ø(mm) =		200	(diâmetro nominal da tubulação)				
k =		1,414214	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)				
R (tf) =		4,44	(esforço resultante na curva)				
Teta =		45	(ângulo de atrito interno do solo)				
Ka =		0,17	(coeficiente de empuxo ativo)				
Kp =		5,83	(coeficiente de empuxo passivo)				
K0 =		0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)				
gama (tf/m3) =		1,9	(peso específico do solo)				
B (m) =		0,5	(comprimento do bloco)				
L (m) =		0,6	(largura do bloco)				
h (m) =		0,5	(altura do bloco)				
H (m) =		1,25	(profundidade do bloco)				
Pa (tf) =		0,15	(empuxo ativo do solo)				
Pp (tf) =		5,19	(empuxo passivo do solo)				
Pp 0 (tf) =		1,44	(resistência da cunha passiva)				
Pa 0 (tf) =		0,04	(resistência da cunha ativa)				
Peso do bloco (tf) =		0,36					
Volume do bloco (m3) =		0,15					
mi =		0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)				
Fat (tf) =		0,14					
R + Pa (tf) =		4,60	(Atuante)				
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =		8,30	(resistente)				
Resistente / Atuante =		1,81	(fator de segurança ao deslizamento)				
MT (tf m) =		1,15	(momento de tombamento)				
ME (tf m) =		2,25	(momento estabilizante)				
Resistente / Atuante =		1,96	(fator de segurança ao tombamento)				

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva T)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =		90					
Pk (mca) =		100	(Pressão de trabalho)				
Ø(mm) =		200	(diâmetro nominal da tubulação)				
k =		1	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)				
R (tf) =		3,14	(esforço resultante na curva)				
Teta =		45	(ângulo de atrito interno do solo)				
Ka =		0,17	(coeficiente de empuxo ativo)				
Kp =		5,83	(coeficiente de empuxo passivo)				
K0 =		0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)				
gama (tf/m3) =		1,9	(peso específico do solo)				
B (m) =		0,4	(comprimento do bloco)				
L (m) =		0,8	(largura do bloco)				
h (m) =		0,5	(altura do bloco)				
H (m) =		1,25	(profundidade do bloco)				
Pa (tf) =		0,20	(empuxo ativo do solo)				
Pp (tf) =		6,92	(empuxo passivo do solo)				
Pp 0 (tf) =		1,44	(resistência da cunha passiva)				
Pa 0 (tf) =		0,04	(resistência da cunha ativa)				
Peso do bloco (tf) =		0,384					
Volume do bloco (m3) =		0,16					
mi =		0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)				
Fat (tf) =		0,15					
R + Pa (tf) =		3,35	(Atuante)				
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =		10,04	(resistente)				
Resistente / Atuante =		3,00	(fator de segurança ao deslizamento)				
MT (tf m) =		0,84	(momento de tombamento)				
ME (tf m) =		2,96	(momento estabilizante)				
Resistente / Atuante =		3,54	(fator de segurança ao tombamento)				

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 45)							
Terreno sem coesao							
Ângulo da Curva (Graus) =	45						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	200	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,765367	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	2,40	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,4	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,5	(largura do bloco)					
h (m) =	0,5	(altura do bloco)					
H (m) =	1,25	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,13	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	4,33	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,44	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,04	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,24						
Volume do bloco (m3) =	0,1						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,09						
R + Pa (tf) =	2,53	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	7,39	(resistente)					
Resistente / Atuante =	2,92	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	0,63	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	1,85	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	2,92	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 11)							
Terreno sem coesao							
Ângulo da Curva (Graus) =	11						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	200	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,191692	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	0,60	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,4	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,5	(largura do bloco)					
h (m) =	0,5	(altura do bloco)					
H (m) =	1,25	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,13	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	4,33	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,44	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,04	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,24						
Volume do bloco (m3) =	0,1						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,09						
R + Pa (tf) =	0,73	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	7,39	(resistente)					
Resistente / Atuante =	10,12	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	0,18	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	1,85	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	10,15	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 22)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =	22						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	200	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,381618	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	1,20	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,4	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,5	(largura do bloco)					
h (m) =	0,5	(altura do bloco)					
H (m) =	1,25	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,13	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	4,33	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,44	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,04	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,24						
Volume do bloco (m3) =	0,1						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,09						
R + Pa (tf) =	1,33	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	7,39	(resistente)					
Resistente / Atuante =	5,57	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	0,33	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	1,85	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	5,58	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 90)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =		90					
Pk (mca) =		100	(Pressão de trabalho)				
Ø(mm) =		150	(diâmetro nominal da tubulação)				
k =		1,414214	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)				
R (tf) =		2,50	(esforço resultante na curva)				
Teta =		45	(ângulo de atrito interno do solo)				
Ka =		0,17	(coeficiente de empuxo ativo)				
Kp =		5,83	(coeficiente de empuxo passivo)				
K0 =		0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)				
gama (tf/m3) =		1,9	(peso específico do solo)				
B (m) =		0,3	(comprimento do bloco)				
L (m) =		0,45	(largura do bloco)				
h (m) =		0,45	(altura do bloco)				
H (m) =		1,2	(profundidade do bloco)				
Pa (tf) =		0,11	(empuxo ativo do solo)				
Pp (tf) =		3,59	(empuxo passivo do solo)				
Pp 0 (tf) =		1,28	(resistência da cunha passiva)				
Pa 0 (tf) =		0,04	(resistência da cunha ativa)				
Peso do bloco (tf) =		0,1458					
Volume do bloco (m3) =		0,06075					
mi =		0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)				
Fat (tf) =		0,06					
R + Pa (tf) =		2,60	(Atuante)				
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =		6,27	(resistente)				
Resistente / Atuante =		2,41	(fator de segurança ao deslizamento)				
MT (tf m) =		0,59	(momento de tombamento)				
ME (tf m) =		1,46	(momento estabilizante)				
Resistente / Atuante =		2,49	(fator de segurança ao tombamento)				

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva T)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =		90					
Pk (mca) =		100	(Pressão de trabalho)				
Ø(mm) =		150	(diâmetro nominal da tubulação)				
k =		1	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)				
R (tf) =		1,77	(esforço resultante na curva)				
Teta =		45	(ângulo de atrito interno do solo)				
Ka =		0,17	(coeficiente de empuxo ativo)				
Kp =		5,83	(coeficiente de empuxo passivo)				
K0 =		0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)				
gama (tf/m3) =		1,9	(peso específico do solo)				
B (m) =		0,3	(comprimento do bloco)				
L (m) =		0,45	(largura do bloco)				
h (m) =		0,45	(altura do bloco)				
H (m) =		1,2	(profundidade do bloco)				
Pa (tf) =		0,11	(empuxo ativo do solo)				
Pp (tf) =		3,59	(empuxo passivo do solo)				
Pp 0 (tf) =		1,28	(resistência da cunha passiva)				
Pa 0 (tf) =		0,04	(resistência da cunha ativa)				
Peso do bloco (tf) =		0,1458					
Volume do bloco (m3) =		0,06075					
mi =		0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)				
Fat (tf) =		0,06					
R + Pa (tf) =		1,87	(Atuante)				
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =		6,27	(resistente)				
Resistente / Atuante =		3,35	(fator de segurança ao deslizamento)				
MT (tf m) =		0,42	(momento de tombamento)				
ME (tf m) =		1,46	(momento estabilizante)				
Resistente / Atuante =		3,46	(fator de segurança ao tombamento)				

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 45)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =	45						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	150	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,765367	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	1,35	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,3	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,45	(largura do bloco)					
h (m) =	0,45	(altura do bloco)					
H (m) =	1,2	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,11	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	3,59	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,28	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,04	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,1458						
Volume do bloco (m3) =	0,06075						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,06						
R + Pa (tf) =	1,46	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	6,27	(resistente)					
Resistente / Atuante =	4,30	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	0,33	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	1,46	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	4,44	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 11)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =	11						
Pk (mca) =	100	(Pressão de trabalho)					
Ø(mm) =	150	(diâmetro nominal da tubulação)					
k =	0,191692	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)					
R (tf) =	0,34	(esforço resultante na curva)					
Teta =	45	(ângulo de atrito interno do solo)					
Ka =	0,17	(coeficiente de empuxo ativo)					
Kp =	5,83	(coeficiente de empuxo passivo)					
K0 =	0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)					
gama (tf/m3) =	1,9	(peso específico do solo)					
B (m) =	0,3	(comprimento do bloco)					
L (m) =	0,45	(largura do bloco)					
h (m) =	0,45	(altura do bloco)					
H (m) =	1,2	(profundidade do bloco)					
Pa (tf) =	0,11	(empuxo ativo do solo)					
Pp (tf) =	3,59	(empuxo passivo do solo)					
Pp 0 (tf) =	1,28	(resistência da cunha passiva)					
Pa 0 (tf) =	0,04	(resistência da cunha ativa)					
Peso do bloco (tf) =	0,1458						
Volume do bloco (m3) =	0,06075						
mi =	0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)					
Fat (tf) =	0,06						
R + Pa (tf) =	0,44	(Atuante)					
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =	6,27	(resistente)					
Resistente / Atuante =	14,11	(fator de segurança ao deslizamento)					
MT (tf m) =	0,10	(momento de tombamento)					
ME (tf m) =	1,46	(momento estabilizante)					
Resistente / Atuante =	14,57	(fator de segurança ao tombamento)					

Juiz de Fora - Bloco de Ancoragem (Curva 22)							
Terreno sem coesão							
Ângulo da Curva (Graus) =		22					
Pk (mca) =		100	(Pressão de trabalho)				
Ø(mm) =		150	(diâmetro nominal da tubulação)				
k =		0,381618	(coeficiente que depende da geometria da tubulação)				
R (tf) =		0,67	(esforço resultante na curva)				
Teta =		45	(ângulo de atrito interno do solo)				
Ka =		0,17	(coeficiente de empuxo ativo)				
Kp =		5,83	(coeficiente de empuxo passivo)				
K0 =		0,40	(coeficiente de empuxo no repouso)				
gama (tf/m3) =		1,9	(peso específico do solo)				
B (m) =		0,3	(comprimento do bloco)				
L (m) =		0,45	(largura do bloco)				
h (m) =		0,45	(altura do bloco)				
H (m) =		1,2	(profundidade do bloco)				
Pa (tf) =		0,11	(empuxo ativo do solo)				
Pp (tf) =		3,59	(empuxo passivo do solo)				
Pp 0 (tf) =		1,28	(resistência da cunha passiva)				
Pa 0 (tf) =		0,04	(resistência da cunha ativa)				
Peso do bloco (tf) =		0,1458					
Volume do bloco (m3) =		0,06075					
mi =		0,38	(coeficiente de atrito entre o fundo do bloco e o terreno)				
Fat (tf) =		0,06					
R + Pa (tf) =		0,78	(Atuante)				
2*Pa 0*tan(teta)+Pp+2*Pp 0*tan(teta) + Fat =		6,27	(resistente)				
Resistente / Atuante =		8,04	(fator de segurança ao deslizamento)				
MT (tf m) =		0,18	(momento de tombamento)				
ME (tf m) =		1,46	(momento estabilizante)				
Resistente / Atuante =		8,30	(fator de segurança ao tombamento)				