

ANDRÉ LUIZ DA SILVA  
CÉSAR YUZO HIRAI  
PAULO SHIN CHOI

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE  
DISSIPAÇÃO DE ENERGIA EM BARRAGENS, DE FORMA A EVITAR  
A CAVITAÇÃO – ENGENHARIA CIVIL**

Projeto de Formatura apresentado à  
Escola Politécnica da Universidade de  
São Paulo, no âmbito do Curso de  
Engenharia Civil

São Paulo  
2014

ANDRÉ LUIZ DA SILVA  
CÉSAR YUZO HIRAI  
PAULO SHIN CHOI

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE  
DISSIPAÇÃO DE ENERGIA EM BARRAGENS, DE FORMA A EVITAR  
A CAVITAÇÃO – ENGENHARIA CIVIL**

Projeto de Formatura apresentado à  
Escola Politécnica da Universidade de  
São Paulo, no âmbito do Curso de  
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Podalyro Amaral  
de Souza

São Paulo  
2014

**Silva, André Luiz da**

**Estudo comparativo entre diferentes alternativas de dissipação de energia em barragens, de forma a evitar a cavitação / A.L. da Silva; C.Y. Hirai; P.S. Choi. -- São Paulo, 2014.**

**88 p.**

**Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental.**

**1.Cavitação 2.Barragens 3.Dissipadores de energia 4.Estruturas de concreto I.Hirai, César Yuzo II.Choi, Paulo Shin III.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental IV.t.**

## RESUMO

Este trabalho consiste na análise comparativa entre dois tipos de bacias de dissipação para barragens, de maneira a evitar o problema da cavitação. Serão analisadas propriedades hidráulicas e construtivas de bacias utilizadas no Brasil, que seguem o padrão norte-americano, e bacias de dissipação russas.

Será apresentado também um estudo de caso sobre o assunto, onde foi utilizado como motivo de comparação a bacia de dissipação já existente na PCH-Queluz (Pequena Central Hidrelétrica da cidade de Queluz) e bacias do tipo Gunko, determinadas pela VNIIG, e do tipo I determinadas pela USBR.

Palavras-Chave: bacia de dissipação; cavitação; engenharia civil

## ABSTRACT

This study consists in a comparative analysis of two types of dissipation for stilling basins of dams, in order to avoid the problem of cavitation. Hydraulic and constructional properties of basins used in Brazil, which follow the American pattern, and Russian stilling basins will be analyzed.

Will also be presented a case study, which was used as a ground for comparison to existing stilling basin in SHP - Queluz (Small Hydro Power of city of Queluz) and basins of Gunko type, determined by VNIIG, and type I determined by USBR.

Keywords: stilling basin; cavitation; civil engineering

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Barragem de Itaipu e seus componentes. (Itaipu Binacional, 2014) .....	8
Figura 2 - Tipos de Estruturas de Barramentos. (DAEE, 2005) .....	9
Figura 3 - Exemplo de funcionamento de uma casa de força. (InVivo, 2014) .....	10
Figura 4 - Vertedor de superfície com soleira espessa. (DAEE, 2005) .....	11
Figura 5 - Vertedor de superfície com soleira de perfil tipo Creager. (DAEE, 2005) .....	11
Figura 6 - Esquema de funcionamento de comporta do tipo Setor ou Segmentado. (Três Irmãos, 2006).....	12
Figura 7 - Esquema de funcionamento de comporta do tipo Setor ou Segmentado. (Três Irmãos, 2006).....	12
Figura 8 - Descarregador tipo Tulipa. (CNPGB, 2014).....	13
Figura 9 - Barragem do Monte da Rocha descarregador tipo Tulipa. (METEOOPT, 2014).....	13
Figura 10 - Descarregador de fundo em uma pequena barragem. (DAEE, 2005) .....	14
Figura 11 - Bacia Tipo I - USBR (adaptado de ORTIZ, 1982) .....	16
Figura 12 - Bacia Tipo II –USBR (adaptado de ORTIZ, 1982) .....	17
Figura 13 - Bacia Tipo III – USBR (adaptado de ORTIZ, 1982) .....	18
Figura 14 - Bacia Tipo Gunko – VNIIG (adaptado de ORTIZ, 1982) .....	18
Figura 15 - Bacia Tipo Lyapin – VNIIG (adaptado de ORTIZ, 1982) .....	19
Figura 16 - Bacia Tipo Kumin – VNIIG (adaptado de ORTIZ, 1982) .....	20
Figura 17 - Ressalto hidráulico (adaptado de PORTO, 2004) .....	20
Figura 18 - Relação da altura do ressalto e eficiência do ressalto, .....	22
Figura 19 - Tipos de ressalto hidráulico (adaptado de PETERKA, 1974, p. 16).....	26
Figura 20 - Pressão de vapor em função da temperatura. (adaptado de HIEL, J. W.; PETRUCCI, R.H., 1996) .....	27
Figura 21 - Vaporização da água. (adaptado de HIEL, J. W.; PETRUCCI, R.H., 1996.) .....	27
Figura 22 - Esquema de geração de cavidades e sua implosão junto ao fundo de um vertedor. (BRITO, 2011) .....	28
Figura 23 - Cavitação observada na bacia de dissipação de Ilha Solteira. (KANASHIRO, 2003).....	30
Figura 24 - Figura representativa da teoria da cascata .....	32
Figura 25 - Perfil longitudinal típico (DAEE, 2005) .....	34
Figura 26 - Relações experimentais entre $F_1$ , $y_3/y_1$ e $h/y_1$ (DAEE, 2005) .....	35
Figura 27 - Bacia de dissipação retangular, terminando em sobrelevação abrupta do leito (DAEE, 2005).....	36
Figura 28 - Partição do domínio em subdomínios ou elementos (MAZZILLI et. al., 2010) .....	40
Figura 29 - Pontos nodais para o elemento (m) (MAZZILLI et. al., 2010) .....	40

Figura 30 - Pontos nodais considerando-se todos os elementos da malha (MAZZILLI et. al., 2010) .....	40
Figura 31 - PCH-QUELUZ (GoogleMaps, 2011) .....	45
Figura 32 - PCH-QUELUZ (HABTEC, 2014) .....	45
Figura 33 - Representação gráfica da bacia de dissipação da PCH-Queluz....	46
Figura 34 - Bacia de dissipação da PCH-Queluz .....	48
Figura 35 - Bacia alternativa para PCH-Queluz do tipo I.....	49
Figura 36 - Bacia alternativa para PCH-Queluz do tipo GUNKO.....	51
Figura 37 - Carga do aterro .....	52
Figura 38 - Carga da pressão hidrostática sobre a parede .....	53
Figura 39 - Carga da pressão hidrostática sobre a base.....	53
Figura 40 - Representação esquemática das direções dos esforços na teoria de cascas. ....	54
Figura 41 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Sem Água – PCH QUELUZ	54
Figura 42 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – PCH QUELUZ	55
Figura 43 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – PCH QUELUZ	55
Figura 44 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – PCH QUELUZ	56
Figura 45 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Com Água – PCH QUELUZ	56
Figura 46 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – PCH QUELUZ	57
Figura 47 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Sem Água – TIPO I.....	57
Figura 48 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – TIPO I.....	58
Figura 49 - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Sem Água – TIPO I.....	58
Figura 50 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – TIPO I.....	59
Figura 51 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Com Água – TIPO I.....	59
Figura 52 - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Com Água – TIPO I.....	60
Figura 53 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Sem Água – TIPO GUNKO.	60
Figura 54 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – TIPO GUNKO.	61
Figura 55 - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Sem Água – TIPO GUNKO	61
Figura 56 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – TIPO GUNKO.	62
Figura 57 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Com Água – TIPO GUNKO.	62
Figura 58 - - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Com Água – TIPO GUNKO	63
Figura 59 - Comportamento da seção transversal de uma viga de concreto armado na flexão normal simples (CARVALHO, 2013, p. 105).....	65
Figura 60 - Viga de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada pelo momento de calculo $M_d$ (CARVALHO, 2013, p. 116).	67
Figura 61 - Análise comparativa de custos .....	70

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Equações para cálculo do comprimento do ressalto hidráulico (adaptado de ELEVATORSKI, 1959) .....	24
Tabela 2 - Valores obtidos para PCH-Queluz .....	47
Tabela 3 - Bacia de dissipação do tipo I.....	51
Tabela 4 - Estimativa de armadura para PCH-Queluz .....	68
Tabela 5 - Estimativa de armadura para bacia tipo I .....	68
Tabela 6 - Estimativa de armadura para bacia tipo Gunko .....	69
Tabela 7 - Custos de concreto e aço para bacia Queluz.....	69
Tabela 8 - Custos de concreto e aço para bacia Tipo I .....	70
Tabela 9 - Custos de concreto e aço para bacia tipo Gunko.....	70

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
USBR	United States Bureau of Reclamation
VNIIG	B. E. Vedeneev All-Russia Research Institute of Hydraulic Engineering
$A_m$	Área média da seção do canal
$A_s$	Área de armadura
B	Largura do canal
$b_w$	Largura da base da viga de concreto
c	Altura da contra barragem
D	Desnível entre o máximo maximorum do reservatório e a cota da interseção do leito do canal de restituição com a calha inclinada
$E_1, H_1$	Carga a montante
$F_{jj}$	Força no eixo jj
$F_r$	Número de Froude
$F_s$	Força solicitante
$f^B$	Forças de volume
$f^S$	Forças de superfície
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto
$f_{yk}$	Resistência característica do aço
g	Aceleração gravitacional
h	Altura
H	Carga específica a montante do vertedor
$H_{d,sol}$	Carga sobre a soleira do vertedor
$H_c$	Carga cinética
$H_q$	altura de queda do vertedor
K, $N_{Eu}$	Número de Euler

$K_{cr}$	Número de Euler crítico
$L_j$	Comprimento do ressalto hidráulico
$M_d$	Momento solicitante de cálculo
$M_{jj}$	Momento fletor no eixo jj
$NA_{máx\ max}$	Nível d'água máximo maximorum
$N_{Ca}$	Número de cavitação
$N_{Fb}$	Nível do fundo da bacia de dissipação
$N_s$	Nível da soleira do vertedor
$N_{Th}$	Número de Thomas
$P$	Peso
$p$	Pressão
$p_v$	Pressão de vapor
$Q$	Vazão
$Q_{S_{máx}}$	Vazão de saída do vertedor
$r$	Raio do roller do ressalto hidráulico
$V_r$	Velocidade média no roller do ressalto hidráulico
$V_1$	Velocidade média do escoamento na seção a montante do ressalto hidráulico
$V_2$	Velocidade média do escoamento na seção a jusante do ressalto hidráulico
$x$	Altura da linha neutra da viga de concreto
$x_j$	Comprimento da bacia de dissipação
$y_c$	Profundidade crítica
$y_j, y_r$	Altura do ressalto hidráulico
$y_1$	Altura d'água da seção a montante do ressalto
$y_2$	Altura d'água da seção a jusante do ressalto
$y_3$	Altura d'água entre a seção da soleira e o nível da água
$z$	Distância entre a força no concreto e a resultante na armadura

$\Delta E$ , $H_r$	Perda de carga no ressalto
$\Delta p$	Perda de pressão
$\delta \epsilon$	Variação da deformação
$\delta u$	Variação do deslocamento
$\epsilon_{jj}$	Deformação no eixo jj
$\gamma_{água}$	Peso específico da água
$\gamma_c$	Fator de minoração da resistência do concreto
$\gamma_d$	Fator de majoração das cargas
$\gamma_s$	Fator de minoração da resistência do aço
$\gamma_{sat}$	Peso específico do solo saturado
$\eta$	Eficiência do ressalto
$\rho$	Massa específica da água
$\omega$	Velocidade angular

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	JUSTIFICATIVA.....	3
3	OBJETIVOS.....	5
3.1	Objetivos Gerais.....	5
3.2	Objetivos Específicos.....	5
4	MATERIAIS E MÉTODOS .....	6
5	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	7
5.1	Definição e componentes de uma barragem.....	7
5.1.1	Reservatório .....	8
5.1.2	Estruturas de barramento .....	8
5.1.3	Casa de máquinas.....	9
5.1.4	Extravasor .....	10
5.1.5	Bacia de dissipação.....	14
5.2	Estruturas de dissipação de energia .....	15
5.2.1	Bacia de dissipação tipo I .....	15
5.2.2	Bacia de dissipação tipo II .....	16
5.2.3	Bacia de dissipação tipo III .....	17
5.2.4	Bacia de dissipação tipo Gunko.....	18
5.2.5	Bacia de dissipação tipo Lyapin.....	19
5.2.6	Bacia de dissipação tipo Kumin .....	19
5.3	Ressalto hidráulico .....	20
5.4	Cavitação .....	26
5.4.1	Fatores que afetam a cavitação.....	30
5.4.2	Formas de se tentar medir a cavitação.....	31
5.5	Dimensionamento de bacia de dissipação para pequenas barragens	33
5.6	Dimensionamento estrutural da bacia de dissipação .....	37
5.6.1	Método dos Elementos Finitos.....	37
5.7	Modelagem Estrutural .....	41
5.7.1	SAP-2000 .....	41
6	ESTUDO DE CASO – PCH QUELUZ.....	43

6.1	Introdução .....	43
6.2	PCH-Queluz .....	44
6.2.1	Dados gerais da PCH-Queluz .....	46
6.3	Dimensionamentos.....	46
6.3.1	Dimensionamento da bacia de dissipação da PCH-Queluz .....	46
6.3.2	Dimensionamento da bacia alternativa tipo I .....	48
6.3.3	Dimensionamento da bacia alternativa tipo GUNKO .....	49
6.4	Carregamentos .....	51
6.4.1	Peso próprio .....	51
6.4.2	Carga de aterro.....	51
6.4.3	Pressão hidrostática .....	52
6.4.4	Combinações de carregamentos .....	53
6.5	Modelo de cálculo .....	53
6.6	Esforços resultantes.....	54
6.6.1	Bacia PCH-QUELUZ .....	54
6.6.2	Bacia Tipo I (USBR) .....	57
6.6.3	Bacia Tipo Gunko (VNIIG).....	60
6.7	Dimensionamento de armaduras .....	63
6.8	Análise de custos .....	69
7	CONCLUSÃO.....	71
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	72

## 1 INTRODUÇÃO

A matriz energética mundial se baseia na geração de energia por meio de fontes não renováveis e poluentes, sendo de 40% a geração de energia pela queima do carvão mineral, 19% pela queima de gás natural, 16% por fissão nuclear e 7% pela queima do petróleo, totalizando 82% do total de energia gerada mundialmente (dados referentes ao ano de 2003). No Brasil, a matriz energética é completamente o oposto, baseando-se na geração por meio de fontes renováveis, sendo 85% gerados por hidrelétricas e 4% por outras fontes renováveis, como biomassa, totalizando 89% do total de energia gerado no Brasil (dados referentes ao ano de 2005). (ROMÁRIO, 2006).

Em 2007, a *International Energy Outlook* publicou que a geração de energia por hidrelétricas é responsável por cerca de 19% da oferta elétrica mundial e que a geração de energia por meio de hidrelétricas e outras fontes renováveis crescerão cerca de 56% nos próximos 24 anos. (INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, 2007).

A partir de dados do Ministério de Minas e Energia do Brasil, é possível prever que, com o crescimento da população e com uma previsão do aumento do PIB (Produto Interno Bruto) do país, a demanda por energia acaba aumentando também, e a partir de estimativas pode-se prever o esgotamento da capacidade de produção nacional devido ao aumento da demanda.

Levando em consideração os dados supracitados, observa-se que a demanda por energia elétrica no país é crescente, e que esta demanda acarretará uma necessidade de aumento do aproveitamento hídrico para geração de energia, e com isso aumentar o número de barragens. Deve-se notar que, além das vantagens de geração de energia, barragens também são utilizadas para armazenamento de água, o que faz com que outro problema seja sanado em parte, que é a escassez de água em determinadas regiões.

Pelo fato de barragens serem comumente estruturas de grande porte e que podem gerar severos danos à sociedade e ao meio ambiente em caso de

queda ou ruptura, deve-se levar em conta uma série de medidas preventivas. Os fatores que levam à ruptura de uma barragem são divididos em dois tipos, os que têm relação ao projeto, concepção e manutenção e os de eventos excepcionais. A maioria dos problemas de ruptura estão relacionados aos erros humanos, como falha de projeto, falha de inspeção do solo sobre o qual a barragem é apoiada, erros construtivos e manutenção e/ou operação inadequada. Rupturas referentes a eventos excepcionais estão ligadas a grandes sismos, cheias inesperadas, grandes tempestades e atos de guerra e terrorismo.

Um problema comumente analisado nas estruturas de barragens ao redor de todo mundo é o problema da cavitação. A cavitação consiste na implosão de bolhas de vapor próximo à estrutura, que são geradas por zonas de baixa pressão durante o escoamento. Dentre os problemas referentes à ruptura das estruturas de barragens, a cavitação pode estar relacionada aos erros de projeto, erros de construção e manutenção e/ou operação inadequada da barragem.

Um exemplo de custo de manutenção do problema de cavitação pode ser a referente à bacia de dissipação da Barragem de Ilha Solteira, no estado de São Paulo. Segundo Kanashiro, a implantação de um sistema anti-vórtice, capaz de eliminar o problema de cavitação nesta bacia de dissipação, teria um custo aproximado de US\$169.000,00, com execução dos serviços num prazo de cinco meses. (Fonte: KANASHIRO et al., 2003, p. 11).

## 2 JUSTIFICATIVA

"O excesso de energia dos escoamentos requer, muito frequentemente, que se prevejam obras onde ocorra a dissipação da energia, de modo que a elevada intensidade de turbulência gerada no processo de dissipação não provoque danos em obras anexas ou erosões inaceitáveis no leito a jusante." (PINHEIRO, 2006, p. 1.1).

"Essas estruturas hidráulicas (bacias de dissipação) são projetadas a jusante de trechos de canais, dutos ou galerias com declividades acentuadas, onde as altas velocidades ocasionam erosão e instabilidade no escoamento no encontro com trechos de menor declividade." (MANUAL DAEE, 2005, p. 45).

"Cavitação é definida como o processo de formação de bolhas ou cavidades locais no seio de um líquido, devido à redução de pressão abaixo da pressão de vapor [...]. Baixas pressões associadas a velocidades elevadas que ocorrem normalmente em vertedores criam situações que propiciam a cavitação. Quando a pressão da água aumenta em torno da região a jusante da região de indução de cavitação, as bolhas ou cavidades colapsam [...]. Quando as implosões ocorrem perto de um contorno sólido, como por exemplo a superfície de concreto de um canal, as pressões instantâneas geradas pela implosão podem resultar em ruptura ou fadiga e posterior remoção de pequenas quantidades de material de superfície. A continua remoção do material de superfície pode causar danos significativos na estrutura." (KELLS; SMITH, 1991 apud BRITO, 2006, p. 4).

A necessidade de se eliminar o problema da cavitação em bacias de dissipação de barragens se dá devido a melhorar as condições de segurança e garantir maior economia para manutenção da estrutura. As bacias de dissipação russas, totalmente diferente das utilizadas no Brasil, que seguem o padrão norte-americano, apresentam desenhos bastante interessantes, sendo algumas capazes de eliminar completamente o problema da cavitação. A

análise hidráulica e os métodos construtivos utilizados para sua concepção serão analisados e se determinará sua viabilidade de implantação no Brasil.

### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 Objetivos Gerais**

O objetivo geral deste trabalho é comparar as bacias de dissipação utilizadas no Brasil, e as bacias de dissipação encontradas na bibliografia russa, analisando cálculos hidráulicos e sua viabilidade de implantação.

#### **3.2 Objetivos Específicos**

Para realizar a comparação entre os diferentes tipos de bacias de dissipação, será adotado como objetivo específico a análise de uma aplicação em caso real, analisando sua viabilidade econômica e avaliando os impactos que esta mudança pode gerar.

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

Para que os objetivos deste trabalho fossem atingidos, este foi dividido em duas partes: Revisão Bibliográfica e Estudo de Caso.

Foram analisadas as bacias de dissipação propostas pela United States Bureau of Reclamation (Tipos II, III e IV) e bacias de dissipação de modelo Russo equivalentes (Gunko, Lyapin e Kumin), propostas pela B. E. Vedeneev All-Russia Research Institute of Hydraulic Engineering (VNIIG). No estudo de caso foram comparadas as bacias do tipo I, tipo Gunko e a bacia do local (tipo I com soleira terminal).

Na Revisão Bibliográfica serão analisados dados sobre os dois tipos de bacias, abordando os seguintes aspectos:

- Desenhos e capacidade hidráulica;
- Concepção e dimensionamento;
- Execução e método construtivo;
- Controle e desempenho.

Deve-se frisar que a bibliografia disponível sobre as bacias de dissipação propostas pela VNIIG é praticamente estrangeira, já que no Brasil é mais comum a aplicação de bacias de dissipação propostas pela USBR. Uma das poucas bibliografias disponíveis no Brasil sobre tal assunto é a do Prof. Dr. Jayme Pinto Ortiz, presente em sua tese de mestrado “Macroturbulência de Escoamentos a Jusante de Estruturas de Dissipação por Ressalto” de 1982, e que será a bibliografia base para este trabalho de formatura.

Para o Estudo de Caso serão analisadas a viabilidade de implantação de tais bacias de dissipação em barragens já em funcionamento no Brasil. Será feito uma análise econômica da produção de bacias propostas pela VNIIG em comparação com as propostas pela USBR.

## 5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta etapa do projeto contém os aspectos gerais de uma barragem, dando ênfase à sua bacia de dissipação, aspectos históricos sobre a escolha de bacias de dissipação propostas pela USBR no Brasil, ao invés de bacias de dissipação propostas pela VIING, comparação de desenhos entre os dois tipos de bacias estudados e o memorial de cálculo sobre suas capacidades hidráulicas, seguidos pelo dimensionamento estrutural de suas bacias.

### 5.1 Definição e componentes de uma barragem

“O objetivo primário das barragens pode ser definido como providenciar uma retenção segura e armazenamento de água.” (NOVAK, et al., 2007, p. 4). A partir deste trecho do livro de Novak, é possível admitir que barragens tem como funções principais o armazenamento e retenção de água, e sabe-se que o objetivo de tal armazenamento podem ser vários, como a possibilidade de garantir abastecimento para população em épocas de escassez, garantir a irrigação em períodos de secas, geração de energia, dentre outros.

Para atingir estes seus objetivos as barragens possuem como componentes principais:

- Reservatório;
- Estruturas de barramento;
- Casa de máquinas, em hidrelétricas;
- Vertedouro;
- Bacia de dissipação.

Além destes componentes, existem diversos outros elementos que terão papel secundário para a finalidade deste trabalho, por este motivo não serão abordados componentes como: eclusas, escada para peixes, câmara de carga, blocos de apoio e ancoragem, tomada d’água, descarregador de fundo.



**Figura 1 - Barragem de Itaipu e seus componentes.** (Adaptado de Itaipu Binacional).

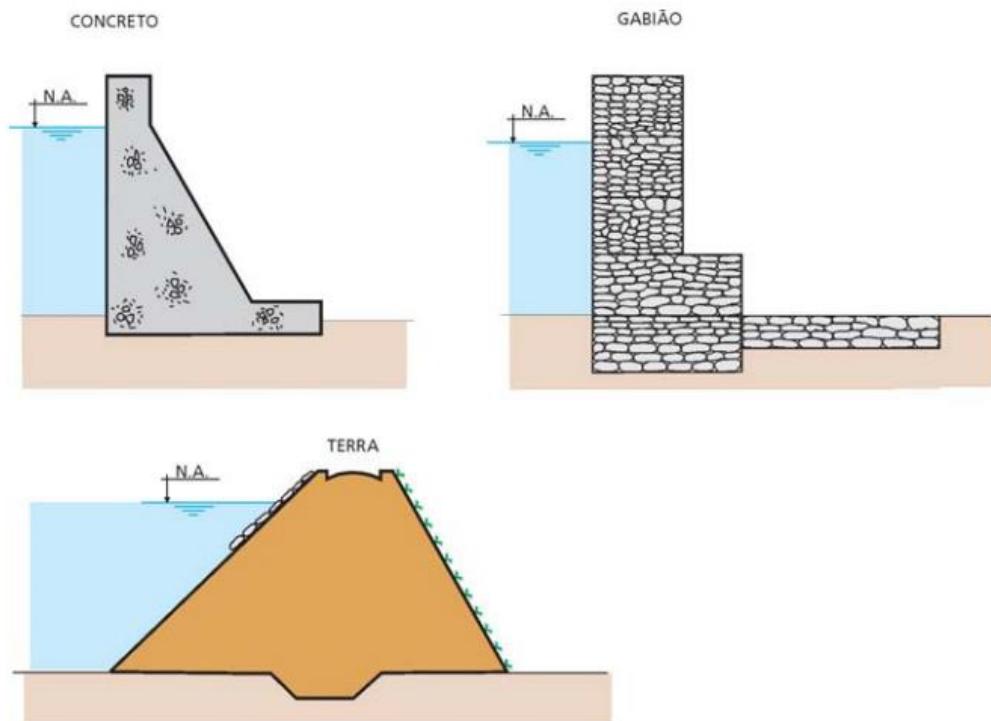
Disponível em: <<http://www.itaipu.gov.br/energia-capas>>. Acesso em jun. 2014)

### 5.1.1 Reservatório

O reservatório é formado pela água represada do rio após a construção da estrutura de barramento. Este é o elemento da barragem que gera maiores problemas ambientais, econômicos e sociais, pelo fato da área inundada pelo reservatório, serem em geral, áreas florestais, ribeirinhas e a velocidade da água nas proximidades do reservatório ser baixa propiciando a deposição de sedimentos. À medida que o assoreamento cresce, a capacidade de armazenamento do reservatório diminui, podendo gerar problemas de enchente a montante do reservatório, caso que conceitualmente nunca deve ocorrer. Este acúmulo de sedimentos nas proximidades do reservatório acarreta a ocorrência de abrasões em estruturas, comportas, tubulações, vertedores e bacias de dissipação, reduzindo a vida útil dos mesmos.

### 5.1.2 Estruturas de barramento

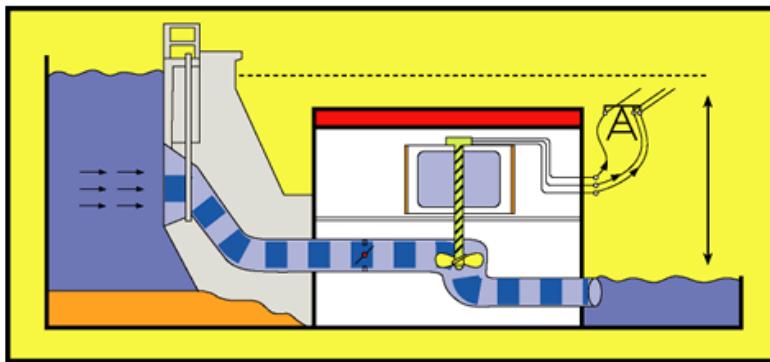
“Barragens, barramentos ou paramentos são estruturas construídas transversalmente aos cursos d’água, com o objetivo de modificar o fluxo, pela necessidade de elevação do nível e/ou para acumular volumes com finalidades como derivação das águas, controle das cheias, geração de energia, navegação, lazer, etc.” (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas, DAEE, 2005, p.35).



**Figura 2 - Tipos de Estruturas de Barramentos. (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. DAEE, 2005, p.35)**

### 5.1.3 Casa de máquinas

Casa de máquinas, ou casa de força, é o local onde se localizam as partes eletromecânicas responsáveis pela geração de energia das hidrelétricas. A água represada entra na casa de máquinas por meio de tubos (dutos forçados) localizados a montante da barragem. A intensidade com que a água entra faz com que as turbinas se movimentem, girando um grande imã na parte superior de seu eixo. O movimento constante do imã acaba gerando energia eletromagnética, que acaba sendo captada e transformada em energia elétrica.



**Figura 3 - Exemplo de funcionamento de uma casa de força.** (InVivo, Fiocruz. Disponível em: <<http://www.invivo.fiocruz.br/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=1015&sid=9>>. Acesso em jun. 2014)

#### 5.1.4 Extravasor

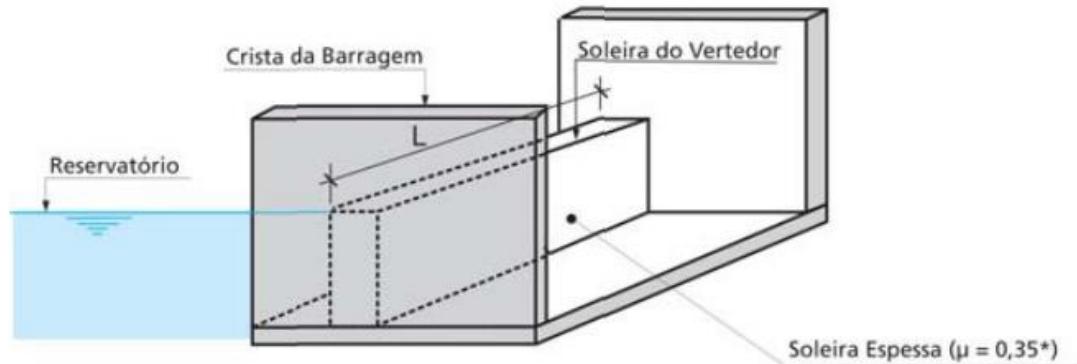
Segundo TAMADA (1970), o extravasor é uma estrutura que proporciona um escoamento controlado da quantidade de água que excede a capacidade do reservatório e conduz ao canal do rio, localizado a jusante da barragem, protegendo a barragem e a fundação da erosão.

Deve-se levar em consideração que podem ser utilizadas as palavras “extravasor”, “vertedor” ou “vertedouro” como sinônimos. Em Portugal, a palavra “descarregador” é utilizada para denominar tal estrutura. Em inglês, o nome dado é “spillway”.

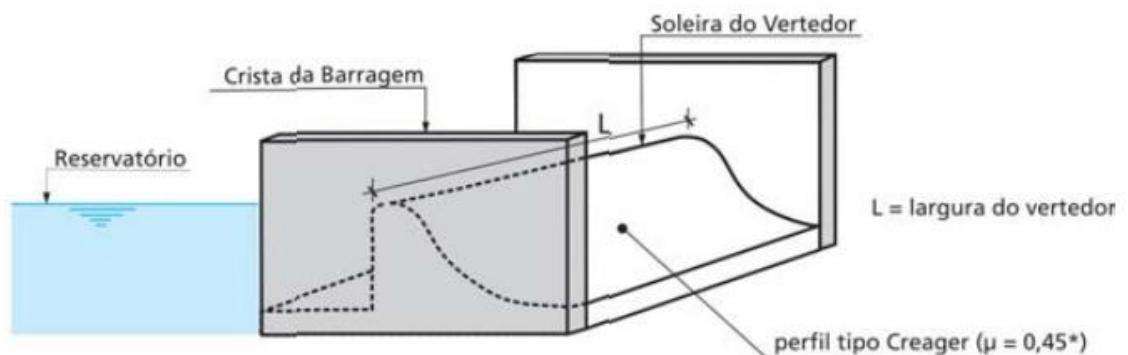
As estruturas extravasadoras devem ser cuidadosamente projetadas, pois um extravasor não eficaz pode conduzir ao galgamento e, eventualmente, ao colapso de uma barragem. Além disso, níveis exagerados de água podem vir a causar alagamentos a montante e, mesmo no caso de passagem de vazões maiores, prejuízos a jusante. Eles devem ser projetados de modo a possibilitar capacidade suficiente, sem que as cotas permitidas sejam excedidas e sem por em risco a estrutura própria e as demais que os integram.

Alguns dos diversos tipos de extravasores são descritos a seguir:

- **Vertedor de superfície:** “É uma estrutura em canal aberto de seção retangular revestida. Normalmente é formado por canal de aproximação, soleira (inserida no canal do vertedor), calha inclinada (“rápido”) e bacia de dissipação de energia para o encaminhamento do fluxo, em retorno ao leito de jusante, em condições hidráulicamente convenientes através do canal de restituição.” (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas, DAEE, 2005, p. 36).

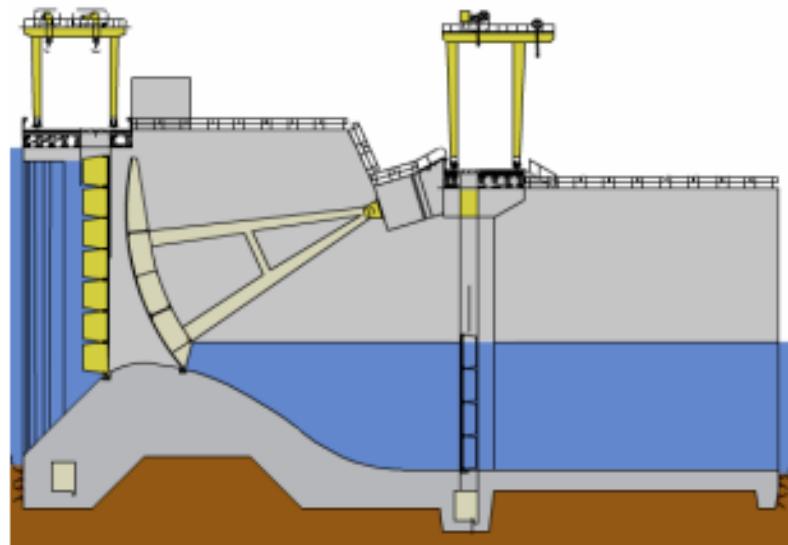


**Figura 4 - Vertedor de superfície com soleira espessa.** (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. DAEE, 2005, p.37)



**Figura 5 - Vertedor de superfície com soleira de perfil tipo Creager.** (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. DAEE, 2005, p.37)

- **Vertedor com comporta:** Consistem basicamente em soleiras situadas abaixo do nível normal da água, dispondo-se de comportas para controle de vazão.

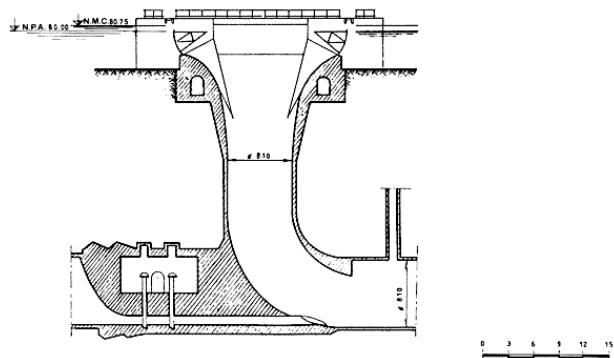


**Figura 6 - Esquema de funcionamento de comporta do tipo Setor ou Segmentado.**  
**(Noções de Geração de Energia Elétrica. Três Irmãos, 2006, p. 15)**



**Figura 7 - Esquema de funcionamento de comporta do tipo Setor ou Segmentado.**  
**(Noções de Geração de Energia Elétrica. Três Irmãos, 2006, p. 16)**

- **Extravasor tipo Tulipa:**



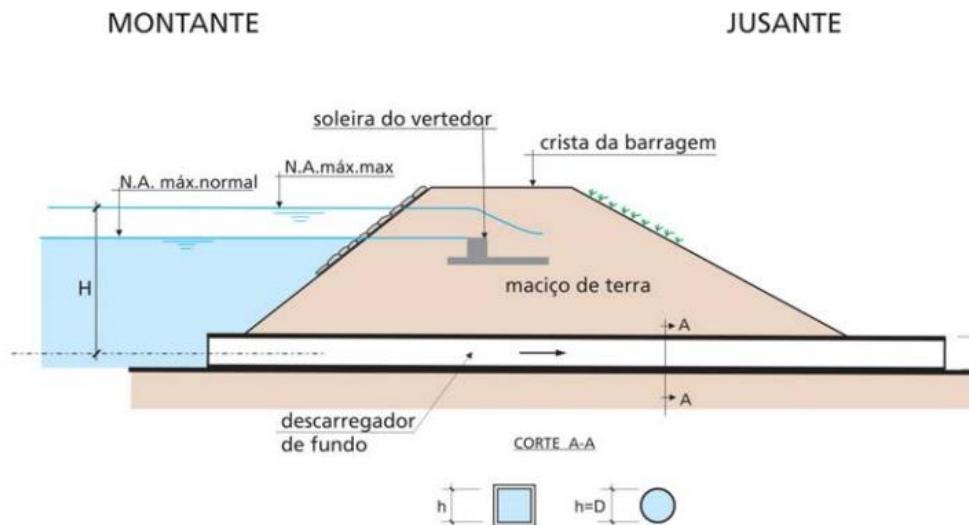
**Figura 8 - Descarregador tipo Tulipa.** (CNPGB. Disponível em: <[http://cnpgb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Montargildes.htm](http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Montargildes.htm)>. Acesso em jun. 2014)



**Figura 9 - Barragem do Monte da Rocha descarregador tipo Tulipa.** (METEOPT. Disponível em: <<http://www.meteopt.com/forum/seguimento-meteorologico/seguimento-rios-albufeiras-2010-a-4099-5.html>>. Acesso em jun. 2014)

- **Descarregador de fundo:** “Estrutura hidráulica importante e indispensável para qualquer pequena barragem, o descarregador de fundo é utilizado na fase de construção do barramento como desvio para o escoamento das vazões do curso d’água. Após a implantação da obra, permite a operação do reservatório, quando necessária, em qualquer nível, tornando possível a manutenção de vazões mínimas para jusante. Preferencialmente deve funcionar hidraulicamente como conduto livre,

para segurança da própria estrutura." (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas, DAEE, 2005, p. 36).



**Figura 10 - Descarregador de fundo em uma pequena barragem. (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. DAEE, 2005, p.37)**

### 5.1.5 Bacia de dissipação

Essas estruturas hidráulicas são projetadas a jusante de trechos de canais, dutos ou galerias com declividades acentuadas, onde as altas velocidades ocasionam erosão e instabilidade no escoamento no encontro com trechos de menor declividade.

A implantação de uma barragem, por exemplo, cria um desnível entre as superfícies do reservatório e do curso d'água no trecho de jusante. As descargas através do vertedor tem que ultrapassar esse desnível para retornar ao leito do curso d'água a jusante. Se não for utilizado um trecho com forte inclinação ou com degraus, de modo a vencer o desnível numa curta distância, será necessário estender o canal de restituição do vertedor por centenas de metros, buscando um perfil de conformidade com o relevo natural.

Bons resultados são obtidos com a implantação de uma calha inclinada ("rápido"), ou trecho com declividade acentuada, no fim do qual o escoamento

apresentará velocidades extremamente altas, ou muita energia inercial. Como a condição torrencial pode provocar erosão, pondo em risco a segurança da barragem, é necessário dissipar essa energia. Uma das formas é através de um ressalto hidráulico, localizado numa bacia de dissipação de energia, restituindo-se as águas para jusante do modo mais tranquilo possível.

“O fenômeno do ressalto hidráulico é provocado pela agitação ou onda estacionaria formada pela alteração brusca da velocidade do caudal, com mudança do regime de escoamento de supercrítico (torrencial) para subcrítico (fluvial).” (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas, DAEE, 2005, p. 45).

## 5.2 Estruturas de dissipação de energia

Dentre as bacias horizontais com formação de ressalto, serão analisadas as bacias TIPO I, TIPO II, TIPO III, TIPO IV da USBR e as bacias russas GUNKO, LYAPIN e KUMIN. A definição do número de Froude apresentado nos subtópicos será estudada no item 5.3.

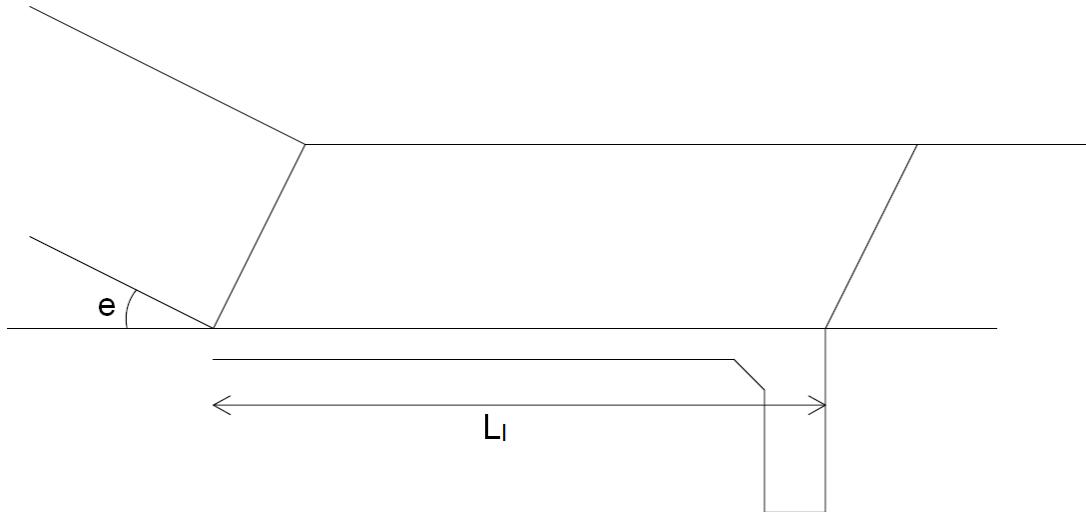
### 5.2.1 Bacia de dissipação tipo I

A bacia do TIPO I corresponde a condições de dissipação do ressalto perfeito ou clássico. Esta estrutura não possui nenhum dispositivo anexo ou blocos dissipadores.

Atualmente, ela é utilizada para números de Froude de 2,5 a 10 e quedas acima de 60 m. Esta estrutura não é muito utilizada porque tem um grande comprimento e há falta de controle.

Segundo o Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas do DAEE, para bacias de tipo I em pequenas barragens, o número de Froude varia de 1,7 a 2,5.

Não apresenta problemas de cavitação devido a não existência de blocos no interior de sua estrutura.



**Figura 11 - Bacia Tipo I - USBR (adaptado de ORTIZ, 1982)**

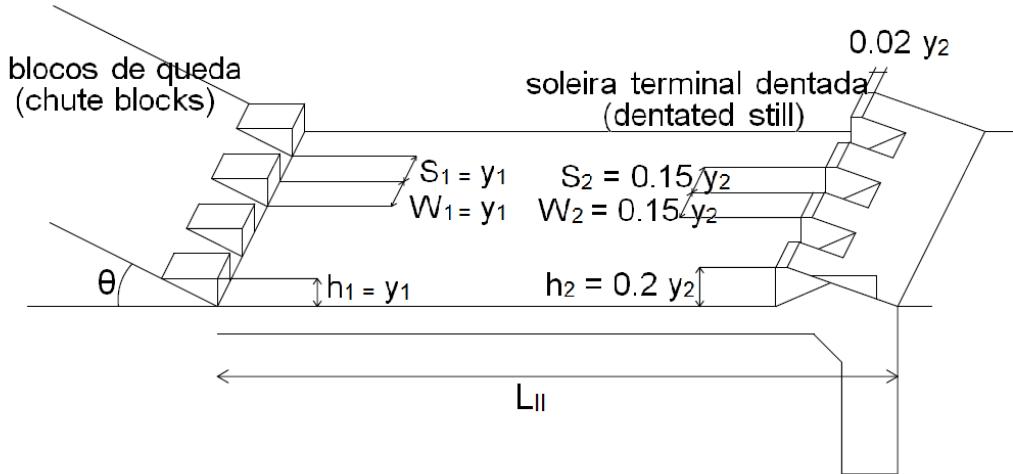
### 5.2.2 Bacia de dissipação tipo II

Recomendada para número de Froude superior a 4, esta estrutura contem blocos no início, os blocos de queda, e no fim da bacia, a soleira terminal.

As bacias do tipo II foram desenvolvidas para estruturas de grandes canais e vertedouros de barragens de alta queda, onde as velocidades na entrada da bacia chegam a ultrapassar 16m/s.

As dimensões dos blocos e o comprimento da bacia são função das alturas conjugadas do ressalto, e os blocos ocupam cerca de 50% da largura da bacia. Segundo o Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas do DAEE, para bacias de tipo II em pequenas barragens, o número de Froude deve ser maior do que 4,5 e deve possuir escoamento com velocidade maior do que 15 m/s.

A cavitação poderá ocorrer nos chute blocks e na soleira terminal dentada.



**Figura 12 - Bacia Tipo II –USBR (adaptado de ORTIZ, 1982)**

### 5.2.3 Bacia de dissipação tipo III

Além dos blocos da bacia tipo II, esta estrutura possui blocos intermediários, ou blocos de dissipação.

Foram idealizadas para obras de médio porte, na qual a velocidade de entrada da bacia não ultrapassa 16m/s, e o numero de Froude maior que 4,5.

Segundo o Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas do DAEE, para bacias de tipo III em pequenas barragens, o número de Froude deve ser maior do que 4,5 e deve possuir escoamento com velocidade menor do que 15 m/s.

A cavitação poderá ocorrer na região dos chute blocks e baffle piers.

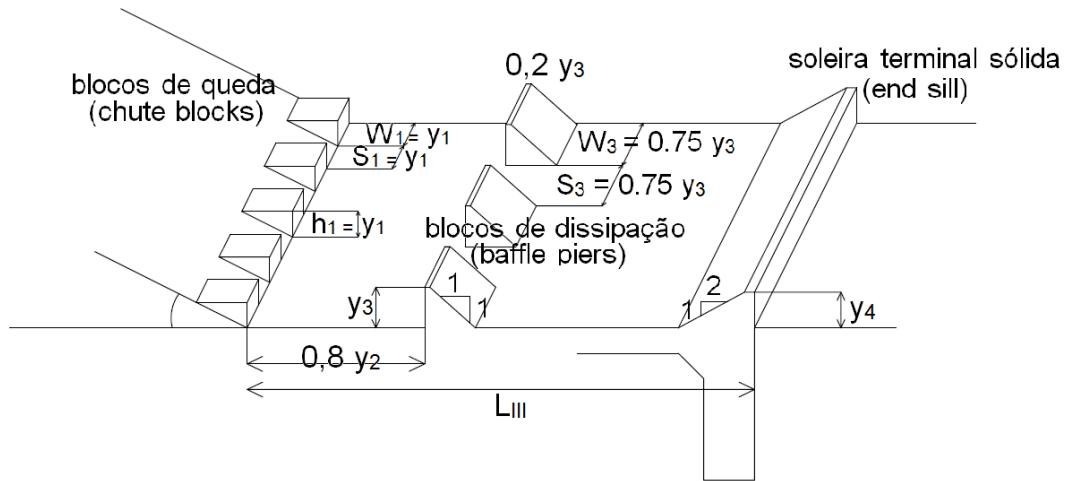


Figura 13 - Bacia Tipo III – USBR (adaptado de ORTIZ, 1982)

#### 5.2.4 Bacia de dissipaçao tipo Gunko

É uma estrutura compacta, provida de uma contra barragem com uma altura “c” variável com o numero de Froude. Seu comprimento é da ordem de 50% da bacia do tipo I.

Aplicadas para números de Froude entre 2,5 e 10, e altura de queda H menor que 40m. A posição da contra barragem deve estar a  $3y_2$  do inicio da estrutura.

Poderá ocorrer cavitação no pé da soleira terminal.

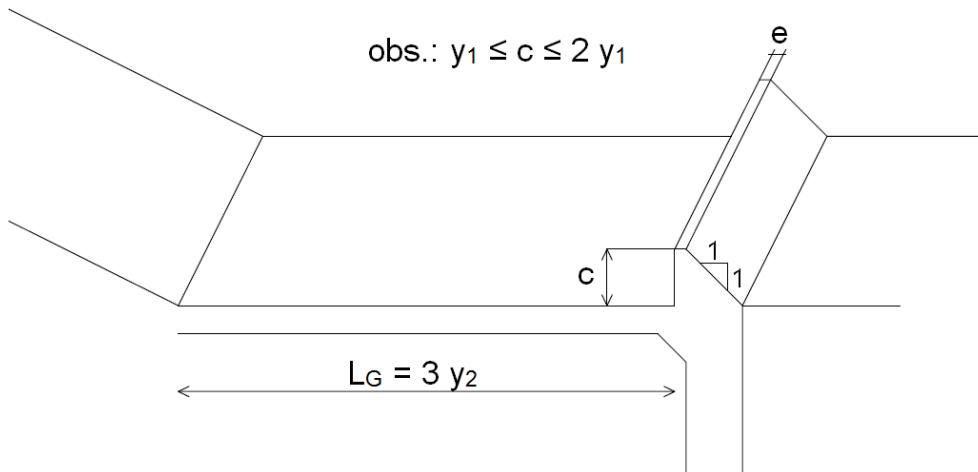


Figura 14 - Bacia Tipo Gunko – VNIIG (adaptado de ORTIZ, 1982)

### 5.2.5 Bacia de dissipação tipo Lyapin

Assim com o tipo Gunko, é uma estrutura compacta, porém ela é provida de uma fiada de blocos com altura “d” que depende do numero de Froude, que está entre 2,5 e 10. A distância do início da estrutura até a fiada dos blocos é de  $3y_2$ .

A cavitação poderá ocorrer entre os dentes da barragem.

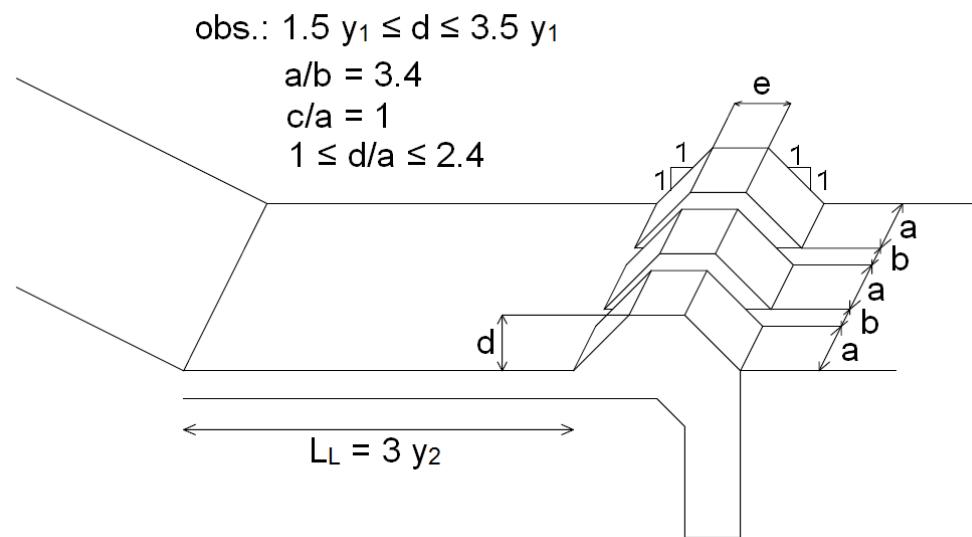


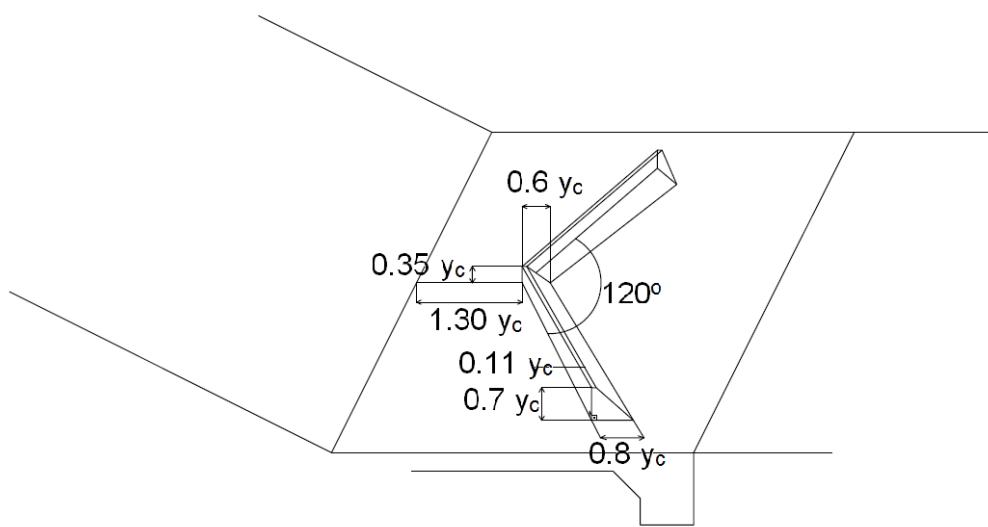
Figura 15 - Bacia Tipo Lyapin – VNIIG (adaptado de ORTIZ, 1982)

### 5.2.6 Bacia de dissipação tipo Kumin

É uma estrutura do tipo super-cavitante, provida de blocos dissipadores espalhadores, com geometria complexas. As alturas dos blocos não são constantes, aumentando da parte central até os extremos.

São recomendadas para o mesmo numero de Froude que as bacias Lyapin e Gunko, podendo ser utilizadas para velocidades altas na entrada da bacia.

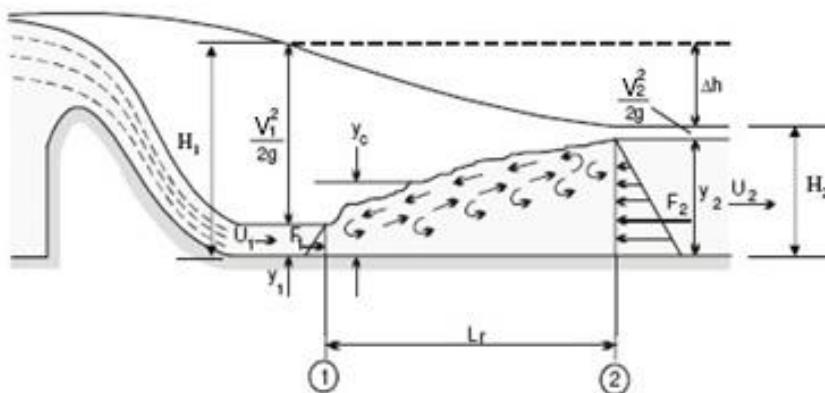
Segundo ORTIZ (1983), devido ao seu formato, a maioria dos vórtices são jogados para longe da estrutura, impedindo a implosão de bolhas de vapor próximas as faces de concreto da mesma.



**Figura 16 - Bacia Tipo Kumin – VNIIG (adaptado de ORTIZ, 1982)**

### 5.3 Ressalto hidráulico

Pode se definir o ressalto hidráulico como um fenômeno que ocorre na transição de um escoamento torrencial ou supercrítico para um escoamento fluvial ou subcrítico. (PORTO, 2004)



**Figura 17 - Ressalto hidráulico (adaptado de PORTO, 2004)**

O ressalto hidráulico se caracteriza por uma elevação brusca no nível d'água, em uma curta distância, acompanhada de uma formação de rolos (instabilidade na superfície com ondulações) e de incorporação de ar no escoamento devido à agitação da massa d'água, produzindo junto com as turbulências uma dissipação de energia.

A forma de ressalto hidráulico com mais conhecimento adquirido é o chamado ressalto hidráulico clássico, formado em canal plano de fundo relativamente liso, de seção constante (retangular) e fluxo simétrico e bidimensional.

As alturas d'água das seções a montante do ressalto ( $y_1$ ), onde o escoamento é torrencial, e a jusante ( $y_2$ ), onde o escoamento é fluvial são as alturas ou profundidades conjugadas do ressalto.

Bélanger (1828) realizou a primeira determinação analítica das alturas conjugadas através da equação da quantidade de movimento entre as seções de entrada e saída do ressalto:

$$(\rho g B y_1 - \rho g B y_2)/2 = \rho Q V_2 - \rho Q V_1 \quad (1)$$

Onde:

$\rho$  = massa específica da água.

$g$  = aceleração gravitacional

$B$  = largura do canal

$Q$  = vazão

$V_1$  = velocidade média do escoamento na seção a montante do ressalto hidráulico

$V_2$  = velocidade média do escoamento na seção a jusante do ressalto hidráulico.

Adotando as seguintes hipóteses de um ressalto hidráulico clássico, com ausência de forças de atrito e forças viscosas, além da distribuição hidrostática de pressão nas seções a montante e a jusante, e escoamento permanente e fluido incompressível, pode-se chegar na equação de Bélanger e Bresse:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) \quad (2)$$

Onde:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times y_1}} \quad (3)$$

$F_r$  = número de Froude.

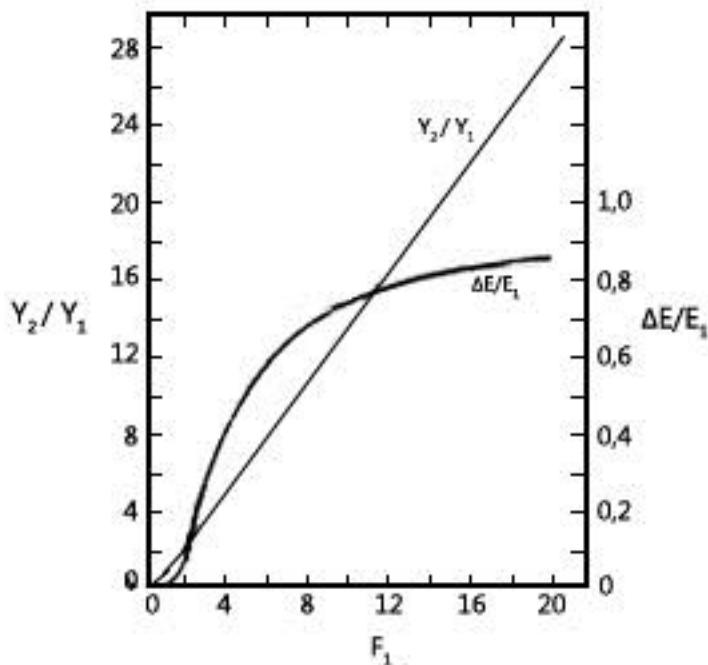
A diferença de cotas na linha de energia  $\Delta E$  chama-se perda de carga no ressalto, e é dado por:

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_2 y_1} \quad (4)$$

A eficiência do ressalto ( $\eta$ ) pode ser calculada pela seguinte equação:

$$\eta = \frac{\Delta E}{E_1} \quad (5)$$

Segundo PETERKA (1974), essa eficiência da dissipação de energia no ressalto é diretamente proporcional ao numero de Froude.



**Figura 18 - Relação da altura do ressalto e eficiência do ressalto, em função do numero de Froude ( adaptado de PETERKA, 1974)**

A altura do ressalto é definida como a diferença entre as alturas conjugadas do ressalto:

$$y_j = y_2 - y_1 \quad (6)$$

O comprimento do ressalto, de grande importância na definição do comprimento das bacias de dissipação, é dificilmente determinada principalmente pelo fato da diferença de opinião entre pesquisadores em relação a definição da seção de término do ressalto.

A tabela 1 (ELEVATORSKY, 1959) apresenta equações sugeridas para o cálculo do comprimento.

Autor	Data	Equação
Riegel, Beebe	1917	$L_j = 5 \cdot (y_l - y_r)$
Knapp	1932	$L_j = \left[ \left( \frac{62,5 \cdot y_r}{H_r} \right) + 1,13 \right] * \left[ \frac{(v_r - v_l)^2}{2g} - \left( \frac{H_r}{H_l} \right) \right]$ $H = y + \frac{v^2}{2g}$
Woyciecki	1934	$L_j = (y_l - y_r) \cdot \left( 8 - \frac{0,05 \cdot y_l}{y_r} \right)$
Smetana	1934	$L_j \cong 6 \cdot (y_l - y_r)$
Chertoussov	1935	$L_j = 10,3 \cdot y_r \cdot (Fr_r - 1)^{0,81}$
Aravin	1935	$L_j = 5,4 \cdot (y_l - y_r)$
Bakhmeteff-Matzke	1936	$L_j = 5 \cdot (y_l - y_r)$
Ludin	1936	$L_j = \frac{y_l}{0,22 - 0,17 \cdot \frac{v_c}{v_r}}$
Kinney	1941	$L_j = 6,02 \cdot (y_l - y_r)$
Posey	1941	$L_j = 4,5 - 7 \cdot (y_l - y_r)$
Wu	1949	$L_j = 10 \cdot (y_l - y_r) \cdot Fr_r^{-0,16}$
Peterka	1958	$L_j = 6,1 \cdot y_l$ $4,5 \leq Fr_r \leq 9$
Elevatorski	1959	$L_j = 6,9 \cdot (y_l - y_r)$
Silverster	1964	$L_j = 9,75 \cdot y_r \cdot (Fr_r - 1)^{1,01}$
Marques et al.	1997	$L_n = 8,5 \cdot (y_l - y_r)$
Teixeira	2003	$L_n = 8 \cdot (y_l - y_r)$

**Tabela 1 - Equações para cálculo do comprimento do ressalto hidráulico (adaptado de ELEVATORSKI, 1959, p. 31)**

Segundo PETERKA (1974), o ressalto hidráulico pode ser classificado, segundo o número de Froude, em 4 formas diferentes que podem ocorrer. As características internas e a absorção de energia do ressalto variam em cada forma.

Quando o numero de Froude é unitário, o escoamento é critico, logo não é possível formar o ressalto. E, para valores até 1,7, a diferença entre as alturas conjugadas  $y_1$  e  $y_2$  é muito pequena e as oscilações que aparecem as superfícies se parecem mais com uma onda estacionária e não com um ressalto.

Para  $1,7 < Fr_1 \leq 2,5$ , apesar do aparecimento do rolo, a superfície da água se mantem relativamente calma, os perfis de velocidade a jusante uniformes e baixa dissipação de energia, representando menos que 20% da energia  $E_1$  da entrada. Esta forma é conhecida como “pré-ressalto ou ressalto fraco”.

Se  $2,5 < Fr_1 \leq 4,5$ , o ressalto é chamado de “ressalto oscilante”. Ela já tem um contorno nítido, mas é instável. O jato de entrada oscila entre o fundo do canal e a superfície, sem periodicidade e a turbulência ocorre em um instante, próximo ao fundo e, no outro, na superfície. Essas oscilações produzem ondas de período irregular que podem se propagar por um comprimento muito grande, causando danos nos leitos de areia e pedra a jusante.

No intervalo de  $4,5 < Fr_1 \leq 9$  forma-se o “ressalto estável”. Nesse domínio, o ressalto já está bem estabilizado e cerca de 45% até 70% da energia  $E_1$  é dissipada ao longo da zona de turbilhamento.

Para valores  $Fr_1 > 9$ , a superfície da água fica bastante agitada, com intensa formação de vórtices e jatos de alta velocidade se propagam por uma longa distancia a jusante. A dissipação de energia pode atingir 85% da energia  $E_1$ .

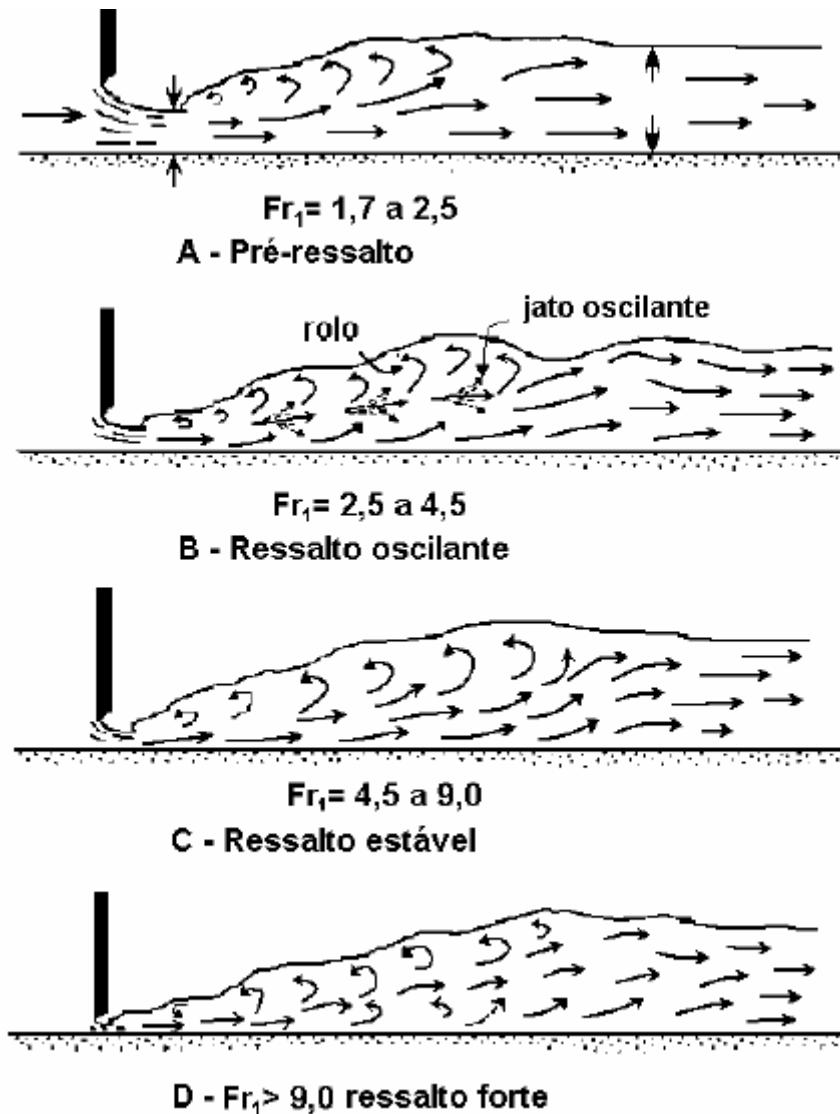
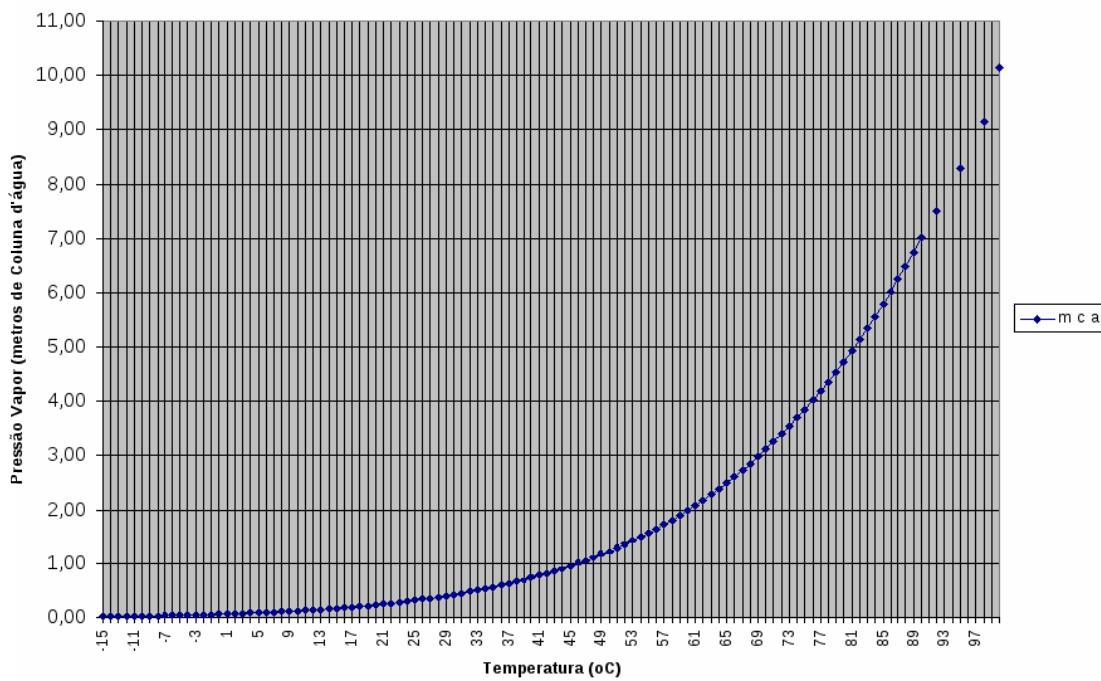


Figura 19 - Tipos de ressalto hidráulico (adaptado de PETERKA, 1974, p. 16)

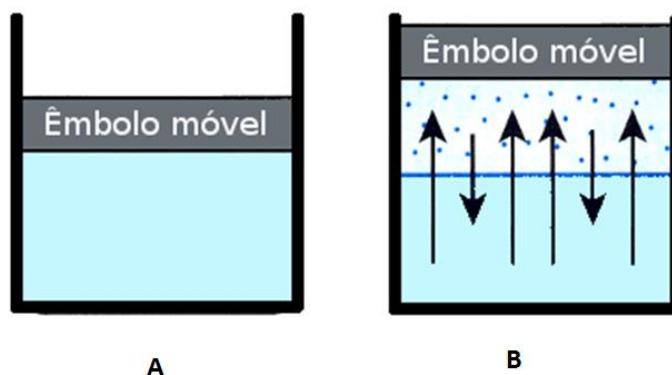
#### 5.4 Cavitação

Os danos causados pela macroturbulência de escoamento em alta velocidade, observados em vertedouros e estruturas de dissipação de energia, tem levado pesquisadores a buscar um melhor entendimento do fenômeno da cavitação.



**Figura 20 - Pressão de vapor em função da temperatura.** (adaptado de HIEL, J. W.; PETRUCCI, R.H., 1996, p. 401)

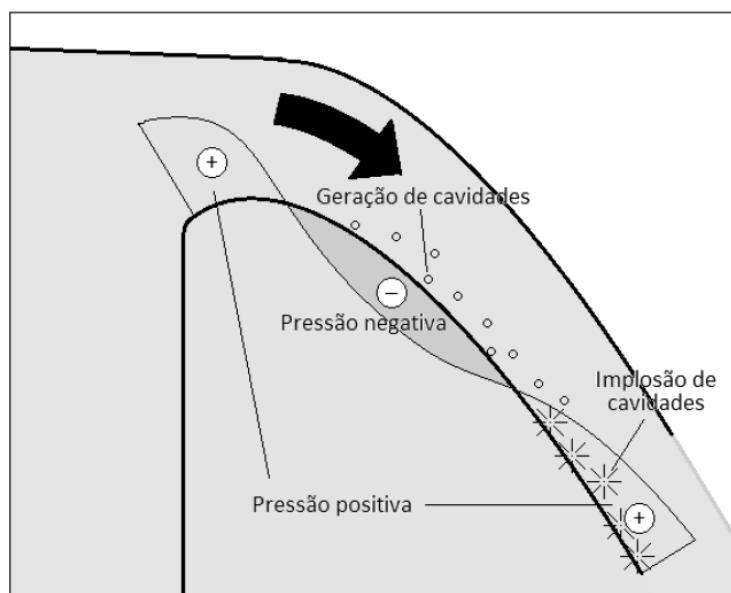
O gráfico da pressão de vapor em função da temperatura mostra o estado físico da água em função da pressão e da temperatura, de forma que pontos a esquerda da curva a água encontra-se na fase líquida enquanto pontos a direita da curva a água encontra-se na fase gasosa. Isto mostra que a água pode mudar de estado físico tanto quando aquecida quanto quando a pressão de vapor é reduzida. Ou seja, a água pode passar de A para B (figura 21) ou pelo aquecimento ou pela redução de pressão (o que ocorreria se mantivéssemos a temperatura constante).



**Figura 21 - Vaporização da água.** (adaptado de HIEL, J. W.; PETRUCCI, R.H., 1996.)

Devido a turbulência do escoamento, zonas de baixa pressão são observados próximas as estruturas vertentes e estruturas de dissipação, e são nestas regiões que as bolhas de vapor são encontradas.

“A cavitação ocorre quando a pressão no escoamento de água diminui até o valor da pressão de saturação do vapor da água, [...] cavidades preenchidas por vapor, e parcialmente por gases expulsos da água como resultado da baixa pressão, são formadas. Quando estas “bolhas” são carregadas pelo escoamento até regiões de pressões mais elevadas, o vapor rapidamente condensa e as bolhas implodem, as cavidades são preenchidas instantaneamente pela água em sua volta. [...] Se a cavidade implode contra uma superfície, o violento impacto das partículas de água agindo sucessivamente em elevadas pressões (da ordem de 1000 atm), e mantidas por um período de tempo, causa dano substancial à superfície (concreto ou aço), o que pode levar à completa ruína da estrutura.” (NOVAK et al., 2007, p. 204).

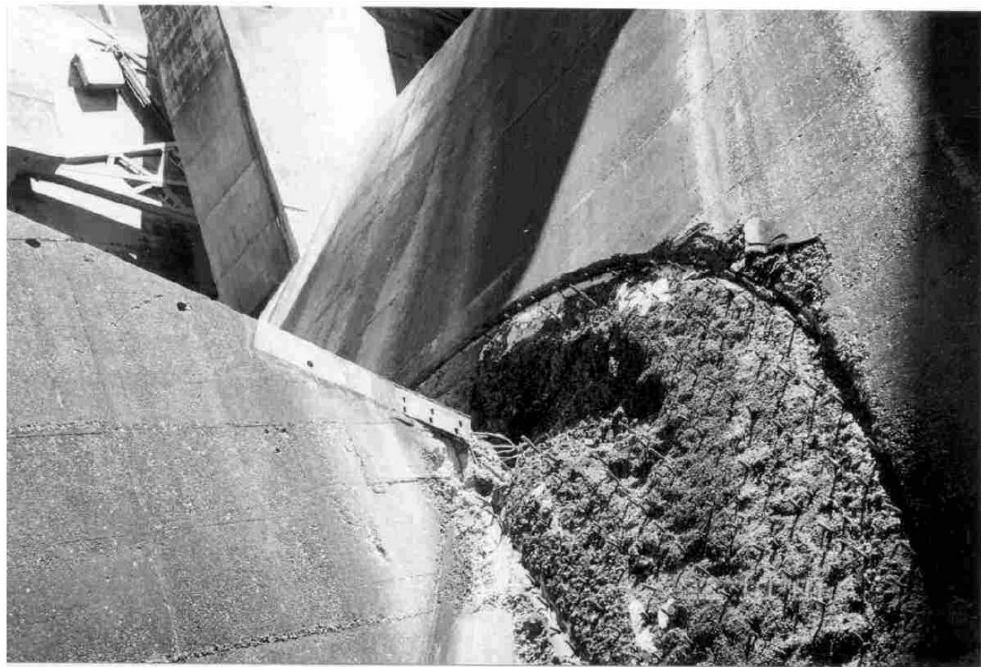


**Figura 22 - Esquema de geração de cavidades e sua implosão junto ao fundo de um vertedor. (Brito, R. J. R. Análise da Aeração em Escoamentos de Altas Velocidades em Calhas de Vertedores. São Carlos, 2011)**

No caso das bacias de dissipação, estruturas que tem por finalidade reduzir a energia potencial acumulada pelo barramento de um canal, os efeitos da cavitação são ainda mais preocupantes. Mesmo com uma vasta literatura técnica rica em explicações teóricas e procedimentos para analisar o ressalto hidráulico e dimensionar bacias de dissipação, ainda hoje observam-se problemas de cavitação nestas estruturas.

Com base na figura 23 observa-se, que quando o número de Froude cresce, a eficiência do ressalto hidráulico aumenta, podendo chegar a 80% da energia inicial. Por outro lado, altos números de Froude implicam em altas velocidades (conforme equação 3) aumentando o risco de cavitação. Em contrapartida, conclui-se que o fenômeno é atenuado para baixas velocidades, o que pode reduzir consideravelmente a eficiência da dissipação, tornando o escoamento instável, o que aumenta a possibilidade de erosões no leito do rio imediatamente a jusante do leito do rio.

Portanto pode-se concluir que em bacias de dissipação eficientes, ou seja, com vazão específica elevada, altas velocidades e utilização frequente, certamente ocorrerão alguns danos por cavitação. Portanto, um rígido programa de detecção, manutenção e reparo na bacia são essenciais para que a estrutura da barragem não seja comprometida.



**Figura 23 - Cavitação observada na bacia de dissipação de Ilha Solteira.** (Kanashiro, W. H. et al. Implantação do Dispositivo Anti-vórtice no Vertedor da Usina Hidrelétrica Ilha Solteira para Eliminar sua Cavitação. XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2003)

#### 5.4.1 Fatores que afetam a cavitação

Segundo MOHAMED; OSCAR (1980), os principais fatores considerados em projeto quanto à cavitação de estruturas de dissipação são:

- *Velocidade de entrada na bacia ( $V_1$ ), função da altura da queda de projeto.*
- *Vazão específica, que combinada com a velocidade ou queda determina a quantidade de energia a ser dissipada por unidade de comprimento da bacia.*
- *Presença de materiais estranhos tais como, troncos de árvores, blocos de rocha depositados nas cercanias ou erodidos de formações adjacentes à bacia.*
- *Inadequação estrutural, sistema de drenagem ineficiente, tipo de juntas de construção e, finalmente, o tipo de material da fundação sobre o qual a bacia é construída.*

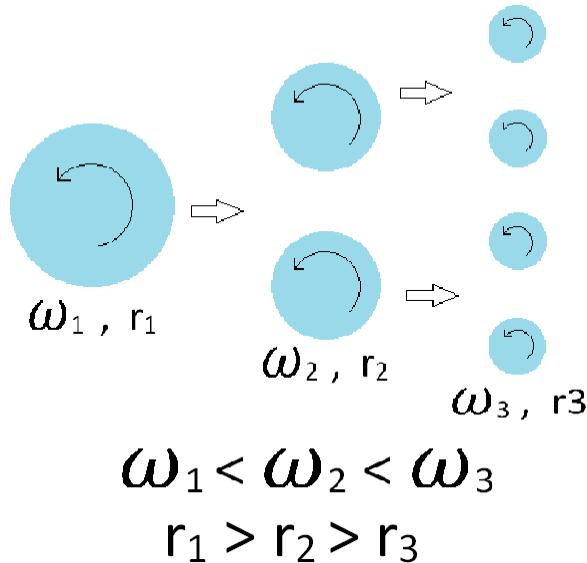
- *Uso impróprio de dispositivos dissipadores, sem a apropriada proteção, tais como, blocos de dissipação e de impacto e soleira terminal.*

#### **5.4.2 Formas de se tentar medir a cavitação**

A cavitação é um fenômeno pouco explorado na literatura, o que gera a falta de dados e formulações para calcular seu acontecimento. Sabe-se que o fenômeno é causado em zonas de baixa pressão dentro do escoamento, onde a pressão da água atinge a pressão de vapor.

No momento em que ocorre o impacto da água com a singularidade, “rollers” são formados com o intuito de dissipar energia. Este sistema de dissipação pode provocar a cavitação que pode ser explicada pela teoria da cascata. A teoria da cascata diz que os vórtices maiores se quebram em vórtices menores, formando uma cascata de vórtices, à medida que seu raio vai diminuindo sua velocidade angular aumenta (buscando manter constante o produto da velocidade angular pelo raio). Ao atingir alta velocidade e vórtices de pequeno raio, zonas de baixa pressão são criadas no núcleo deles. Estes vórtices com pressões nucleares extremamente baixas podem produzir cavitação quando ocorre a implosão de bolhas de vapor formadas por eles próxima a estrutura de concreto.

Estudos mostram que a partir de adimensionais, como o número de Euler e o número de Thomas, é possível prever as localizações onde podem ocorrer esse evento. Tanto os números de Euler como o número de Thomas podem ser utilizados para escoamentos livres ou forçados, o que os torna apto para estudo neste trabalho, aonde os escoamentos livres são considerados.



**Figura 24 - Figura representativa da teoria da cascata**

O número de Euler é representado na formula 7, aonde  $\Delta p$  é, em geral, a diferença entre a pressão medida no local e a pressão na superfície do fluido. O número de Euler aparece em problemas de mecânica dos fluidos envolvendo líquidos ideais (ou seja, fluidos incompressíveis e não viscosos), e pode ser entendido como a razão entre as forças devidas à pressão e àquelas devidas à inércia do fluido. Esse adimensional também é conhecido como coeficiente de pressão.

$$K = N_{Eu} = \frac{2\Delta p}{\rho v_r^2} \quad (7)$$

Uma outra maneira de se representar o número de Euler é pelo adimensional chamado número de cavitação, representado na fórmula 8, que nada mais é do que uma consideração parecida, onde  $\Delta p$  é a diferença entre a pressão no local de medição e a pressão de vapor do fluido à temperatura do problema (para facilitar os cálculos, utilizam-se pressões absolutas, com a pressão de vapor considerada a uma temperatura de 20 °C). Esse número é usado na análise da probabilidade de ocorrência de cavitação em uma determinada situação. Quanto menor o número de cavitação, maior a probabilidade de ocorrer este evento.

$$N_{Ca} = \frac{2\Delta p}{\rho v_r^2} = \frac{2 \cdot (p - p_v)}{\rho v_r^2} \quad (8)$$

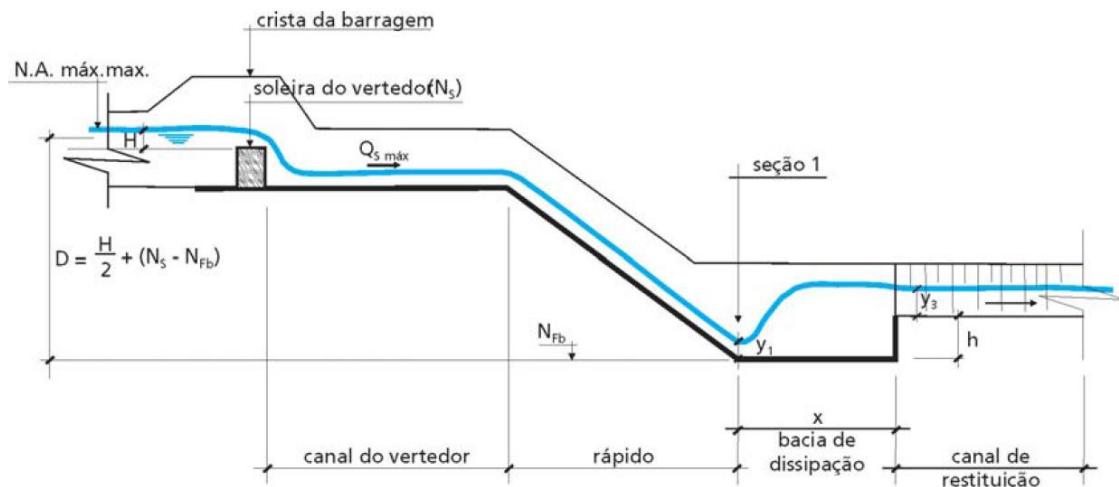
O número de Thomas, representado na fórmula 9, é obtido a partir de uma comparação entre dois números de Euler distintos. O primeiro número de Euler a ser considerado é chamado de número de Euler crítico, e é obtido substituindo-se as pressões pela pressão no ponto onde o escoamento é bem definido e a pressão de vapor. O segundo número de Euler deve considerar as pressões no ponto onde o escoamento é bem definido e a pressão na área de estudo. O número de Thomas é obtido dividindo-se o segundo número de Euler pelo número de Euler crítico sendo que, se esse valor resultar maior que 1, é provável a ocorrência de cavitação no local.

$$N_{Th} = \sigma = \frac{K}{K_{cr}} \quad (9)$$

A melhor forma de se determinar as pressões em determinada estrutura é montar um modelo em laboratório e ensaiá-lo para as condições reduzidas em escala do escoamento real. A dificuldade de se atingir as pressões de vapor durante o escoamento em escala reduzida se deve à existência da pressão atmosférica, o que acaba por atrapalhar o ensaio. Para se obter melhores resultados, os ensaios devem ser feitos em câmaras pressurizadas, onde pode-se simular a pressão atmosférica em modelo reduzido. O ensaio deve ser feito de maneira a se distribuir instrumentos medidores de pressão ao longo do modelo da estrutura a ser estudada e, com certa frequência, determinar os valores da pressão, de modo que possam ser desenhados gráficos de pressão ao longo da estrutura. Quanto ao fenômeno da cavitação, o local a ser estudado deve ser aquele que apresentar as pressões mínimas.

## **5.5 Dimensionamento de bacia de dissipação para pequenas barragens**

As seguintes fórmulas e métodos de cálculos para o dimensionamento de uma bacia de dissipação definidas pelo USBR foram retiradas do Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas do DAEE.



**Figura 25 - Perfil longitudinal típico (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. DAEE, 2005, p. 48)**

- Velocidade e lâmina d'água na seção de entrada:

Considerando a equação da continuidade em uma seção retangular de base  $b_1$ , temos a seguinte equação:

$$Q_{smáx} = v_1 \cdot A_{m1} = v_1 \cdot y_1 \cdot b_1 \quad (10)$$

Utilizando-se a expressão seguinte, que fornece a carga cinética em uma seção de um escoamento, é possível estimar o valor de  $v_1$ .

$$H_C = \frac{v^2}{2g} \quad (11)$$

Substituindo-se  $H_C$  pelo desnível  $D$ , mostrado na figura 25, determina-se a velocidade  $v_1$  na entrada da bacia.

- Estimativa Preliminar da Profundidade da Bacia:

Para uma primeira aproximação da profundidade da bacia, adota-se um valor inicial para  $D$ :

$$D = NA_{máx\ max} - cota do leito do canal de restituição \quad (12)$$

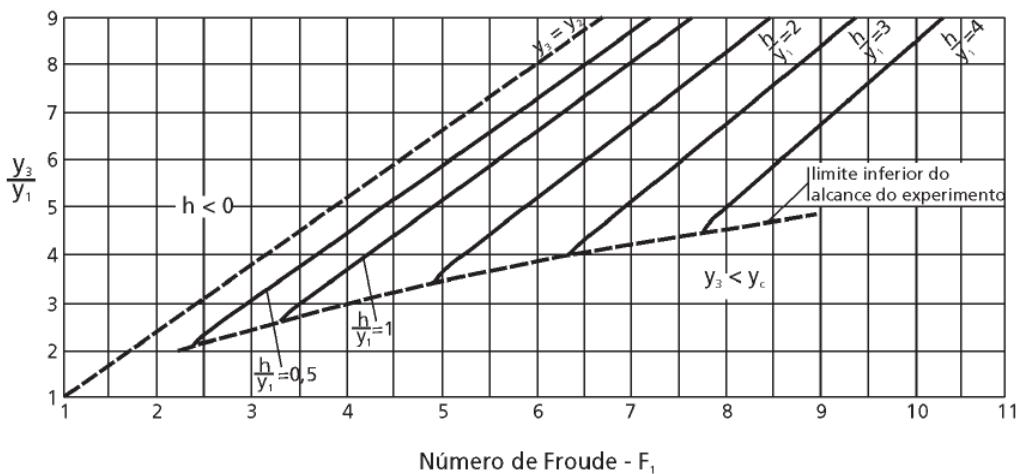
A partir da equação 11 e o  $D$  obtido, calcula-se  $v_1$ :

$$v_1 = \sqrt{2gD} \quad (13)$$

Em seguida pode-se determinar  $y_1$  e o número de Froude (Equação 3):

$$y_1 = \frac{Q_{S\max}}{v_1 \cdot b_1} \quad (14)$$

Os valores  $F_1$  e  $y_1$  encontrados e  $y_3$  pré-determinado, permitem definir no diagrama da figura 26 o ponto  $(F_1; y_3/y_1)$ . Por interpolação, calcula-se o valor da relação  $h/y_1$  correspondente ao ponto encontrado, o que possibilita determinar o valor de  $h$ .



**Figura 26 - Relações experimentais entre  $F_1$ ,  $y_3/y_1$  e  $h/y_1$  (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. DAEE, 2005, p. 47)**

- Verificação do Dimensionamento:

Após a estimativa preliminar anterior, determina-se o desnível  $D$ , para o novo cálculo de  $v_1$  com a seguinte expressão:

$$D = 0,5 \cdot H_{sol} + N_S - N_{Fb} \quad (15)$$

Onde:

$N_S$  = nível ou cota da soleira do vertedor

$H_{sol}$  = NA<sub>máx max</sub> –  $N_S$  = carga sobre a soleira do vertedor

NA<sub>máx max</sub> = nível d'água máximo *maximorum* do reservatório

$N_{Fb}$  = nível ou cota do fundo da bacia de dissipação (utiliza-se o calor de  $h$  estimado incialmente:  $N_{Fb} =$ cota do leito do canal de restituição –  $h$ )

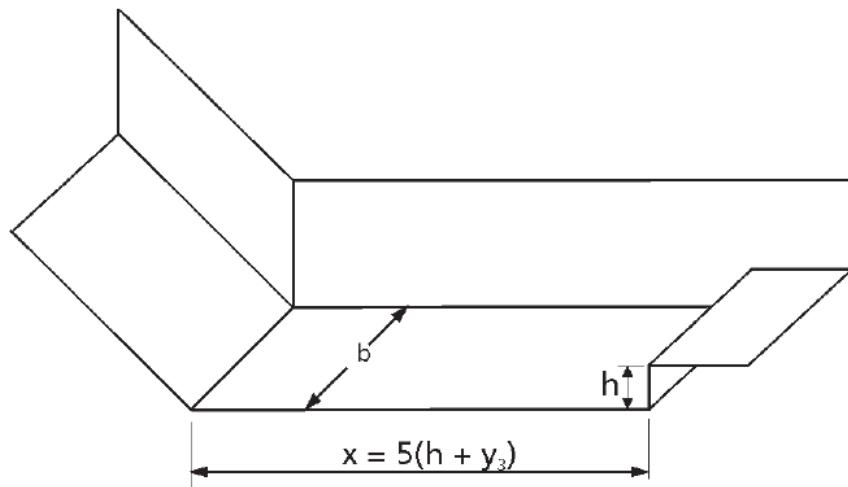
Com o valor de  $D$  corrigido, usando-se as mesmas expressões descritas nos itens anteriores, determinam-se os novos valores de  $v_1$ ,  $y_1$ ,  $F_1$  e  $y_3 / y_1$ .

- Dimensionamento da Bacia de Dissipação:

Com os novos valores obtidos  $F_1$  e  $y_3 / y_1$ , e com o auxilio da figura 26, é possível se determinar  $h / y_1$  e, consequentemente,  $h$ .

O comprimento da bacia pode ser calculado utilizando-se a formula seguinte, como representado na figura 27:

$$x_k = 5 (y_3 + h) \quad (16)$$



**Figura 27 - Bacia de dissipação retangular, terminando em sobrelevação abrupta do leito**  
 (Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. DAEE, 2005, p. 47)

## 5.6 Dimensionamento estrutural da bacia de dissipação

Uma forma de se dimensionar estruturalmente as bacias de dissipação pode ser pelo Método dos Elementos Finitos, apresentado no subtópico seguinte.

### 5.6.1 Método dos Elementos Finitos

As atividades de engenharia de um modo geral envolvem problemas técnicos, simples e complexos. Tais problemas requerem resoluções prudentes e econômicas. No que diz respeito ao projeto estrutural, o engenheiro deve garantir que a estrutura não venha a ter problemas que comprometam a segurança. Na análise de uma estrutura, o sucesso desta tarefa não está apenas relacionado somente a formulações matemáticas, mas também à capacidade do engenheiro para entender os fenômenos físicos que representam o problema.

Estruturas de geometria simples, compostas por barras, com condições de carregamento e apoio não muito complexas, podem ser solucionadas utilizando o modelo da Resistência dos Materiais, que propõe simplificações como:

- A carga deve ser aplicada ao longo do eixo do centroide da seção transversal da barra;
- O material deve ser homogêneo e isotrópico
- Hipótese de Navier deve ser satisfeita: as seções da barra permanecem planas durante a deformação da estrutura.

Tais problemas podem ser resolvidos de forma analítica. Entretanto para que não haja um excesso de simplificações (considerar uma chapa como uma barra) estruturas mais complexas compostas por placas, chapas, cascas, sólidos muitas vezes requerem uma abordagem utilizando uma teoria mais abrangente como o Método dos Elementos Finitos. Nas últimas décadas o MEF tornou-se uma técnica eficiente, aplicável à análise de problemas relacionados com placas, cascas, barragens, estabilidade de taludes, fundações, escoamento de fluidos, dinâmica estrutural, entre outros. Sua eficiência e

desenvolvimento devem-se a dois fatores: aplicações de métodos matriciais na mecânica estrutural e o uso de computadores.

Conforme apresentado por MAZZILLI et. al. (2010), “o problema da elasticidade linear quando o equilíbrio é imposto por meio do princípio dos trabalhos virtuais” segue as equações:

- Equilíbrio:

$$\int_A \{\delta\epsilon\}^T \{\sigma\} dA = \int_A \{\delta u\}^T \{f^B\} dA + \int_L \{\delta u\}^T \{f^S\} dL \quad (17)$$

Onde:  $\{u\}^T = \{u \ v\}$

- Compatibilidade:

$$\epsilon_{xx} = \frac{\delta u}{\delta x} \quad (18)$$

$$\epsilon_{yy} = \frac{\delta v}{\delta y} \quad (19)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta v}{\delta x} \quad (20)$$

- Equação constitutiva:

$$\{\sigma\} = [C] \{\epsilon\} \quad (21)$$

Portanto, a formulação do problema da elasticidade em termos de deslocamentos pode ser descrita como determinar o campo de deslocamentos  $\{u\}$ ,  $\{u\}^T = \{u(x, y) \ v(x, y)\}$  tal que:

$$\int_A \{\delta u\}^T [\delta \varepsilon]^T [C] [\delta \varepsilon] \{u\} dA = \int_A \{\delta u\}^T \{f^B\} dA + \int_{L_f} \{\delta u\}^T \{f^S\} dL \quad (22)$$

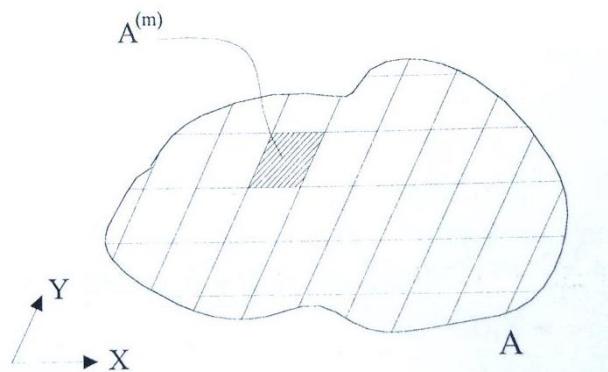
$$\text{Onde: } \delta \varepsilon = \begin{matrix} \frac{\delta}{\delta x} & 0 \\ 0 & \frac{\delta}{\delta y} \\ \frac{\delta}{\delta y} & \frac{\delta}{\delta x} \end{matrix} \quad (23)$$

Para qualquer  $\{\delta u\}$ ,  $\{\delta u\}^T = \{\delta u(x, y) \ \delta v(x, y)\}$  tal que  $\{\delta u\} = \{0\}$  em  $L_u$ , onde  $L_u$  é a curva que fica definida pela interseção da superfície lateral que tem deslocamentos impostos,  $S_u$ , com o plano xy.

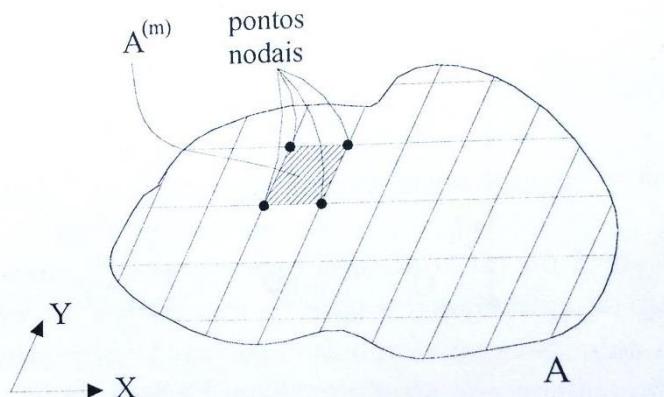
“Apesar de o problema estar bem definido pelas equações acima, não há uma metodologia para se determinar de forma direta o campo de deslocamentos que satisfaz (equação 22) para qualquer campo de deslocamentos virtuais. Em vez de se considerar todos os possíveis deslocamentos virtuais e de se admitir em princípio que as funções  $u(x, y)$  e  $v(x, y)$  que caracterizam a solução  $\{u\}$  tenham uma forma funcional qualquer, impõe-se que tanto os deslocamentos virtuais bem como as funções-solução tenham uma pré-determinada variação funcional. No método dos elementos finitos a definição da variação funcional acima mencionada segue uma determinada metodologia que se descreve a seguir.

O domínio de definição do problema da elasticidade plana é partitionado em uma série de subdomínios como mostrado na Figura 28. Mostra-se também na Figura 28 um subdomínio genérico  $A(m)$  que será denominado de elemento (m). Para cada elemento define-se um conjunto de pontos denominados pontos nodais ou simplesmente nós. Mostram-se esquematicamente os pontos nodais do elemento (m) da Figura 29. Na Figura 30 mostram-se os nós considerando-se todos os elementos da partição. O resultado de uma determinada partição do domínio, levando a um conjunto de elementos é denominado de malha.

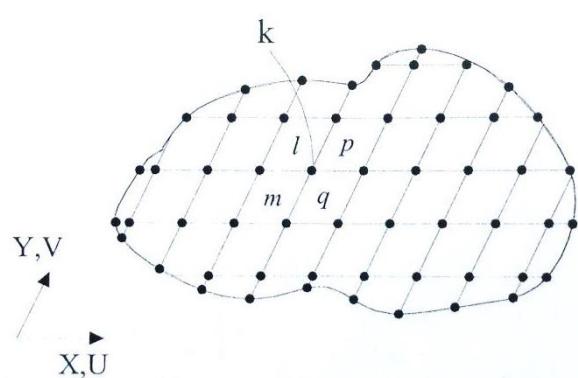
Observa-se que os pontos nodais em geral pertencem a mais de um elemento. Por exemplo, na Figura 30 o nó k pertence aos elementos p, l, m e q. O sistema global de coordenadas será representado pelas letras maiúsculas, X, Y. As letras minúsculas são reservadas para um sistema local de coordenadas x,y associado a cada elemento da malha." (MAZZILLI et. al., 2010).



**Figura 28 - Partição do domínio em subdomínios ou elementos (MAZZILLI et. al., 2010)**



**Figura 29 - Pontos nodais para o elemento (m) (MAZZILLI et. al., 2010)**



**Figura 30 - Pontos nodais considerando-se todos os elementos da malha (MAZZILLI et. al., 2010)**

## 5.7 Modelagem Estrutural

Existem varias maneiras de se analisar as cargas solicitantes em uma estrutura. Uma delas é por meio de programas computacionais. Um dos programas existentes no mercado é o SAP 2000 que, a partir do método dos elementos finitos, é capaz de indicar as cargas solicitantes, momentos e forças cortantes nas estruturas. O programa SAP 2000 foi escolhido para o desenvolvimento do presente trabalho por ser uma ferramenta muito difundida no campo da engenharia estrutural.

### 5.7.1 SAP-2000

O software SAP 2000 é programa computacional mais utilizado no mundo para análise estrutural, pelo qual pode-se analisar e projetar uma estrutura desejada, utilizando uma interface gráfica de fácil aplicação.

O programa utiliza, para seus cálculos, o processo de subdivisão da estrutura por elementos finitos, discretizando a estrutura em pequenas regiões (pontos) onde se efetuam os cálculos. A precisão dos resultados varia de acordo com o número de elementos finitos que a estrutura é discretizada, ou seja, quanto maior o número de discretizações, melhor será o resultado final.

O SAP2000 analisa e projeta sua estrutura usando um modelo que pode-se definir por uma interface gráfica. A composição do modelo consiste primariamente na definição dos seguintes componentes:

- Unidades;
- Objetos e elementos;
- Grupos de objeto e elementos;
- Sistemas de coordenadas (x,y,z);
- Propriedades (seção, tipo de material);
- Casos de carregamentos (peso próprio, cargas);
- Funções;

- Casos a serem analisados;
- Combinações;
- Definições de projeto;
- Definições de saída de dados.

Nos manuais do SAP2000 existe uma completa definição de todos esses parâmetros e uma explicação bem detalhada de toda composição do programa.

## 6 ESTUDO DE CASO – PCH QUELUZ

### 6.1 Introdução

Queluz é um município localizado a leste do Estado de São Paulo, na região do Vale do Paraíba, fazendo divisa com os estados do Rio de Janeiro e Minas Gerais. A rodovia Presidente Dutra corta o município em toda sua extensão urbana, facilitando o sistema de logística da região. Segundo o censo de 2010 fornecido pelo IBGE, Queluz possuía 11.309 habitantes distribuídos em seus 249,829 km<sup>2</sup> de área, o que acabava por gerar uma densidade demográfica de 45,27 hab/km<sup>2</sup>. Quanto à economia, segundo o IBGE, o setor terciário é o predominante na cidade, o que garante um PIB de 76.453.000 reais no setor de terciário (serviços), 15.836.000 reais no setor secundário (indústria) e 3.587 mil reais no setor terciário (agropecuária). A renda domiciliar per capita de Queluz é de 486,45 reais por mês.

O município de Queluz faz parte da Bacia do rio Paraíba do Sul, sendo uma das cidades mais privilegiada em recursos hídricos de toda região. A SABESP é responsável pela captação de água e tratamento de esgoto da região. Quanto à distribuição de energia, a pequena central hidrelétrica (PCH) instalada no município de Queluz possui uma capacidade instalada de produção de 30 MW, o que garante vazão máxima e mínima do rio Paraíba do Sul durante todo o ano, além da garantia de disponibilizar energia elétrica de boa qualidade e garantir o controle e a qualidade do sistema de tensão, evitando quedas de energia inesperadas.

Este trabalho propõe um estudo de caso com o objetivo de se fazer uma comparação da bacia de dissipação existente na Pequena Central Hidrelétrica de Queluz (PCH-Queluz), uma alternativa de bacia pela USBR e uma pela VNIIG para possível implantação na bacia em questão. A bacia da USBR que será comparada à existente será a do tipo I e a da VNIIG será a GUNKO. Os motivos de tal escolha foram as semelhanças geométricas e o número de Froude.

## 6.2 PCH-Queluz

“A PCH Queluz está localizada no município de Queluz, estado de SP, bacia do rio Paraíba do Sul. [...]. O empreendimento PCH Queluz pertence á Usina Paulista de Energia, Grupo Alupar, o qual concedeu a construção da PCH à empresa Empreendimentos Patrimoniais Santa Gisele Ltda. de São Paulo. [...]. A maior parte da energia produzida já foi adquirida pela empresa Sadia, sendo distribuída pela região do Vale do Paraíba, em municípios como: Cruzeiro, Lavrinhas, Silveiras, Queluz, Areias, São José do Barreiro, Arapeí e Bananal. [...]. A PCH apresenta uma área alagada de 0,55 km<sup>2</sup>, área do reservatório de 1,27 km<sup>2</sup> e capacidade instalada de 30 MW.” (CANDIANI et. al., 2013).

Os dados de projeto da PCH Queluz são: vertedouro do tipo Soleira Baixa com Comporta e capacidade de descarga de 3.142 m<sup>3</sup>/s para período de retorno de 1.000 anos. O vertedouro possuí 2 comportas e largura total de 36,50 m. O reservatório possui área de drenagem de 12.732 km<sup>2</sup>, a vazão média de longo tempo (Vazão MLT) é de 217,50 m<sup>3</sup>/s e a área do reservatório, com o nível da água normal (NA normal), é de 1,27 km<sup>2</sup> e seu volume para NA normal é de  $8,843 \times 10^6$  m<sup>3</sup>.

A casa de força é do tipo abrigada e possui 2 unidades geradoras, do tipo Tubular Axial Kaplan de Eixo Horizontal (tipo poço). Possui duas barragens, uma pela margem esquerda e outra pela margem direita. Pela margem esquerda a barragem é de terra e enrocamento, com altura total de 17,50 m e comprimento total da crista de 336,00 m. Pela margem direita a barragem é de concreto convencional, com altura total de 12,00 m e comprimento total da crista de 33,00 m. Durante a construção, o desvio do rio foi feito em primeira fase por meio de uma ensecadeira, e durante a segunda fase utilizou-se vertedouro para o desvio.



**Figura 31 - PCH-QUELUZ (GoogleMaps, 2011)**

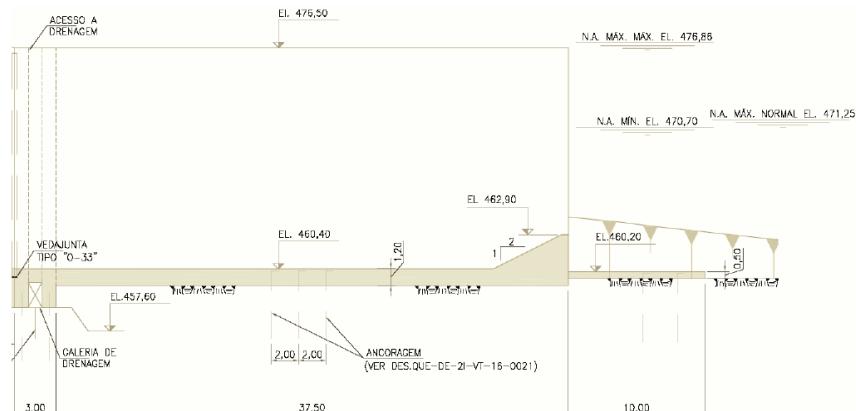


**Figura 32 - PCH-QUELUZ (HABTEC, 2014)**

### 6.2.1 Dados gerais da PCH-Queluz

A partir de informações obtidas por meio de fontes que tiveram envolvimento neste empreendimento, admitiram-se os seguintes dados:

- Cota da crista do vertedor: 467,50 m;
- Altura do vertedor: 4,90 m;
- Vazão para TR de 1000 anos: 3142,00 m<sup>3</sup>/s;
- Nível da água máximo normal a montante: 484,50 m;
- Nível da água máximo normal a jusante: 471,25 m;
- Cota de fundo inicial da bacia: 460,40 m;
- Largura da bacia: 33,50 m.



**Figura 33 - Representação gráfica da bacia de dissipaçao da PCH-Queluz (Tipo I com soleira terminal)**

## 6.3 Dimensionamentos

### 6.3.1 Dimensionamento da bacia de dissipaçao da PCH-Queluz

Segundo as fórmulas e métodos de cálculos fornecidas no Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas do DAEE e citadas no tópico anterior, obteve-se os seguintes valores:

- Desnível da profundidade da bacia (Equação 12):

$$D = 0,5 \cdot H + N_S - N_{Fb} = 0,5 \cdot 17 + 467,5 - 460,4$$

$$D = 15,6 \text{ m}$$

- Velocidade e lâmina d'água na seção de entrada (Equações 13 e 14):

$$v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot D} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 15,6}$$

$$v_1 = 17,5 \text{ m/s}$$

$$y_1 = \frac{Q_{S\max}}{v_1 \cdot b_1} = \frac{3142}{17,5 \cdot 33,5}$$

$$y_1 = 5,4 \text{ m}$$

- Cálculo do número de Froude (Equação 3):

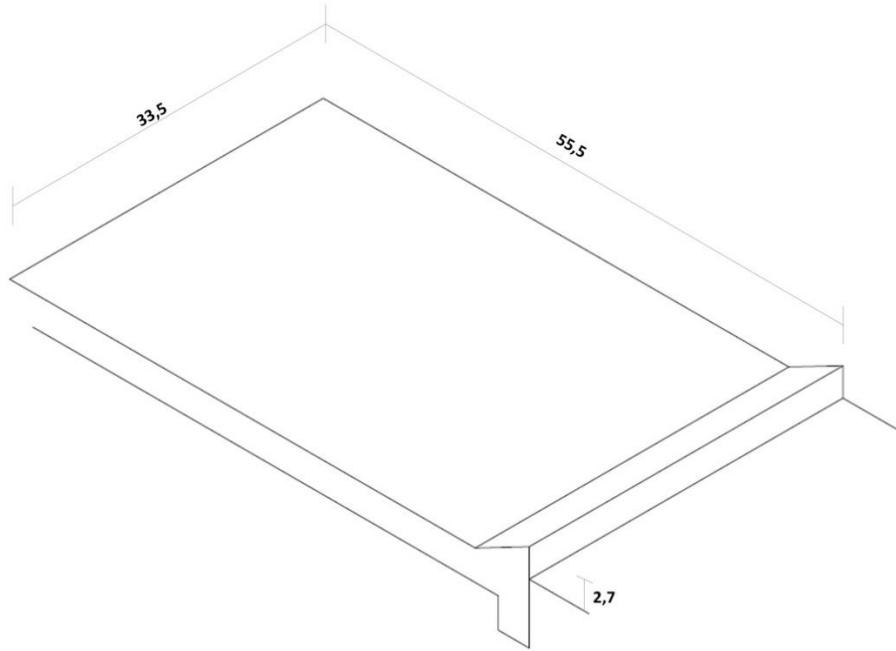
$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{17,5}{\sqrt{9,81 \cdot 5,4}}$$

$$F_1 = 2,5$$

Assim, com  $y_3$  pré-determinado, e por interpolação no diagrama da figura 26 foi possível determinar os seguintes valores:

$y_3 \text{ (m)}$	8,35
$y_3/y_1$	1,56
Altura da soleira da bacia (m)	2,7
Comprimento da bacia (m)	55,25

**Tabela 2 - Valores obtidos para PCH-Queluz**



**Figura 34 - Bacia de dissipação da PCH-Queluz**

### 6.3.2 Dimensionamento da bacia alternativa tipo I

“A bacia de dissipação de tipo I (USBR) foi dimensionada para conter o ressalto perfeito (ou ressalto clássico).” (ORTIZ, 1982). O comprimento adotado para esta bacia é o comprimento do ressalto hidráulico, calculado pela equação:

$$X_I = 6 \cdot y_2 \quad (24)$$

E a altura d’água na seção de saída do ressalto pela equação de Bélanger-Bresse (Equação 2).

- Cálculo da lâmina d’água na seção de saída do ressalto:

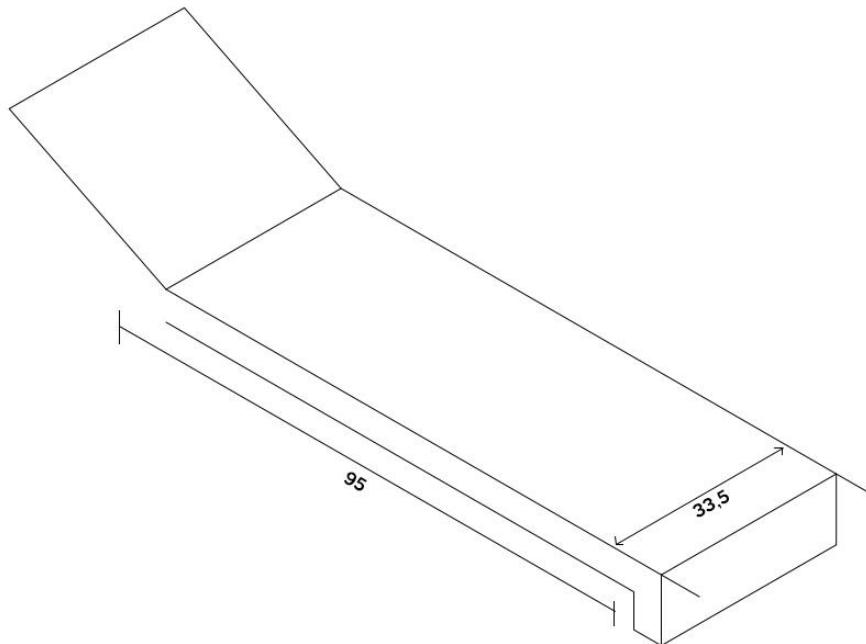
$$y_2 = y_1 \cdot \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) = 5,4 \cdot \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 2,5^2} - 1 \right)$$

$$y_2 = 15,8 \text{ m}$$

- Cálculo do comprimento da bacia (Equação 24):

$$X_I = 6 \cdot y_2 = 6 \cdot 15,8$$

$$X_I = 94,8 \text{ m}$$



**Figura 35 - Bacia alternativa para PCH-Queluz do tipo I**

### 6.3.3 Dimensionamento da bacia alternativa tipo GUNKO

“A bacia de dissipação de tipo Gunko (VNIIG) é uma estrutura compacta provida de uma contra barragem com altura  $c = f (F_1)$  compreendida entre uma e duas vezes a altura conjugada de montante ( $y_1 \leq c \leq 2y_1$ ). A distância mais racional entre o início da estrutura e a contra barragem é de  $3 y_2$ .” (ORTIZ, 1982).

Recomendadas para número de Froude entre 2,2 e 10, a bacia é calculada a partir das seguintes equações:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (25)$$

$$\frac{c}{y_c} = 0,12 \sqrt{8 \frac{H}{y_c} + 2,0} \quad (26)$$

Onde:

$$H = H_q + H_d \quad (27)$$

Sendo:

$H$  = Carga específica a montante do vertedor;

$H_q$  = Altura de queda do vertedor;

$H_d$  = Carga sobre a crista.

- Cálculo da profundidade crítica (Equação 25):

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{93,8^2}{9,81}}$$

$$y_c = 9,65 \text{ m}$$

- Cálculo da carga específica a montante do vertedor (Equação 27):

$$H = P + H_d = 5 + 17$$

$$H = 22 \text{ m}$$

- Cálculo da altura da soleira (Equação 26):

$$\frac{c}{y_c} = 0,12 \sqrt{8 \frac{H}{y_c} + 2,0}$$

$$\frac{c}{9,65} = 0,12 \sqrt{8 \frac{22}{9,65} + 2,0}$$

$$c \cong 5,5 \text{ m}$$

- Lâmina d'água na seção de saída do ressalto (Equação 2):

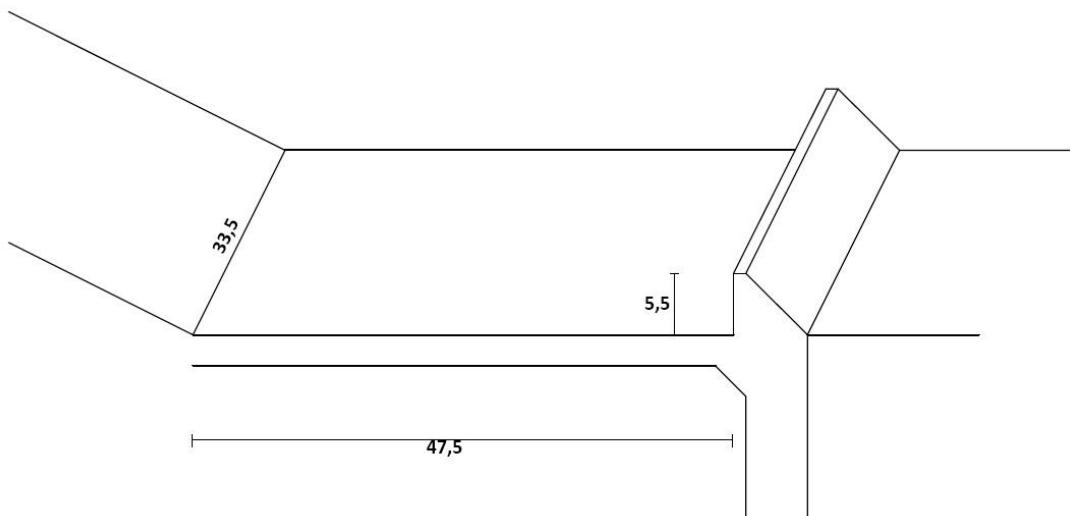
$$y_2 = y_1 \cdot \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr^{1/2}} - 1 \right) = 5,4 \cdot \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 2,5^2} - 1 \right)$$

$$y_2 = 15,8 \text{ m}$$

Portanto, como a distância mais racional citada por Ortiz é de 3  $y_2$ , temos:

Comprimento da Bacia (m)	47,5
Altura da Soleira (m)	5,5

**Tabela 3 - Bacia de dissipação do tipo I**



**Figura 36 - Bacia alternativa para PCH-Queluz do tipo GUNKO**

## 6.4 Carregamentos

### 6.4.1 Peso próprio

Foi adotado  $\gamma$  concreto armado = 30 kN/m<sup>3</sup>

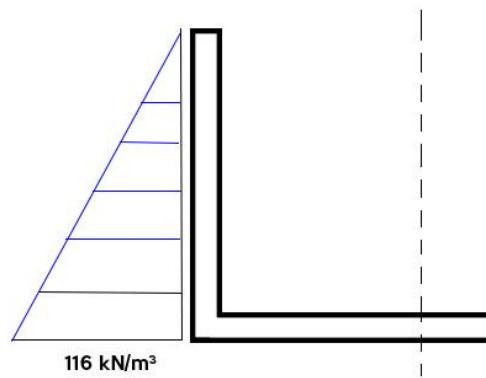
### 6.4.2 Carga de aterro

Carga devido ao apoio da enseadeira nos muros da estrutura.

Foi considerado o peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) do material de execução da enseadeira com valor de  $22\text{kN/m}^3$ , e um ângulo de atrito ( $\phi$ ) de  $45^\circ$ . Considerando também o muro de  $18\text{m}$  de altura, temos para a carga da máxima tensão provocada pelo aterro:

$$P_{aterro} = \gamma_{sat} \cdot h_{muro} \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi) \quad (28)$$

$$P_{aterro} = 22 \cdot 18 \cdot (1 - \operatorname{sen} 45^\circ) = 116 \text{ kN/m}^3$$



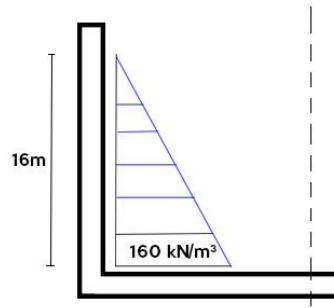
**Figura 37 - Carga do aterro**

#### 6.4.3 Pressão hidrostática

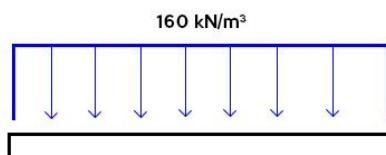
Para o carregamento da pressão hidrostática, foi considerada a altura conjugada a jusante do ressalto hidráulico por ela ser a maior. Sendo assim, temos:

$$P_{agua} = \gamma_{agua} \cdot y_2 \quad (29)$$

$$P_{agua} = 10 \cdot 16 = 160 \text{ kN/m}^3$$



**Figura 38 - Carga da pressão hidrostática sobre a parede**



**Figura 39 - Carga da pressão hidrostática sobre a base**

#### 6.4.4 Combinações de carregamentos

Foram consideradas duas combinações de carregamentos:

- Combinação SEM ÁGUA: Peso próprio da estrutura + Aterro
- Combinação COM ÁGUA: Peso próprio + Aterro + Pressão Hidrostática

#### 6.5 Modelo de cálculo

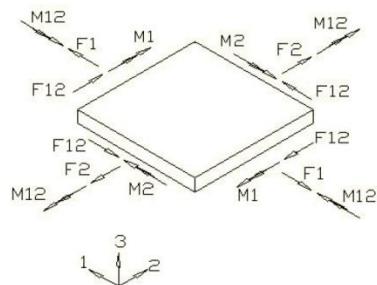
As condições de contorno do modelo foram:

- Os nós da laje da base foram engastados no começo da bacia de dissipação, junto ao vertedor, e os demais foram simplesmente apoiados, permitindo sua rotação;
- Os nós da parede junto a laje da base têm restrições de translação para os eixos da base.

Assim, temos a modelagem no SAP-2000, sendo que os elementos Shell (placas) têm dimensão de 0,50 m x 0,50 m e a espessura da base e das paredes é de 1,50 m.

## 6.6 Esforços resultantes

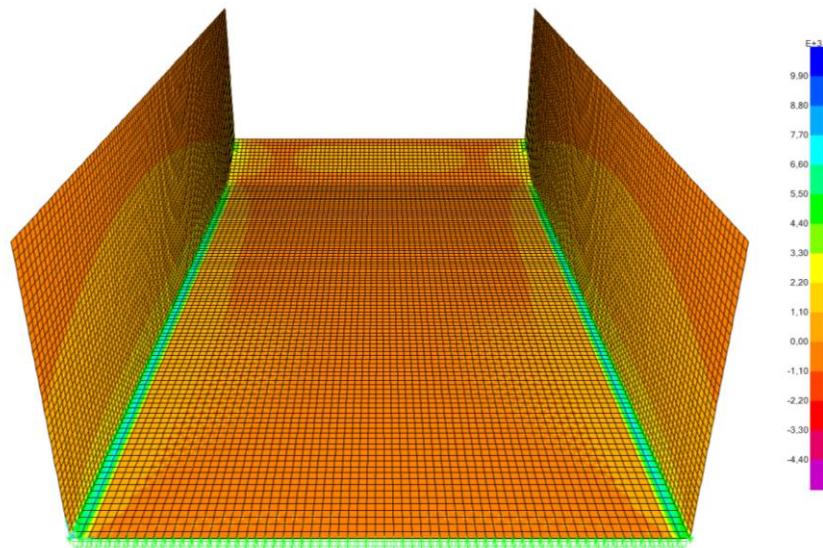
A direção dos esforços resultantes obedece à teoria de cascas. O software SAP-2000 adota como padrão os eixos locais “1” e “2” no plano do elemento de placa e o “3” perpendicular ao plano “1-2”. Neste caso, temos que o eixo “1” coincide com o eixo “X” e o eixo “2” com o eixo “Y”; o eixo “3” está orientado na direção do eixo “Z”.



**Figura 40 - Representação esquemática das direções dos esforços na teoria de cascas.**

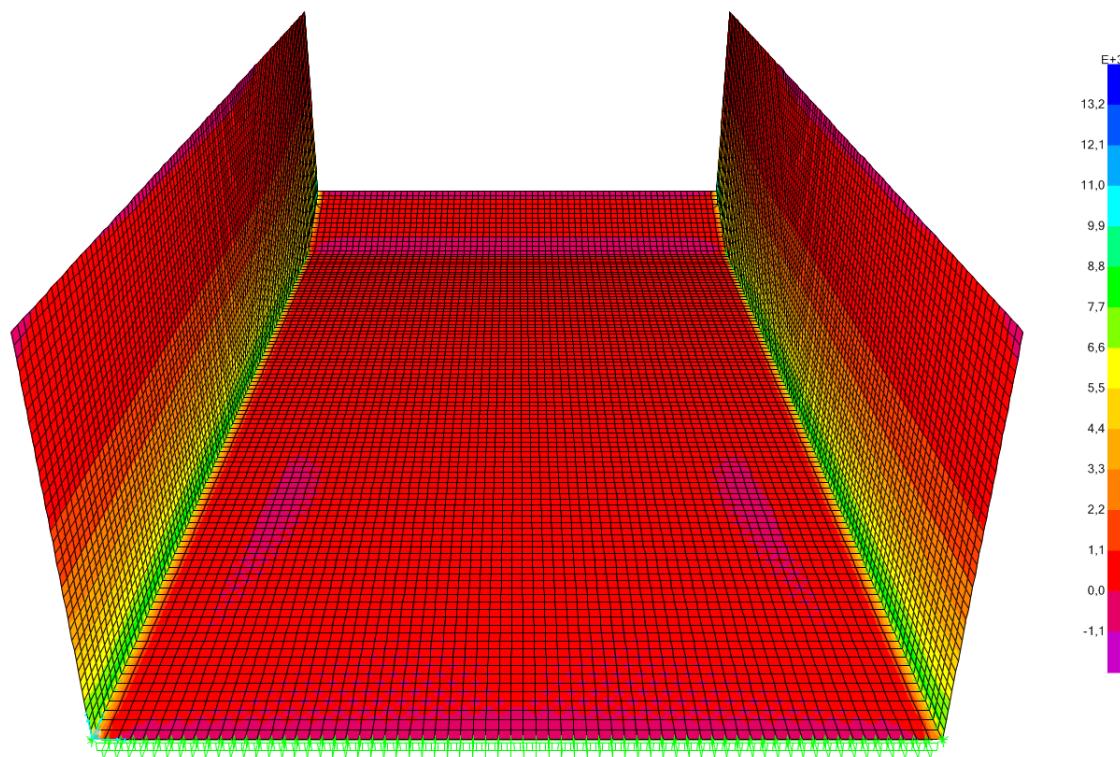
### 6.6.1 Bacia PCH-QUELUZ

- Momentos fletores ( $M_{11}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



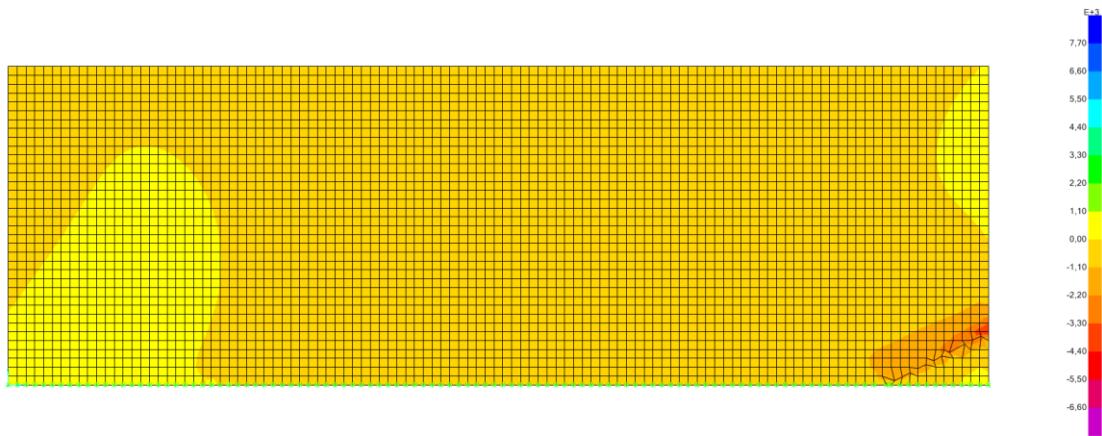
**Figura 41 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Sem Água – PCH QUELUZ**

- Momentos fletores ( $M_{22}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



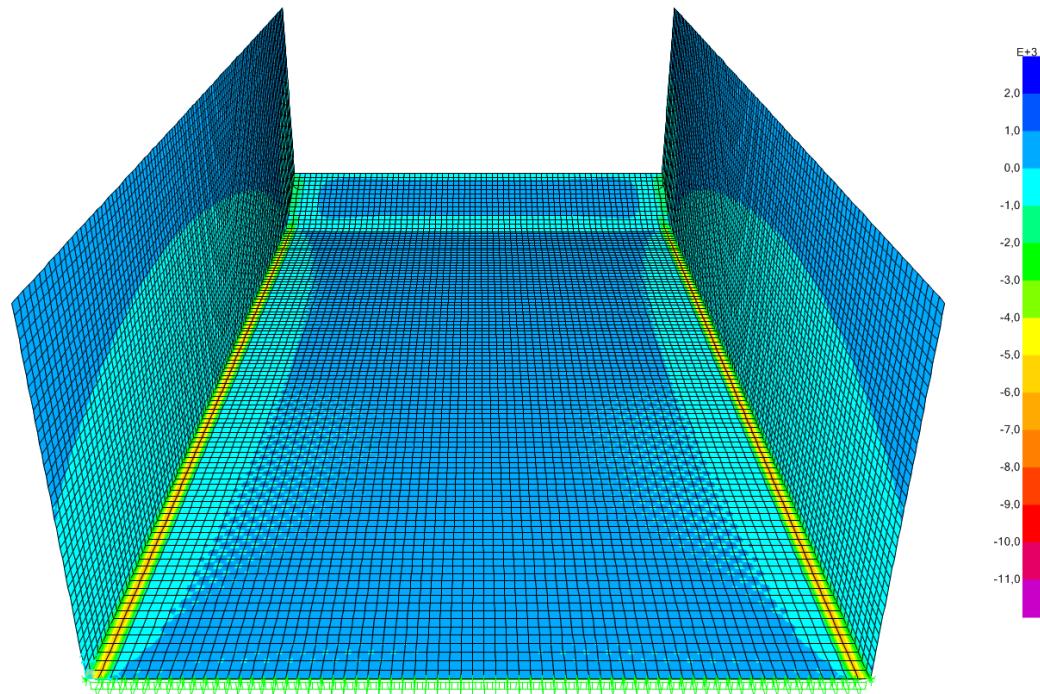
**Figura 42 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – PCH QUELUZ**

- Momentos fletores ( $M_{12}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



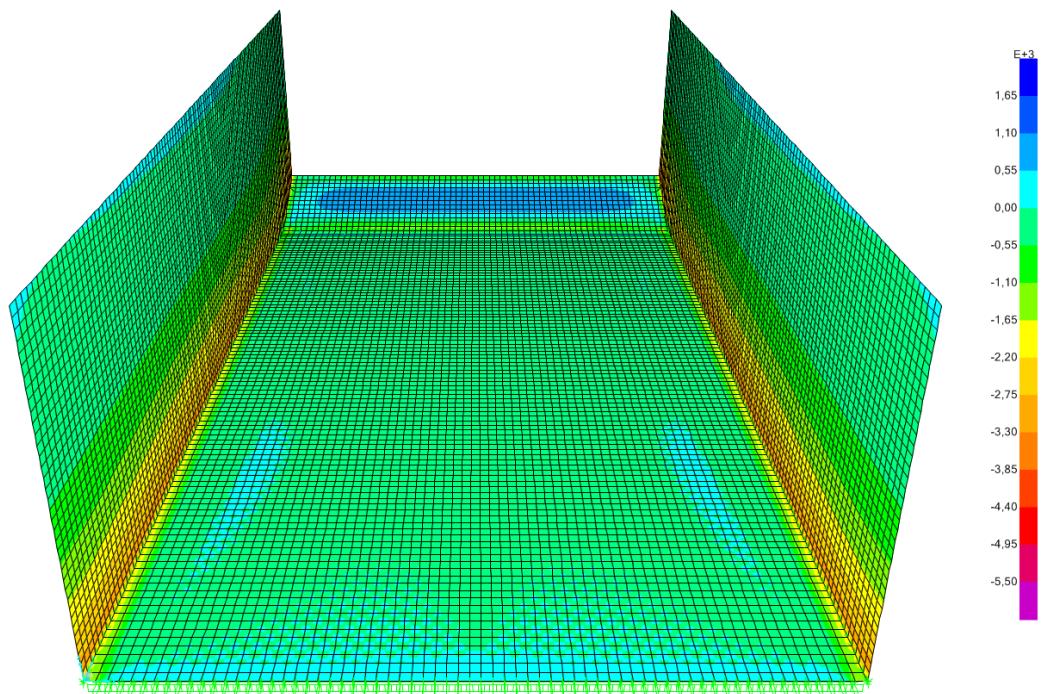
**Figura 43 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – PCH QUELUZ**

- Momentos fletores ( $M_{11}$ ) – Combinação COM ÁGUA



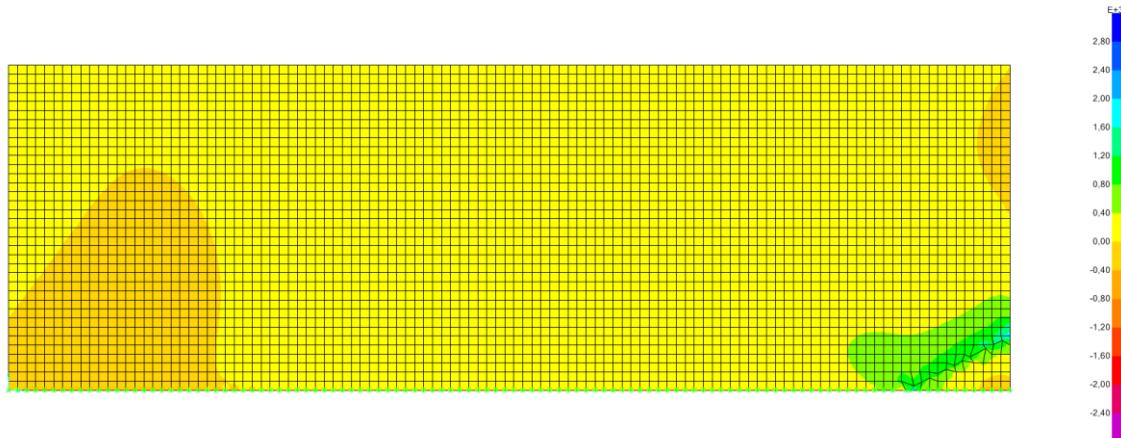
**Figura 44 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – PCH QUELUZ**

- Momentos fletores ( $M_{22}$ ) – Combinação COM ÁGUA



**Figura 45 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Com Água – PCH QUELUZ**

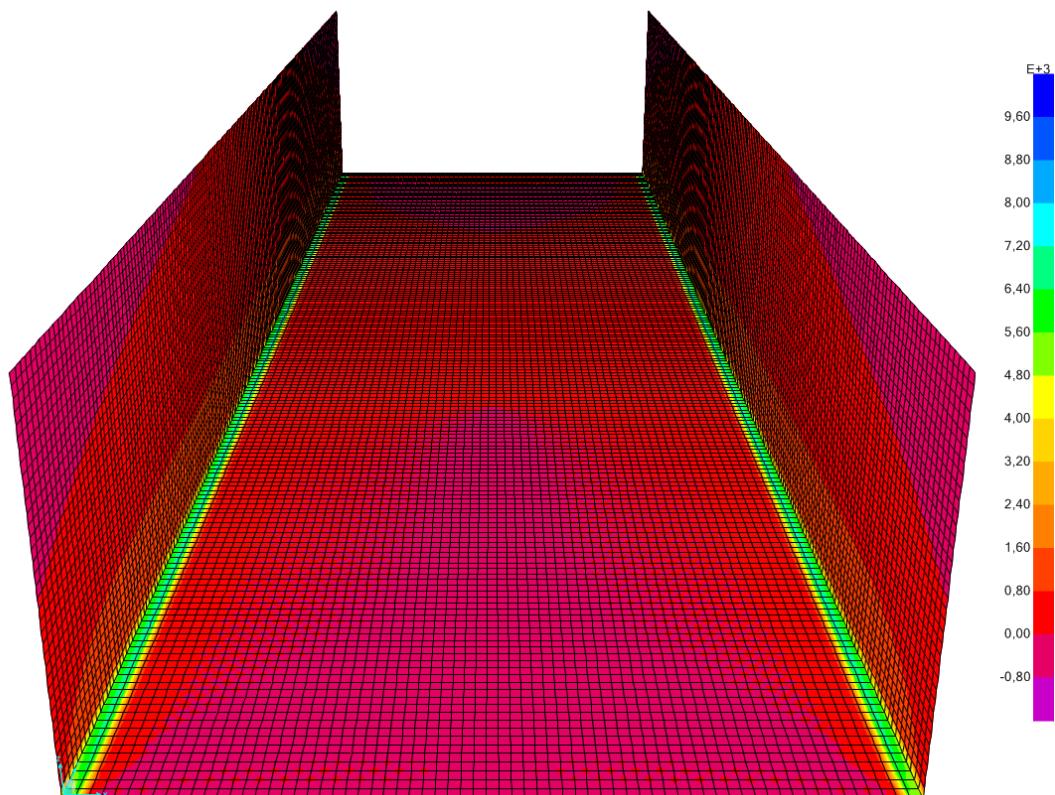
- Momentos fletores ( $M_{12}$ ) – Combinação COM ÁGUA



**Figura 46 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – PCH QUELUZ**

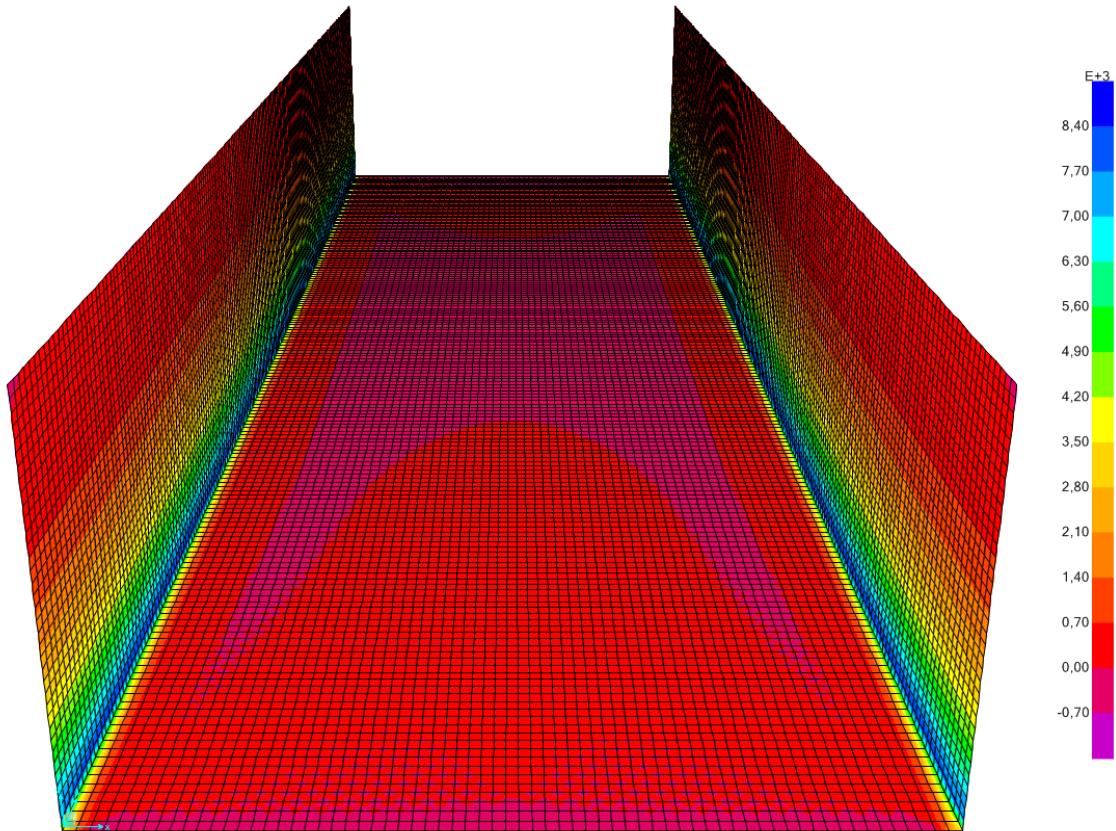
#### 6.6.2 Bacia Tipo I (USBR)

- Momentos fletores ( $M_{11}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



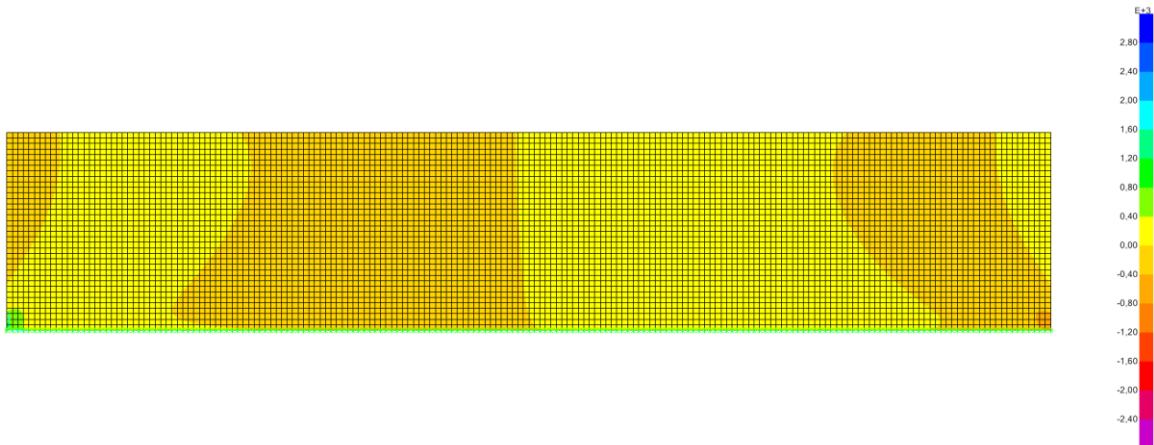
**Figura 47 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Sem Água – TIPO I**

- Momentos fletores ( $M_{22}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



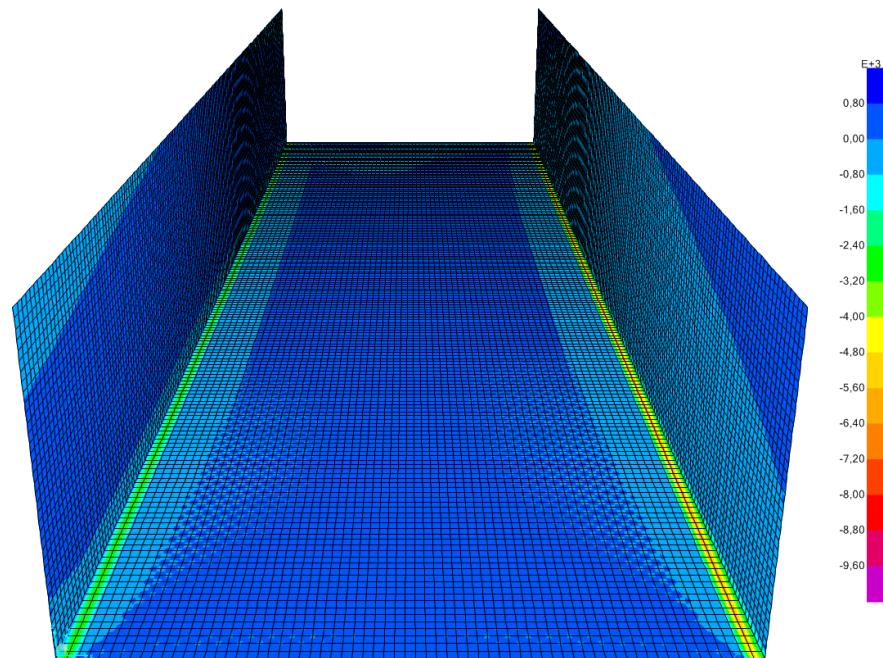
**Figura 48 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – TIPO I**

- Momentos fletores ( $M_{12}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



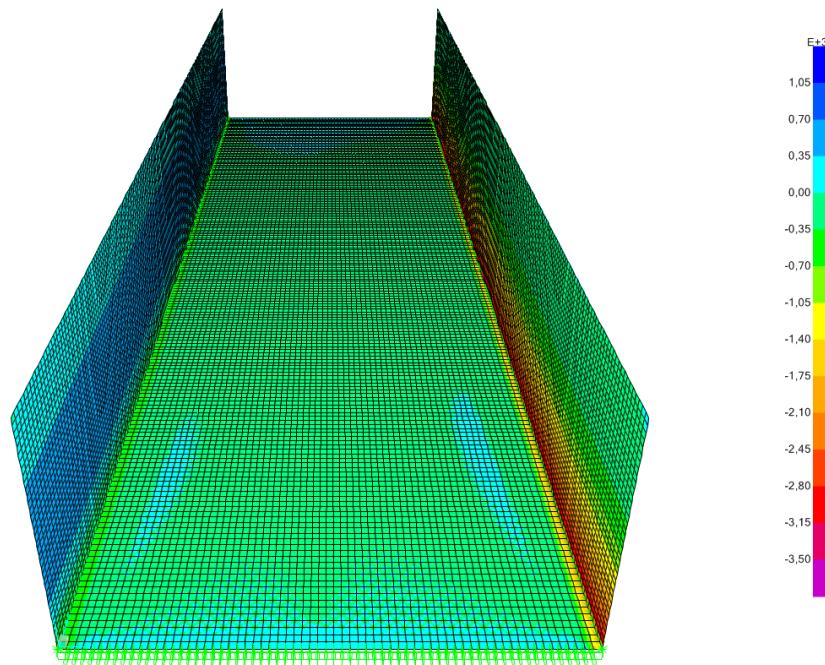
**Figura 49 - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Sem Água – TIPO I**

- Momentos fletores ( $M_{11}$ ) – Combinação COM ÁGUA



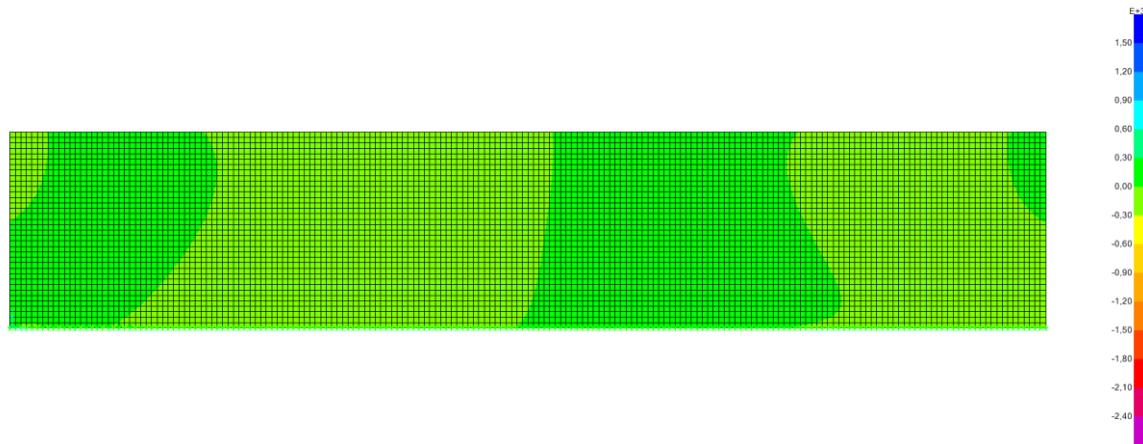
**Figura 50 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – TIPO I**

- Momentos fletores ( $M_{22}$ ) – Combinação COM ÁGUA



**Figura 51 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Com Água – TIPO I**

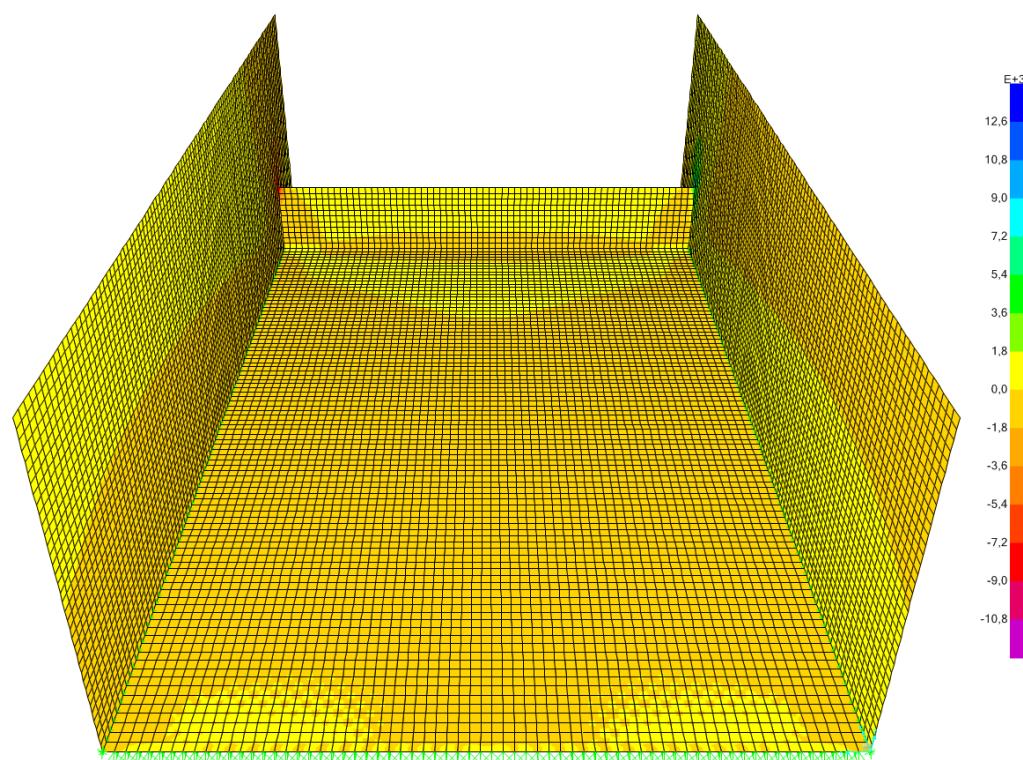
- Momentos fletores ( $M_{12}$ ) – Combinação COM ÁGUA



**Figura 52 - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Com Água – TIPO I**

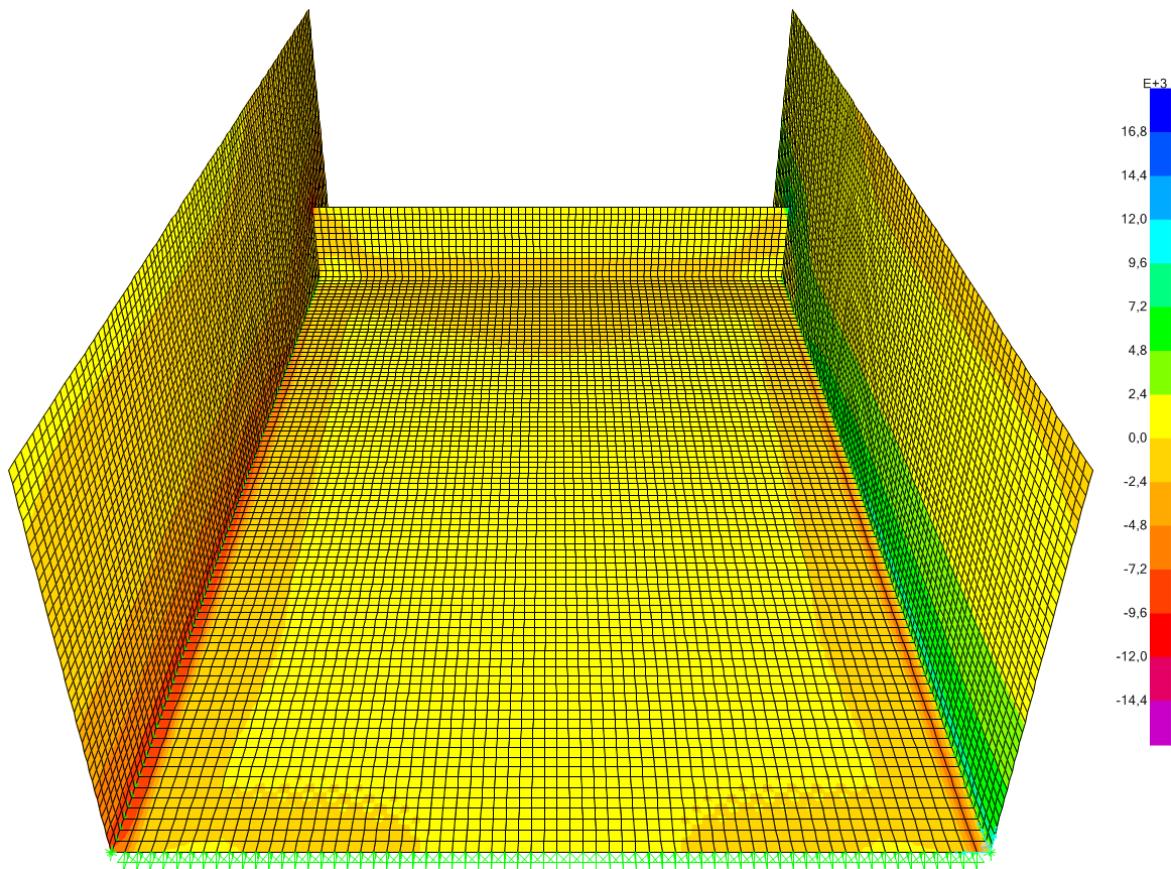
### 6.6.3 Bacia Tipo Gunko (VNIIG)

- Momentos fletores ( $M_{11}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



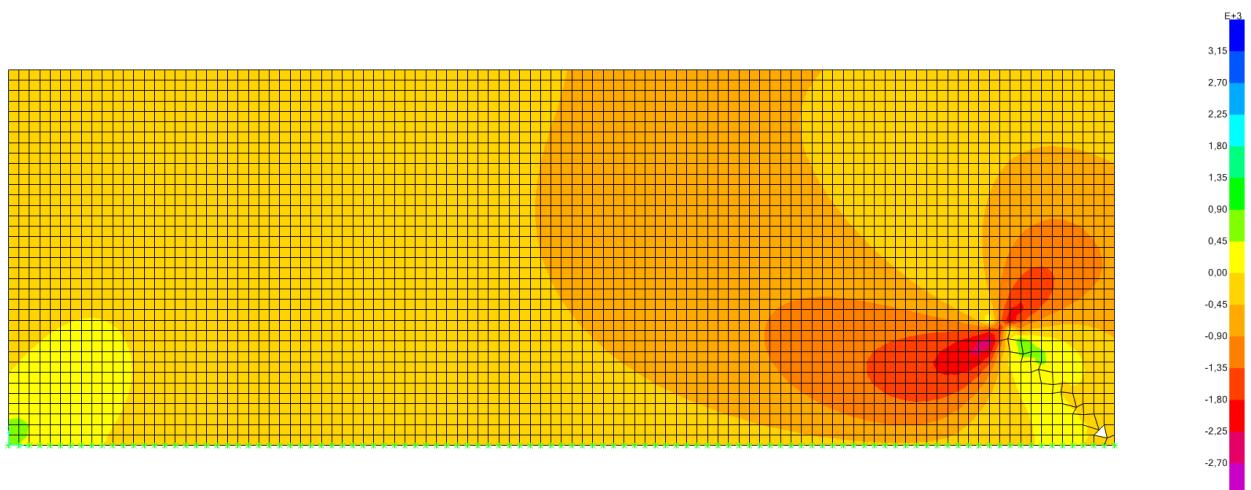
**Figura 53 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Sem Água – TIPO GUNKO**

- Momentos fletores ( $M_{22}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



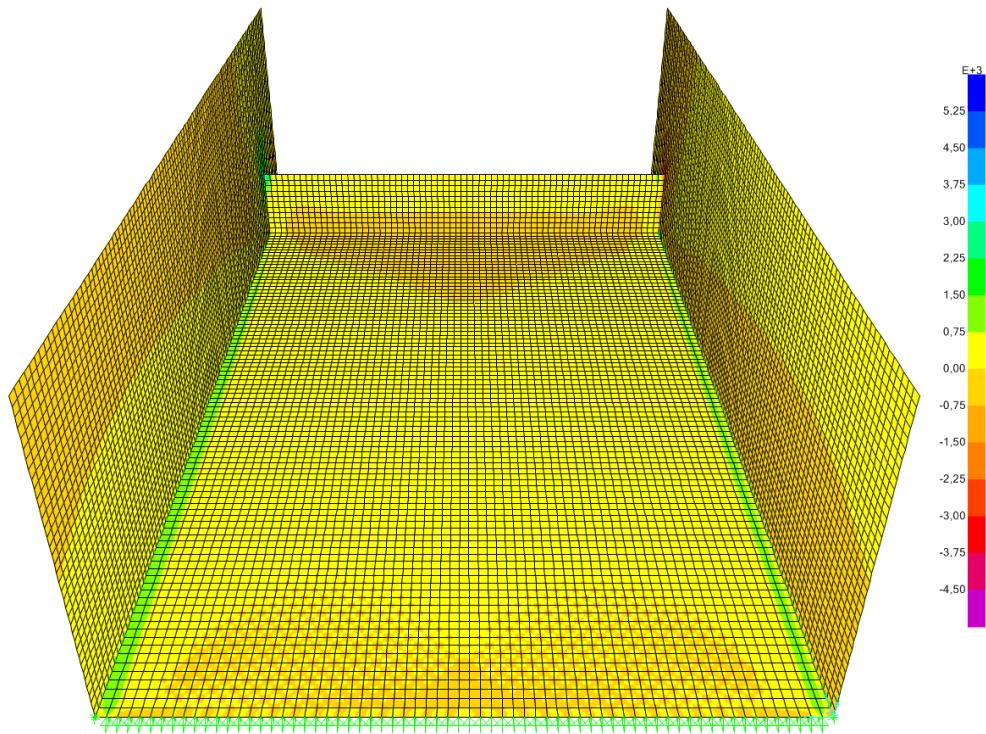
**Figura 54 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Sem Água – TIPO GUNKO**

- Momentos fletores ( $M_{12}$ ) – Combinação SEM ÁGUA



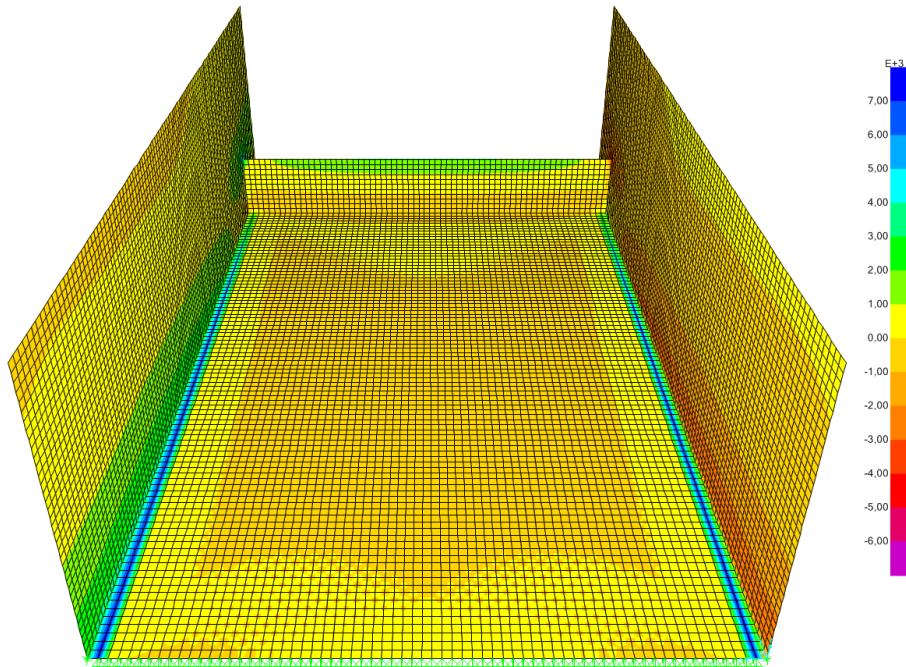
**Figura 55 - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Sem Água – TIPO GUNKO**

- Momentos fletores ( $M_{11}$ ) – Combinação COM ÁGUA



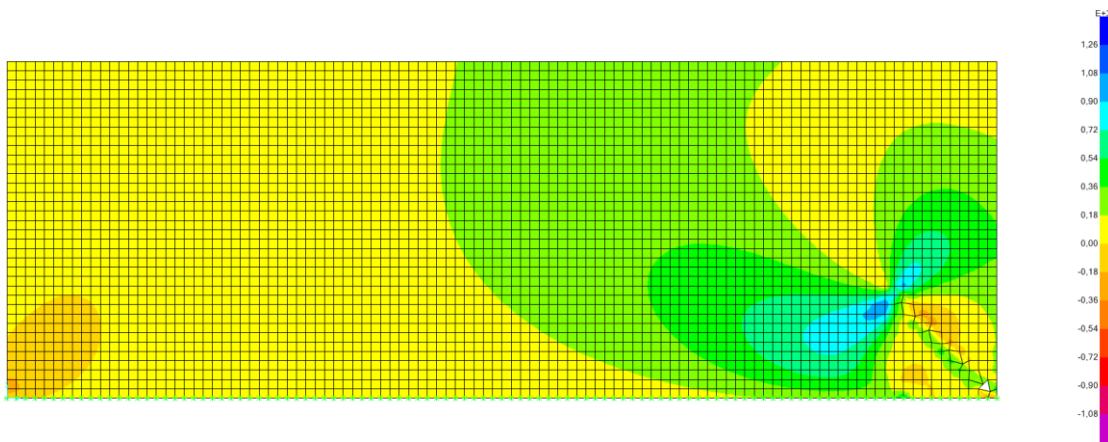
**Figura 56 - Momento fletor ( $M_{11}$ ) da combinação Com Água – TIPO GUNKO**

- Momentos fletores ( $M_{22}$ ) – Combinação COM ÁGUA



**Figura 57 - Momento fletor ( $M_{22}$ ) da combinação Com Água – TIPO GUNKO**

- Momentos fletores ( $M_{12}$ ) – Combinação COM ÁGUA



**Figura 58 - - Momento fletor ( $M_{12}$ ) da combinação Com Água – TIPO GUNKO**

## 6.7 Dimensionamento de armaduras

Neste trabalho é apresentada uma estimativa da área de armadura necessária para resistir aos momentos fletores decorrentes dos carregamentos estáticos na estrutura, considerando o estado limite de último. Não serão apresentados ou calculados os detalhamentos estruturais e as verificações quanto ao estado limite de serviço, pois o objetivo deste trabalho é apenas realizar uma comparação entre as bacias, e não realizar um detalhamento estrutural das mesmas.

Para estimar o volume de armadura necessário para estas bacias, decidiu-se por realizar o dimensionamento da armadura para resistir aos momentos fletores gerados pelos carregamentos sobre a bacia, pois segundo CARVALHO (2013) “o dimensionamento da armadura para resistir a um momento fletor (que causa tensões normais nas seções em que atua) é um dos pontos mais importantes no detalhamento de uma peça de concreto armado. O dimensionamento é feito no estado limite último de ruína, impondo que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações-limite específicas dos materiais, ou seja, o estado-limite último pode ocorrer tanto pela ruptura do concreto comprimido quanto pela deformação excessiva da amadura tracionada.”

Conforme sugerido pela NBR6118:2014: Projeto de Estrutura de Concreto - Procedimento, para o cálculo foi necessário minorar o valor da capacidade resistente dos materiais e majorar o valor das cargas, de modo que a resistência do concreto foi minorada utilizando-se um fator de 1,4 a resistência do aço foi minorada utilizando-se um fator de 1,15, e as cargas foram majoradas utilizando-se um fator multiplicativo de 1,4.

“O momento fletor causa flexão nos elementos estruturais, e nas seções transversais desses elementos surgem tensões normais (perpendiculares a seção)” (CARVALHO, 2013). Serão apresentados a seguir os tipos de flexão que foram consideradas neste trabalho:

- **Flexão Simples:** Ocorre quando não há esforço normal (de tração ou de compressão) atuando na seção.
- **Flexão Composta:** Ocorre quando existe um esforço normal (de tração ou de compressão) atuando na seção

Nas lajes, em muitos casos, o esforço normal pode ser desprezado (excetuando-se as lajes protendidas). Por este motivo, para o cálculo das lajes foram considerados apenas esforços decorrentes da flexão simples. Entretanto nas paredes que formam as bacias de dissipação, o cálculo foi realizado considerando-se os benefícios gerados pelo esforço normal de compressão decorrentes do peso próprio destas paredes, este benefício acarreta em uma redução da quantidade de armadura necessária, pois o concreto é um material que resiste muito bem aos esforços de compressão, mas sua resistência a esforços de tração é muito baixa. Como o peso próprio tende a comprimir a parede ele reduz os esforços de tração, portanto menos armadura é necessária.

Apesar do objetivo deste trabalho ser apenas o dimensionamento da armadura longitudinal das paredes e lajes das bacias de dissipação, é importante comentar os mecanismos de ruptura das estruturas de concreto armado. A seção transversal de uma estrutura de concreto armado submetida a um

momento fletor crescente passa por três níveis de deformação, chamados estádios de deformação, que determinam o comportamento de uma peça até sua ruína.

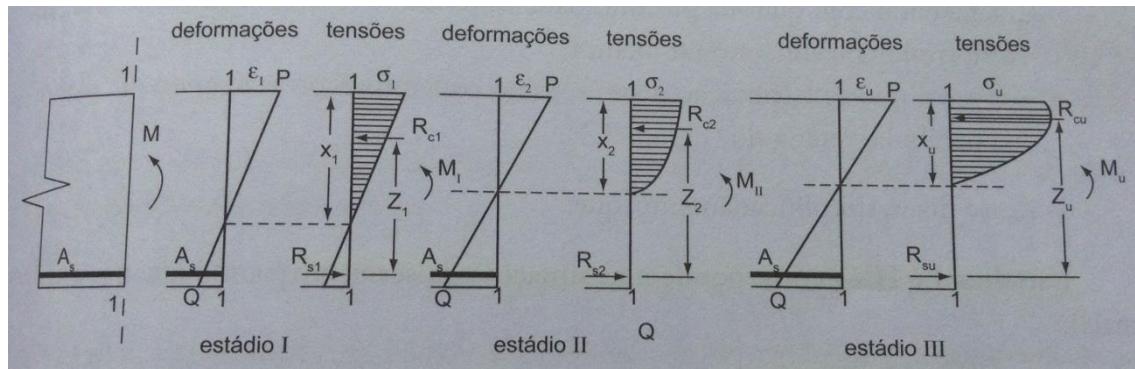


Figura 59 - Comportamento da seção transversal de uma viga de concreto armado na flexão normal simples (CARVALHO, 2013, p. 105).

CARVALHO (2013) caracteriza os estádios de deformação como:

- **Estádio I (Estado limite de serviço - estado elástico)** – sob a ação de um momento fletor  $M_1$  de pequena intensidade, a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração.
  - As tensões nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama de tensão-deformação do concreto.
  - Não há fissuras visíveis.
- **Estádio II (Estado limite de serviço - estado de fissuração)** – Aumentado o valor do momento fletor para  $M_{II}$ , as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (LN) terão valores superiores ao da resistência característica do concreto à tração.
  - Considera-se que apenas o aço passa a resistir aos esforços de tração.

- Admite-se que a tensão de compressão no concreto continua linear.
- As fissuras de tração no concreto na flexão são visíveis
  
- **Estádio III (estado limite último)** – Aumenta-se o momento fletor até um valor próximo ao de ruína ( $M_u$ ).
  - A fibra mais comprimida do concreto começa a escoar a partir da deformação específica de 0,2%, chegando a atingir, sem aumento de tensão 0,35%.
  - Diagrama de tensões tende a ficar vertical (uniforme), com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima, ou seja, praticamente todas as fibras atingem deformações superiores a 0,2%
  - A peça está bastante fissurada, com as fissuras se aproximando da linha neutra, fazendo com que a profundidade diminua e, consequentemente, a região comprimida de concreto também diminua
  - Supõe-se que distribuição de tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola-retângulo.

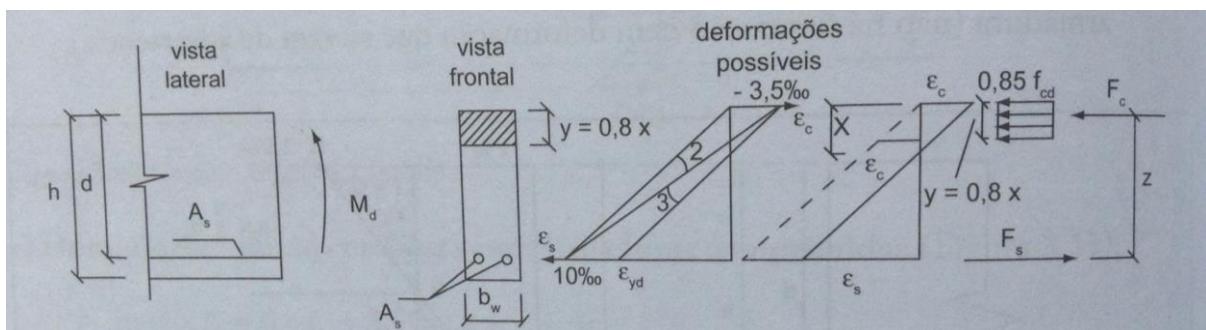
As hipóteses adotadas para o cálculo no estado-limite último apresentadas na NBR6118 são:

- As seções transversais permanecem planas após o inicio da deformação até o estado limite último; as deformações são, em cada ponto, proporcionais à sua distância até a linha neutra da seção (hipótese de Bernoulli)
- Solidariedade dos materiais: admite-se solidariedade perfeita entre o concreto e a armadura
- Resistência característica do concreto:  $f_{ck}=30$  MPa
- Resistência característica do aço utilizado (CA-50):  $f_{yk}= 500$  MPa
- Módulo de elasticidade do aço: 21000 kN/cm<sup>2</sup>

- Coeficiente de minoração do concreto:  $\gamma_c=1,4$
- Coeficiente de minoração do aço:  $\gamma_s=1,15$
- Coeficiente de majoração das cargas:  $\gamma_d=1,4$

Para o dimensionamento das paredes à flexão composta foi utilizado os ábacos apresentados por MONTOYA, 1991, em seu livro “*Hormigón armado*”.

Para o cálculo da armadura das lajes submetidas à flexão simples é realizado:



**Figura 60 - Viga de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada pelo momento de cálculo  $M_d$  (CARVALHO, 2013, p. 116).**

O equilíbrio das forças normais à seção transversal de modo que a força atuante no concreto ( $F_c$ ) deve ser igual à força atuante na armadura ( $F_s$ ).

- Equilíbrio dos momentos: O momento das forças internas em relação a qualquer ponto (no caso em relação ao centro de gravidade da armadura) deve ser igual ao momento externo de cálculo. Destas equações tem-se:

$$M_d = F_s \cdot z \quad (28)$$

A posição da linha neutra é a resolução da equação:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (29)$$

E finalmente o cálculo da área necessária de armadura ( $A_s$ ) segue a equação:

$$As = \frac{Md}{z \cdot fyd} \quad (30)$$

Os cálculos foram realizados considerando 2 combinações distintas, sendo que uma delas considera a bacia de dissipação operando, portanto com água, enquanto a outra considera a bacia de dissipação fora de operação, portanto desconsidera a água. Os resultados obtidos a partir da modelagem em elementos finitos mostrou que as paredes são mais solicitadas, nas combinações sem água, enquanto as lajes e dentes das bacias são mais solicitados nas combinações que considera a água atuando.

A seguir são apresentadas as estimativas de armadura para as bacias:

PCH-QUELUZ											
PAREDE				LAJE				DENTE			
COM AGUA		SEM ÁGUA		COM AGUA		SEM ÁGUA		COM AGUA		SEM ÁGUA	
M12	M22	M12	M22	M11	M22	M11	M22	M11	M12	M11	M22
1300	300	3000	4500	-1000	-1000	0	0	1000	1000	0	0
	AS (cm <sup>2</sup> /m)	59,87	100,08	16,08	16,08			16,08	16,08		

Tabela 4 - Estimativa de armadura para PCH-Queluz

TIPO I							
PAREDE				LAJE			
COM AGUA		SEM ÁGUA		COM AGUA		SEM ÁGUA	
M12	M22	M12	M22	M11	M22	M11	M22
300	-1700	600	3500	-1600	-350	0	0
	AS (cm <sup>2</sup> /m)	1,28	72,92	25,93	5,58		

Tabela 5 - Estimativa de armadura para bacia tipo I

GUNKO											
PAREDE				LAJE				DENTE			
COM AGUA		SEM ÁGUA		COM AGUA		SEM ÁGUA		COM AGUA		SEM ÁGUA	
M12	M22	M12	M22	M11	M22	M11	M22	M11	M22	M11	M22
1080	750	2300	1000	500	1000	0	0	1500	2000	0	0
	AS (cm <sup>2</sup> /m)	42,12	10,62	7,98	16,08			32,6	32,6		

**Tabela 6 - Estimativa de armadura para bacia tipo Gunko**

## 6.8 Análise de custos

Os valores a serem considerados na tabela de custos foram calculadas apenas com o concreto e o aço, fazendo apenas uma estimativa das 3 bacias analisadas. O intuito da tabela de custos foi apenas mostrar as diferenças em volume de concreto e a quantidade de aços necessários, não considerando valores de mão-obra, fundação, aterros, fôrmas, entre outros.

Tomando como base a tabela de preços unitários para construção civil da empresa de Saneamento de Goiás (SANEAGO) do ano de 2012, considerou-se que o preço do concreto estrutural ( $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ) é de 366,70 reais por metro cúbico. Para as armaduras, determinou-se o valor de 4,62 reais por quilograma de aço CA-50 em formato de barras. Os valores para cada tipo de bacia analisada estão apresentados nas tabelas seguintes.

BACIA - QUELUZ				
MATERIAL	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO (R\$)	CUSTO TOTAL
CONCRETO	6030,09	m <sup>3</sup>	366,70	2211234,00
AÇO CA-50	173240,688	kg	4,62	800371,98
			SOMA TOTAL	3011605,98

**Tabela 7 - Custos de concreto e aço para bacia Queluz**

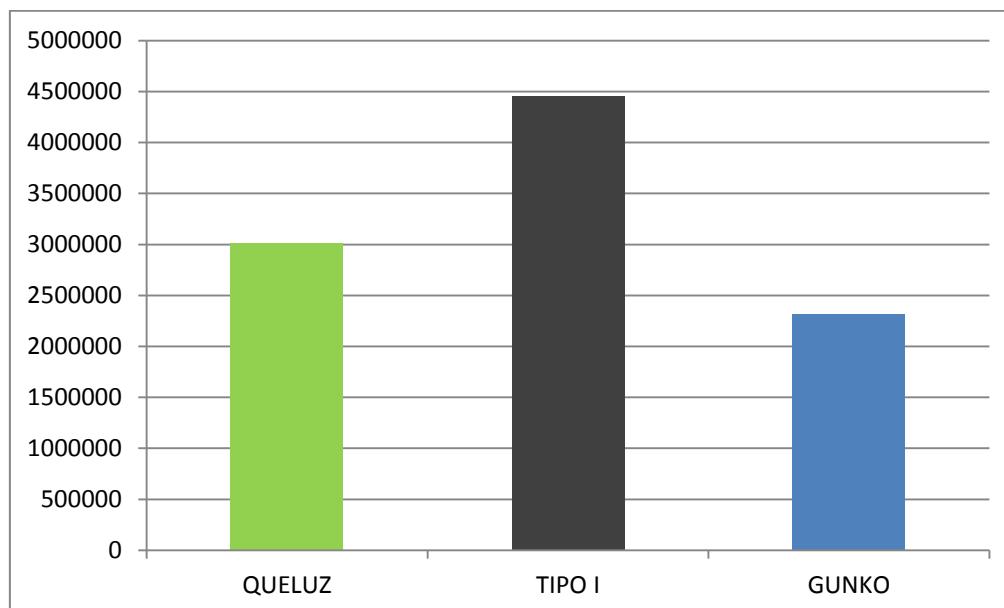
BACIA - TIPO 1				
MATERIAL	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO (R\$)	CUSTO TOTAL
CONCRETO	9903,75	m <sup>3</sup>	366,70	3631705,13
AÇO CA-50	178909,32	kg	4,62	826561,06
			SOMA TOTAL	4458266,18

**Tabela 8 - Custos de concreto e aço para bacia Tipo I**

BACIA - TIPO GUNKO				
MATERIAL	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO (R\$)	CUSTO TOTAL
CONCRETO	5458,56	m <sup>3</sup>	366,70	2001654,87
AÇO CA-50	67284,5082	kg	4,62	310854,43
			SOMA TOTAL	2312509,30

**Tabela 9 - Custos de concreto e aço para bacia tipo Gunko**

Através de tais valores, observou-se que a bacia do tipo I possui maior custo final dentre as 3. Ao contrário da bacia tipo Gunko, que se mostrou bem econômica ante as demais.



**Figura 61 - Análise comparativa de custos**

## 7 CONCLUSÃO

A maioria das estruturas de bacia de dissipaçāo construída no Brasil segue a norma da USBR. Este trabalho considerou alternativas de modelos para estas estruturas, seguindo exemplos apresentados por ORTIZ para bacias presentes na bibliografia russa, que seguem os modelos VNIIG.

Quanto ao problema da cavitação, o problema deve ser analisado por meio de modelos e protótipos, que foi inviável neste trabalho. No Estudo de Caso, como o número de Froude é baixo, entre pré-ressalto e ressalto oscilante, há pouca turbulência no ressalto não haverá cavitação no tipo I, pelo fato de que não há estruturas de contrabarragens no seu interior, e no tipo Gunko, que também é favorecido pelo seu formato.

No estudo de caso, pode-se analisar a viabilidade de implantação de uma bacia proposta pela VNIIG (no caso a do tipo Gunko) em situação real, algo que se tornou extremamente viável, visto que as dimensões e quantidades de concreto utilizadas foram menores para garantir o bom funcionamento da estrutura. A diferença de valores observada entre a bacia já implantada e a bacia do tipo Gunko foi da ordem de 700.000 reais.

Voltando a tese de ORTIZ, foi apresentado que as bacias propostas pela VNIIG possuíam dimensões menores do que as propostas pela USBR para um determinado número de Froude em mesmas condições de escoamento, o que foi comprovado no estudo de caso feito.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALUPAR. Geração de energia. Disponível em: <[http://www.alupar.com.br/alupar/web/conteudo\\_pti.asp?idioma=0&conta=45&tipo=16551](http://www.alupar.com.br/alupar/web/conteudo_pti.asp?idioma=0&conta=45&tipo=16551)>. Acesso em: nov. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6118:2014: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

BRITO, R. J. R. **Análise da Aeração em Escoamentos de Altas Velocidades em Calhas de Vertedores.** São Carlos, 2011.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado,** 3<sup>a</sup> Edição, EDUFSCAR, São Carlos, 2013.

CNPGB. Disponível em: <[http://cnpgb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Montar\\_gildes.htm](http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Montar_gildes.htm)>. Acesso em jun. 2014.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas.** São Paulo, 2005, 116 p.

ELEVATORSKI, E. A. **Hydraulic Energy Dissipator.** New York, McGraw-Hill, 1959. p.216.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Hydraulics Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels.** 3rd. ed. Virginia: National Highway Institute, 2006, 287 p. Disponível em: <<http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/06086/hec14.pdf>>. Acesso em: abr. 2014.

HABTEC. Disponível em: <<http://www.habtec.com.br/experiencia/clientes/usina-paulista-queluz-de-energia/>>. Acesso em: set. 2014.

HIEL, J. W.; PETRUCCI, R. H. **General Chemistry**. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1996.

IBGE. Censo 2010 – Município de Queluz. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=354190>>. Acesso em: nov. 2014.

ITAIPU BINACIONAL. Disponível em: < <http://www.itaipu.gov.br/energia-capa> >. Acesso em jun. 2014.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, **World Energy Outlook 2007**, Disponível em: < <http://www.eia.gov/forecasts/ieo> >. Acesso em abr. 2014.

INVIVO, FIOCRUZ. Disponível em: < <http://www.invivo.fiocruz.br/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=1015&sid=9> >. Acesso em jun. 2014.

KANASHIRO, W. H.; BRIGHETTI, G.; BERNARDINO, J. C. M. **Implantação do Dispositivo Anti-vórtice no Vertedor da Usina Hidrelétrica Ilha Solteira para Eliminar sua Cavitação**. XXV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Salvador, 2003.

LENCASTRE, A. **Hidráulica Geral**. Lisboa, Edição Luso-Brasileira, 1983, p. 653.

MAZZILLI, C. E. N.; ANDRÉ, J. C.; BUCALÉM, M. L.; CIFÚ, S. **PEF-2302 – Mecânica das Estruturas I**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo, 2010, p. 182.

METEOPT. Disponível em: < <http://www.meteopt.com/forum/seguimento-meteorologico/seguimento-rios-albufeiras-2010-a-4099-5.html> >. Acesso em jun. 2014)

MOHAMED, A. Z.; OSCAR A. C. **Cavitação e erosão em bacias de dissipação do tipo ressalto hidráulico.** XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens – Volume I. Rio de Janeiro, 1980.

MONTOYA, P.J.; et. al. **Hormigón armado.** 13<sup>ed</sup> Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 1991.

NOÇÕES DE GERAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA. Três Irmãos, 2006. Disponível em: < <http://www.followscience.com/content/272846/apostilanocoes-de-geracao> >. Acesso em jun. 2014.

NOVAK, P et al. **Hydraulic Structures.** 4th. ed. Londres: Taylor & Francis, 2007. 700 p.

ORTIZ, J. P. **Macroturbulência de Escoamentos a Jusante de Estruturas de Dissipação por Ressalto – Estudo Teórico Experimental.** Boletim Técnico Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo, São Paulo, v. 5, n. 3, p. 237-472, set. 1982.

PETERKA, A. J. **Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators.** 1st ed., 3rd printing. Washington: United States Government Printing Office, 1974. Engeneering Monograph 25.

PINHEIRO, A. N. **Estruturas Hidráulicas – Obras de Dissipação de Energia,** Instituto Superior Técnico, Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambientais, Lisboa, 2006, 25p.

PORTE, R.M. **Hidráulica Básica.** 4<sup>a</sup> ed. EESC-USP, São Carlos, 2004.

PREFEITURA DE QUELUZ. Disponível em: <<http://www.queluz.sp.gov.br/>>. Acesso em: nov. 2014.

RAKESH, K. G. **Tutorial SAP 2000 Educational.** California Polytechnic State University – Department of Civil and Environmental Engineering. San Luis Obispo, California, 2001. p. 22.

ROMÁRIO, F. **Energia Eólica.** Ministério de Minas e Energia, 2006. Disponível em: <  
[http://www.mme.gov.br/programas/proinfa/galerias/arquivos/apresentacao/energia\\_renovavel\\_2006.pdf](http://www.mme.gov.br/programas/proinfa/galerias/arquivos/apresentacao/energia_renovavel_2006.pdf) >. Acesso em: abr. 2014.

TAMADA, K. **Dissipação de energia hidráulica: estudo experimental de alguns tipos de bacia de dissipação.** Dissertação de mestrado apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1970, p. 115.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Small Dams.** 2nd. ed. rev. Washington: United States Government Printing Office, 1978.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION. **Hydraulic Design of Stilling Basin for Pipe or Channel Outlets.** Denver: United States Government Printing Office, 1978.