



Na Figura 19 apresenta-se a localização da U.H.E. de Curuá-Una no estado do Pará.



Figura 19 - Localização da barragem

O município de Santarém localiza-se na região do oeste paraense, na meso-região do Baixo Amazonas e na micro-região de Santarém. Ocupa uma área de 24.154 km<sup>2</sup>, representando 1,93% do território paraense.

O projeto inicial de U.H.E. Curuá-Una, na década de 60, tinha por objetivo o abastecimento energético do município de Santarém e região de Aveiro. O projeto da usina previa uma capacidade instalada de 40MW, produzida por 4 turbinas que seriam instaladas em etapas, de acordo com o aumento da demanda. No entanto, ocorreu um crescimento populacional da região maior do que o esperado, aumentando a demanda por energia elétrica. Este aumento populacional foi devido à descoberta de pedras preciosas na região, fato que atraiu muitas pessoas em busca de trabalho. Atualmente, Curuá-Una possui 3 turbinas com 9,5MW de potência útil. Dessa forma, a U.H.E. de Curuá-Una não pode ser responsável pelo abastecimento total da região, sendo necessário suprir a deficiência energética nos momentos de pico de consumo. A demanda extra de energia é garantida pelo sistema interligado de Tucuruí (tramo Oeste).

No local do aproveitamento existem duas cachoeiras, a Cachoeira do Palhão e a Cachoeira do Portão, formadas por blocos e camadas de arenito

ferruginoso. Haberlehner (1976) descreve o local da seguinte maneira: “A Cachoeira do Palhão, formando queda natural de apenas 4 a 5 metros, situa-se em uma volta do rio Curuá-Una que naquele local contorna uma plataforma elevada, que durante muito tempo foi habitada por uma tribo de índios”. Não foram encontradas referências sobre a Cachoeira do Portão.

A represa de Curuá-Una ocupa um trecho do vale que se estende em direção ao sul por 80Km. Segundo Haberlehner (1976) o reservatório da barragem de Curuá-Una apresenta uma superfície de aproximadamente 78km<sup>2</sup> e não existem baixadas de extensão significativas nas margens dos rios que formam o reservatório, não ocorrendo comunicação com as bacias vizinhas.

### **3.1. Histórico**

A seguir está descrito o histórico da U.H.E. Curuá-Una desde a fase de estudos preliminares em 1952 até o ano de 2002. No final do capítulo está um resumo dos principais fatos ocorridos nestes 50 anos.

Segundo Haberlehner (1976), no ano de 1952 foram realizados os primeiros estudos de viabilidade do aproveitamento do potencial hidráulico na Cachoeira do Palhão. A previsão inicial era de se construir uma usina a fio d'água com uma potência instalada de aproximadamente 4MW. A barragem teria altura máxima de 10m e construção mista, sendo parte em concreto servindo também de vertedouro, e parte com enrocamento. A adução da água até a casa de força seria feita através de um canal escavado em rocha. Na época, os estudos limitaram-se a inspeção visual do campo, sem investigação detalhada de sub-superfície. No local previsto para a construção da barragem foi constatada a existência de arenito ferruginoso, e foram encontradas nas proximidades matacões e conglomerados de quartzo, cascalhos e aluviões.

Somente em 1962 foram realizadas sondagens com perfuração, acusando afloramento superficial de rocha sã somente na área da Cachoeira do Palhão, local destinado a construção da barragem. A profundidade de ocorrência de rocha apresenta cotas muito variáveis, acusando petrificação irregular do sedimento.

Em 1966, com o aumento crescente da demanda por energia elétrica e a possibilidade de implantação de indústrias na região de Santarém, decidiu-se alterar o projeto da usina hidrelétrica, aumentando de 4MW para 40MW a potência instalada. Neste ano, tiveram início estudos para o projeto básico da nova usina (potência de 40MW). Estes estudos deixaram dúvida quanto à

competência do terreno para ser a fundação da usina de 40MW. Examinando-se de forma detalhada os afloramentos, foram observadas cavernas e fendas de diaclases. As cavernas possuíam forma alongada, acompanhando a estratificação, e foram produzidas, segundo Haberlehner (1976), pela erosão que removeu estratos mal cimentados. Estas feições geológicas permitiam a passagem de água subterrânea. Este fato foi confirmado durante a execução da ensecadeira, com a impossibilidade de vedação da fundação. Sondagens adicionais, com maiores profundidades, confirmaram a ausência de rocha firme nas cotas necessárias para a implantação da fundação da casa de força.

Face às condições desfavoráveis da fundação na área da Cachoeira do Palhão, decidiu-se deslocar o eixo da barragem, afastando-o da camada superficial de arenito e buscando uma seqüência sedimentar mais homogênea de areias e argilas, com ausência ou presença reduzida de arenitos. Ressalta-se que tal execução foi realizada simultaneamente ao desenvolvimento do projeto.

Um local a cerca de 800m a montante da Cachoeira foi considerado adequado para fundação da barragem de terra. Uma ligeira depressão existente na margem esquerda sugeriu a construção de um canal adutor, com a casa de força situada a aproximadamente 600m a jusante da cachoeira.

Esta nova área foi extensivamente investigada com sondagens rotativas, com profundidade variando entre 25m e 50m, e poços de inspeção de até 11m de profundidade. Nos furos de sondagem foram executados ensaios de infiltração a cada dois metros e ensaios SPT. Adicionalmente foram retiradas amostras indeformadas com amostrador tipo Shelby.

Para o controle das oscilações no lençol freático, foram instalados tubos de PVC em todos os furos de sondagens. A variação do nível d'água foi também controlada nos poços de inspeção.

Após as intensas investigações um novo projeto foi concebido e executado. Em agosto de 1977 a U.H.E. de Curuá-Una foi finalmente inaugurada.

### **3.2. Projeto executivo**

A usina é de propriedade da REDE Celpa – Centrais Elétricas do Pará. O projeto foi elaborado pela Eletroprojetos S.A. – Estudos de Projetos de Engenharia S.A. e a construção esteve a cargo do Consórcio C.R. ALMEIDA e CONTERPA. Grande parte das informações apresentadas neste capítulo foram extraídas de relatórios técnicos da Eletroprojetos.

O projeto da usina consta de casa de força, com canal adutor e canal de fuga, vertedouro, barragem de terra e uma subestação (Figura 20).

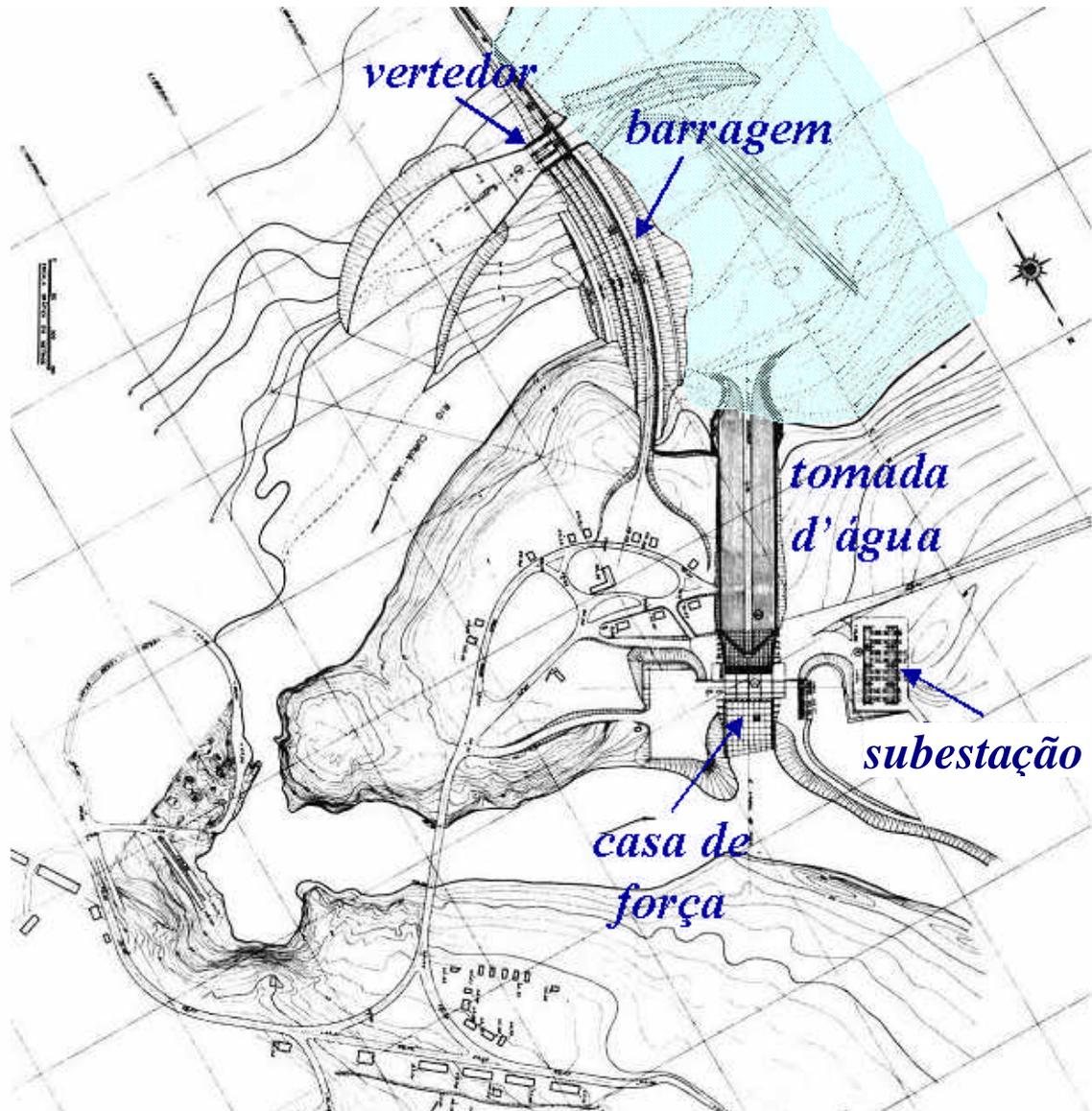


Figura 20 - Planta esquemática da U.H.E. de Curuá-Una (Pierre et al., 1982)

A concepção de projeto de Curuá-Una constituiu-se em um desafio à Engenharia nacional pelo fato de ser a primeira obra de barragem, no Brasil, construída sobre terreno arenoso. Esta peculiaridade confere à Curuá-Una características diferentes das outras obras do gênero, tendo sido necessárias soluções inéditas de projeto e cuidados especiais na construção. Uma vista aérea do projeto em sua fase de execução está apresentada na Figura 21.



Figura 21 - Vista aérea do projeto em fase de execução (Pierre et al., 1982)

As características gerais da obra estão descritas a seguir:

- Reservatório:

Área .....	78km <sup>2</sup>
Capacidade do reservatório .....	472 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Área de drenagem .....	153 x 10 <sup>3</sup> km <sup>2</sup>
Vazão mínima .....	45m <sup>3</sup> /s
Vazão máxima .....	640m <sup>3</sup> /s

- Barragem

Tipo .....	zonada com núcleo central impermeável.
Comprimento .....	600m
Altura máxima .....	26m
Largura da crista .....	10m

- Tomada d'Água e Casa de Força

Estrutura .....	concreto armado, na margem esquerda do rio.
Tomadas d'água .....	04, com grades de proteção e stop-log.

*Comprimento .....64 m*  
*Potência máxima prevista em projeto .....40MW*  
*Turbinas ..... tipo Kaplan*

- Canal Adutor

*Seção .....trapezoidal*  
*Comprimento .....434m*

- Canal de Fuga

*Material escavado..... arenito*  
*Comprimento .....68 m*

- Vertedouro

*Tipo .....superficial, com comportas de setor*  
*Comprimento .....46m*

- Bacia de Dissipação

*Tipo .....ressalto hidráulico*  
*Comprimento .....40m*

### 3.2.1.

#### **Aspectos geológicos-geotécnicos**

A geologia da região constituiu fator importante na definição das características gerais da obra. A UHE de Curuá-Una está localizada no Planalto Amazônico (Figura 22), sobre terrenos sedimentares clásticos terciários da formação barreiras e quaternários.

Segundo Ferrari (1973), a parte superior do planalto é constituída por extratos planos entre as cotas 150 e 200m. O autor acrescenta ainda que a parte superior do planalto apresenta uma camada de argila caulínica arenosa, de média a alta plasticidade, com uma espessura entre 10 e 20m. São encontrados freqüentemente abaixo desta camada de argila horizontes de concreções lateríticas. Nas camadas inferiores, predominam areias siltosas pouco argilosas, e areias médias a grossas, uniformes e angulares com índices de resistência média de SPT superior a 50 golpes para 30 cm de penetração. Há, também, presença de lentes de argila siltosa fortemente pré-adensadas e lajes de areia cimentada por limonitização, muito compactas. As camadas mais arenosas e as lajes de areia concrecionadas ficam visíveis no leito dos rios.

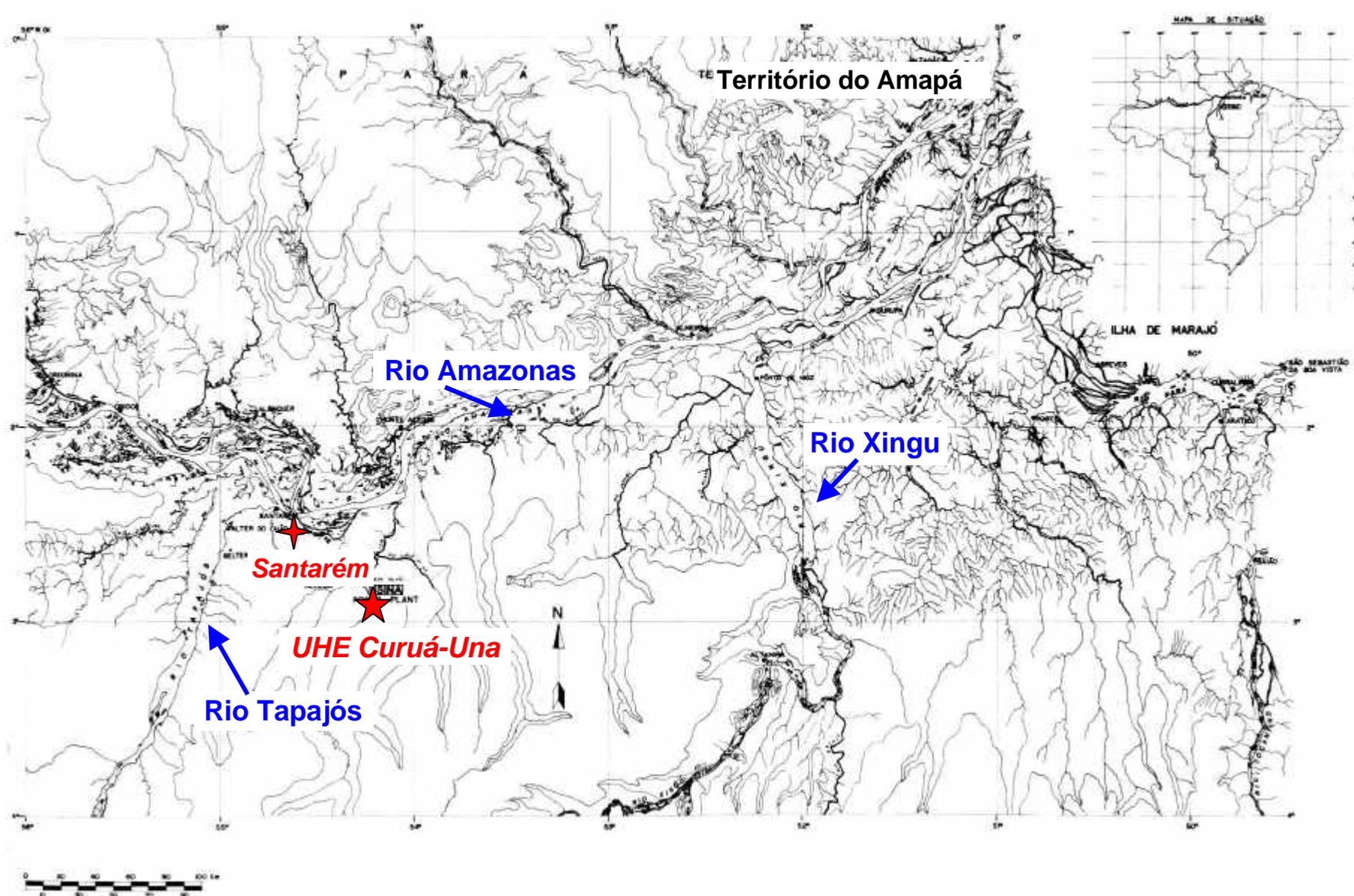


Figura 22 - Bacia hidrográfica amazônica (Pierre et al., 1982)

Na região da construção da barragem o terreno de fundação caracteriza-se por seqüência de areias finas, em parte uniformes e em parte bem graduadas, com presença de argila e de silte. Há camadas de arenito ferruginoso que variavam entre 0,1m e 12,6m de espessura, com fraca cimentação, sem cavernas e fendas. Foi constatado artesianismo procedente de lençóis confinados entre camadas de silte argilo-arenoso e arenito ferruginoso.

Segundo relatório CA-0243 da Eletroprojetos há evidências geológicas que indicam que as camadas de areia siltosa pouco argilosa são do quaternário antigo e já foram carregadas com manto sedimentar de cerca de 100m de espessura, posteriormente removido pela erosão, resultando assim em um acentuado efeito de pré-adensamento. Neste relatório, são apresentados ensaios realizados no laboratório de geotecnia do IPT em amostras indeformadas da fundação do vertedor e casa de força. A Tabela 19 resume os valores obtidos. O relatório observa que os ensaios foram executados com tensões confinantes inferiores aos valores de pré-adensamento destes materiais. Dessa forma, os valores de ângulo de atrito não correspondem aos valores que caracterizam a envoltória de resistência para tensões confinantes mais elevadas. Para efeito de projeto, foi admitido módulo de deformabilidade (E) da fundação do vertedor e casa de força variando linearmente com a profundidade. Para  $\sigma_3=100\text{kPa}$ ,  $E=10^5\text{kPa}$ , e para  $\sigma_3=500\text{kPa}$ ,  $E=4,5 \times 10^5\text{kPa}$ . A Eletroprojetos cita ainda ensaios de adensamento realizados em amostras indeformadas da fundação do vertedor e da casa de força, no entanto estes ensaios não apresentaram resultados conclusivos. Os resultados obtidos não permitiram determinar a reta virgem, provavelmente devido a elevada tensão de pré adensamento estimada.

Tabela 19 - Propriedades geotécnicas da fundação da casa de força e vertedouro

Local	Classificação	LL (%)	c (kPa)	$\phi$ (°)	Tipo de ensaio
casa de força	areia média e fina		0	45	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		120	38	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa	38	310	45	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		420	45	pré-adensado rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		100	45	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		0	48	Triaxial rápido
Vertedor	areia média e fina argilosa		45	40	Triaxial rápido
Vertedor	areia média e fina argilosa	31	20	32	Triaxial rápido
Vertedor	areia média e fina argilosa		50	32	Triaxial rápido

Os valores de coesão apresentados pela Eletroprojetos são mais elevados que os encontrados na literatura para areias. Uma hipótese para tal incoerência seria a que os ensaios foram realizados em amostras de solo cimentado. Na há referência sobre a metodologia de execução dos ensaios.

Ensaio de perda d'água nas perfurações das sondagens são relatados por Amorim (1976), indicaram para as areias finas compactadas coeficientes de permeabilidade entre  $6,2 \times 10^{-4}$  e  $3,7 \times 10^{-3}$  cm/s.

Levando-se em consideração a origem sedimentar das camadas de fundação, é possível que a permeabilidade na direção horizontal seja maior do que a permeabilidade na direção vertical. A Tabela 20 apresenta esses valores de k propostos por este autor.

Tabela 20 - Coeficientes de permeabilidade dos materiais envolvidos (Amorim, 1976)

Material	Localização	Permeabilidade ( k =cm/s)	Tipo de Ensaio
Solo Compactado	Barragem e tapete impermeável	$10^{-7} - 10^{-6}$	Carga variável em laboratório
Areia Fina Pouco Argilosa Compacta	Fundação	$6,2 \times 10^{-4} - 3,7 \times 10^{-3}$	Perda d'água
Argila Siltosa	Abaixo da camada anterior	$10^{-6}$	Perda d'água e carga variável "in situ"
Areia Fina Pouco Argilosa Muito Compacta	Abaixo da camada anterior	$5 \times 10^{-3}$	Perda d'água
Areia (leito do rio)	Drenos vertical e horizontal	$10^{-2}$	Carga variável "in situ" e em laboratório

### 3.2.2. Materiais de Construção

Para a construção da barragem de Curuá-Una foram selecionados 3 áreas de empréstimo, denominadas de GI, GII e GIII. Pierre et al. (1982) cita que investigações realizadas nos 3 grupos de materiais de empréstimo (GI, GII e GIII) e verificou que solos argilosos e arenosos ocorrem de forma abundante.

Resultados de campanha de ensaios realizada no laboratório de geotecnia do IPT, nos materiais das áreas de empréstimo GI e GII, estão apresentados na Tabela 21. O material do grupo GIII era encontrado apenas em regiões profundas, abaixo de 70m, sendo empregados apenas para a construção dos retroaterros laterais ao longo das paredes da bacia de dissipação. Não há

referência sobre resultados de ensaios, mas é caracterizado como uma areia siltosa fina não plástica.

Tabela 21 - Propriedades geotécnicas da empréstimo (Pierre et al., 1982)

Ensaio	Propriedade	GI	GII
localização	área de empréstimo	Aeroporto	Carpintaria
granulometria	classificação	argila arenosa	areia argilosa
Limites de	LL (%)	50 a 80	25 a 50
consistência	IP (%)	30 a 50	10 a 22
proctor normal	w <sub>ot</sub> (%)	26,0	9,5
	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	15	20
permeabilidade	k (m/seg)	5 x 10 <sup>-5</sup>	-
	c' (kPa)	110 / 50 (c)	50 / 50 / 20 (l)
compressão triaxial	φ' (°)	25 / 28 (c)	35 / 35 / 36 (l)

*Nota: (c)=amostra compactada em campo;  
(l)=amostra compactada em laboratório.*

Os ensaios de compressão triaxial e de permeabilidade do GI foram realizados em corpos de provas moldados a partir de amostras provenientes do aterro experimental compactado. Já os ensaios do GII foram executados em amostras compactadas em laboratório com a umidade ótima.

O material do Grupo I foi utilizado núcleo da barragem de terra e no tapete impermeável. O Grupo II foi utilizado nos espaldares da barragem. A areia dos drenos foi obtida do leito do rio, sendo caracterizada como uma areia uniforme.

A Figura 23 e a Figura 24 mostram respectivamente as curvas granulométricas e os limites de consistência dos materiais das áreas de empréstimo.

Aplicando os critérios de filtro propostos por Terzaghi e apresentados por Lambe e Whitman (1969) foi possível verificar que o material utilizado para a composição do filtro da barragem não atende o segundo critério. As equações do critério de filtro estão apresentadas a seguir:

$$\frac{D_{15}^{\text{Filtro}}}{D_{85}^{\text{Solo}}} < 5 \quad \text{Equação 17}$$

$$4 < \frac{D_{15}^{\text{Filtro}}}{D_{15}^{\text{Solo}}} < 20 \quad \text{Equação 18}$$

$$\frac{D_{50}^{\text{Filtro}}}{D_{50}^{\text{Solo}}} < 25 \quad \text{Equação 19}$$

Onde D<sub>15</sub>, D<sub>50</sub> e D<sub>85</sub> representam o diâmetro o qual na curva granulométrica corresponde à porcentagem que passa 15, 50 ou 85% da massa de solo.

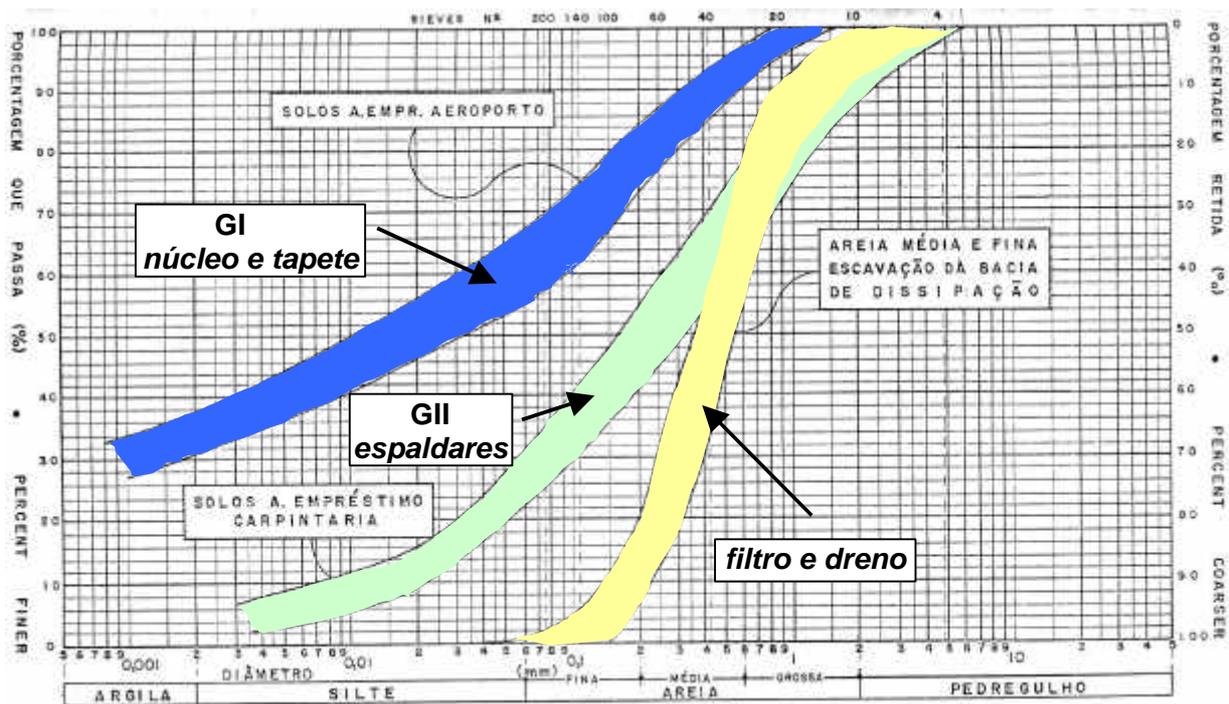


Figura 23 - Curvas granulométricas do material das áreas de empréstimo (Ferrari, 1973)

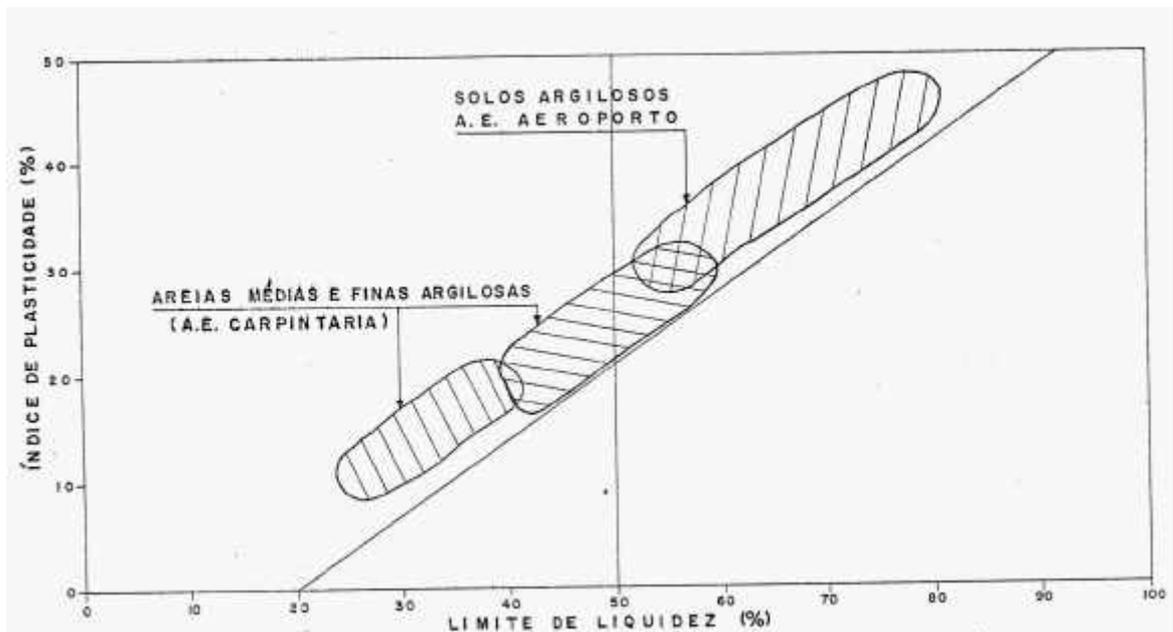


Figura 24 - Carta de plasticidade de Casagrande das áreas de empréstimo (Ferrari, 1973)

Ensaio mineralógicos nas areias revelaram a potencial existência de minerais deletérios (reação alcalis-agregado) que poderiam atacar o concreto.

Pierre et al. (1982) destaca que a maior dificuldade quanto a obtenção de materiais foi a disponibilidade de rochas, visto que a Bacia Sedimentar Amazônica é deficiente em rochas duras. Rochas metamórficas e ígneas foram

encontradas somente fora dos limites da bacia sedimentar. No local da barragem, as rochas existentes são arenitos ferruginosos concrecionados resultantes de cimentação limonítica.

### 3.2.3. Barragem de Terra e Dique Direito

A barragem de terra de Curuá-Una situa-se na parte central do rio, ligando o vertedouro (ombreira direita) à tomada d'água (ombreira esquerda). O comprimento da barragem de terra é de aproximadamente 600m e a altura máxima é de 26m, ficando o ponto mais baixo da fundação na cota 42m. O nível máximo previsto para o reservatório situa-se na cota 68m e a barragem foi construída com largura de crista de 10m na cota de 71m, tendo assim uma borda livre de 3m.

A seção do projeto piloto (não corresponde a seção final de construção) está apresentada na Figura 25. Os taludes de montante possuem inclinação variável (V:H) de 1:2,5 e 1:1,5 e o talude de jusante de 1:2. Ambos os taludes apresentam bermas intermediárias. O talude de montante é protegido com enrocamento enquanto que o de jusante é protegido com grama. A barragem é do tipo zonada constituída por aterros de areia pouco argilosa nos espaldares, núcleo central impermeável de argila arenosa e um dreno tipo chaminé localizado a jusante do núcleo.

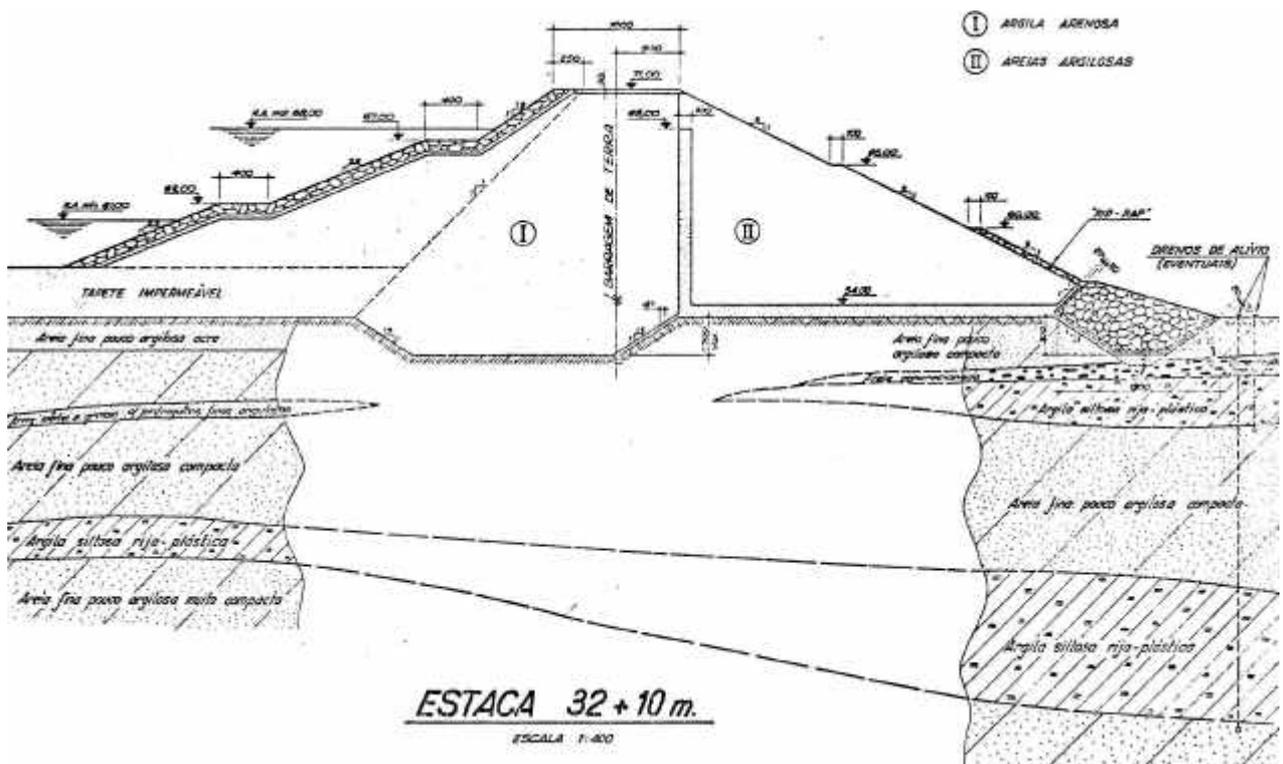


Figura 25 - Seção típica do projeto original (Pierre et al., 1982).

As águas de infiltração através do aterro são captadas pelo dreno chaminé de 1,0m de espessura que está associado a um tapete drenante de 0,5m. Este tapete também capta as águas provenientes da fundação e as conduz o pé de jusante. Existem também poços de alívio localizados a jusante da barragem.

Na margem direita do rio está localizado um dique de 250m de comprimento e altura máxima de 9m. A crista está na mesma cota da barragem e também possui 10m de largura.

#### **3.2.4. Tapetes Impermeável e Drenante**

O controle do fluxo através da fundação permeável e a redução do nível de água do reservatório, durante a construção representaram grandes desafios no projeto de Curuá-Una.

O controle de percolação foi feito por meio de tapete impermeável a montante, constituído de argila compactada (mesmo material do núcleo). Esta solução foi utilizada face a espessura e alta permeabilidade da camada de fundação.

O dimensionamento do tapete impermeável foi feito de acordo com a teoria de Bennet (1946). O tapete possui comprimento de 240m e espessura variando de 4m, no contato com a barragem de terra, a 1,5m na extremidade de montante. O tapete começa na entrada do canal de adução e estende-se até o dique direito.

Além do tapete impermeável, o controle de percolação foi também realizado por um tapete drenante horizontal localizado sob a aba de jusante.

Segundo Eletroprojetos (1973), o cálculo da vazão de percolação pela fundação foi feito adotando-se os seguintes parâmetros:  $k = 10^{-3}$ cm/s, altura d'água na barragem igual a 25m, 20m de espessura do depósito aluvionar e comprimento total da barragem de 800m. A partir destes dados obteve-se a vazão de projeto pela fundação de 10l/s ( $10^{-2}$ m<sup>3</sup>/s). Em 1977, foi medida uma vazão média de 8l/s ( $8 \cdot 10^{-3}$ m<sup>3</sup>/s) estando o nível do reservatório na cota 67,40m.

Os cálculos realizados mostram que a máxima vazão de percolação é desprezível face as vazões do rio. Eletroprojetos (1973) afirma que considerando a areia do tapete drenante horizontal com  $k = 10^{-2}$ cm/s, o gradiente hidráulico necessário a escoar o fluxo pela fundação é de 0,25. Este valor indica uma pequena eficiência do tapete drenante horizontal, no que diz respeito à redução de poropressões na fundação da aba de jusante.

### **3.2.5. Estruturas de Concreto**

A implantação das estruturas de concreto exigiram escavações profundas no terreno permeável. Foi realizado rebaixamento do lençol freático em até 21m, executados em 5 estágios.

O sistema de rebaixamento utilizou mais de 1250 ponteiras filtrantes (“*well-point*”) de 6m de comprimento, 5 bombas KSB de 4 polegadas e 18 bombas a vácuo. Durante a instalação das ponteiras filtrantes houve dificuldade da cravação do terreno, devido a camadas de concreções limoníticas de alta resistência encontradas no solo.

#### **3.2.5.1. Vertedouro e Bacia de Dissipação**

O vertedouro é uma estrutura de concreto armado, com 46m de comprimento, localizado entre a barragem de terra e o dique direito. A estrutura possui três vãos, equipados com comportas de setor, para uma vazão máxima de 2000m<sup>3</sup>/s, relativa ao nível de cota 68m. O vertedouro está assente em substrato arenoso.

A dissipação de energia da água é feita por ressalto hidráulico, localizado em uma bacia de dissipação com 40m de extensão.

#### **3.2.5.2. Casa de Força, Canal Adutor e Canal de Fuga**

A casa de força com 64m de comprimento e 35m de altura, é do tipo fechada e está situada na margem esquerda do rio (Figura 26). A estrutura compreende 4 tomadas individuais, providas com grades de proteção e “stop-logs”.

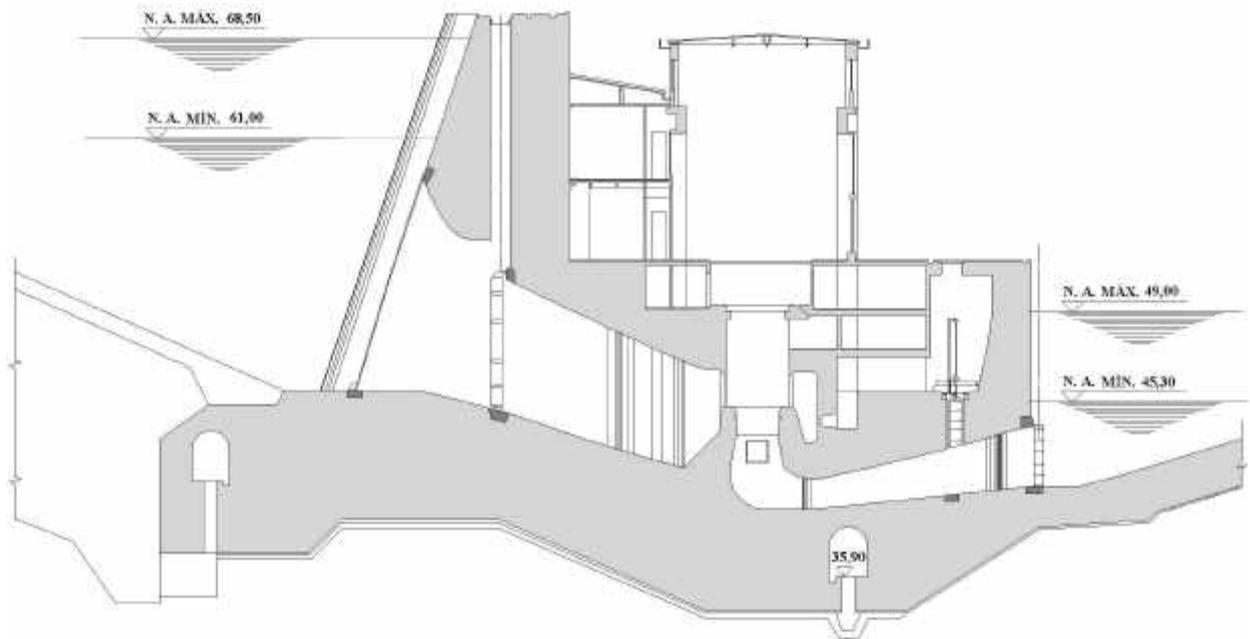


Figura 26 - Seção esquemática da casa de força.

O canal adutor apresenta seção trapezoidal com comprimento de 340m. Os primeiros 52m deste canal são revestidos por lajes de concreto armado e o restante é revestido em concreto.

O canal de fuga estende-se por 68m a partir da extremidade dos tubos de sucção das turbinas. O canal foi escavado em arenito.

### 3.2.6. Ensecadeiras

O desvio do rio foi baseado em estudos hidráulicos em modelos reduzidos executados no laboratório de hidráulica da USP. O leito do rio é constituído por solo arenoso, suscetível a carreamento. Este fator geológico representou um condicionante decisivo no projeto das ensecadeiras.

Para a elaboração do projeto foi considerada uma vazão entre 80 a 100m<sup>3</sup>/s. O projeto considerou a construção de duas ensecadeiras, a primeira a jusante, servindo como ensecadeira auxiliar, e a segunda, principal, construída a montante. A construção da ensecadeira auxiliar teve como finalidade reduzir a velocidade da água pelo leito do rio de forma a minimizar o carreamento de material.

### 3.3. Instrumentação

Segundo Eletroprojetos (1978) a evolução das subpressões na barragem de Curuá-Una foi acompanhada desde a fase de construção, por um período superior a 3 anos, incluído um ano e meio sob condições de reservatório cheio, com nível d'água aproximadamente à cota 68m. Assim sendo, os dados disponíveis permitiram definir a rede de fluxo de regime permanente das águas infiltradas através do maciço e fundações.

Até 1978 as medidas de subpressões eram efetuadas com o auxílio de piezômetros tipo Casagrande, instalados segundo duas seções de controle: estaca 35 (piezômetros 2, 4, 6, 8, 11) e estaca 38 (piezômetros 3, 5, 7, 9, 12). O posicionamento destes piezômetros está ilustrado na Figura 27 e na Figura 28. Porém ressalta-se que não foram encontrados registros da profundidade de instalação de todos os piezômetros.

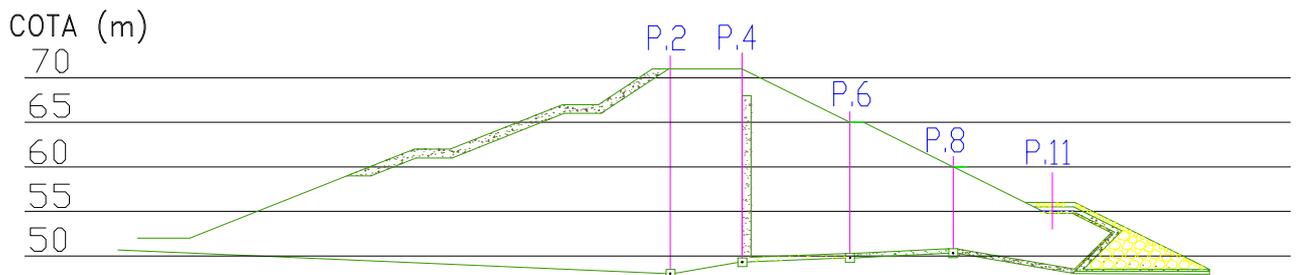


Figura 27 - Seção transversal da estaca 35 após o reforço do sistema de drenagem (Ferrari, 2000 – adaptado)

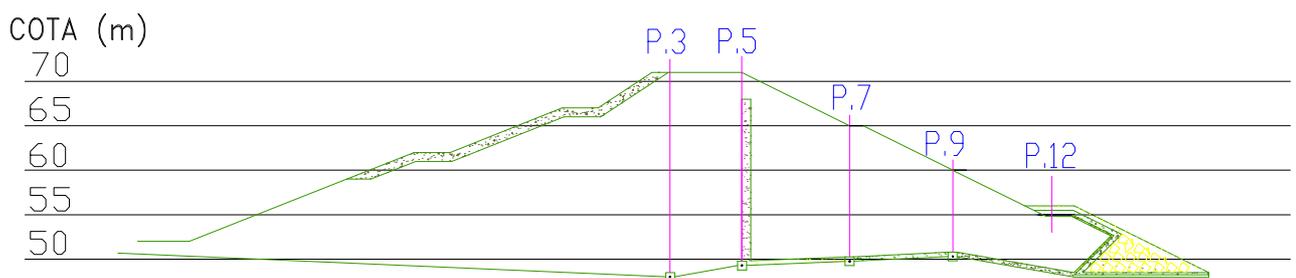


Figura 28 - Seção transversal da estaca 38 após o reforço do sistema de drenagem (Ferrari, 2000 – adaptado)

Visando o controle das subpressões a jusante da barragem, relatório técnico da Eletroprojetos (1979) fornece instruções detalhadas para a instalação de 4 piezômetros de tubo aberto (35, 36, 37 e 38) localizados a 1m de jusante do pé do talude da barragem. A Figura 29 mostra o posicionamento dos piezômetros instalados.

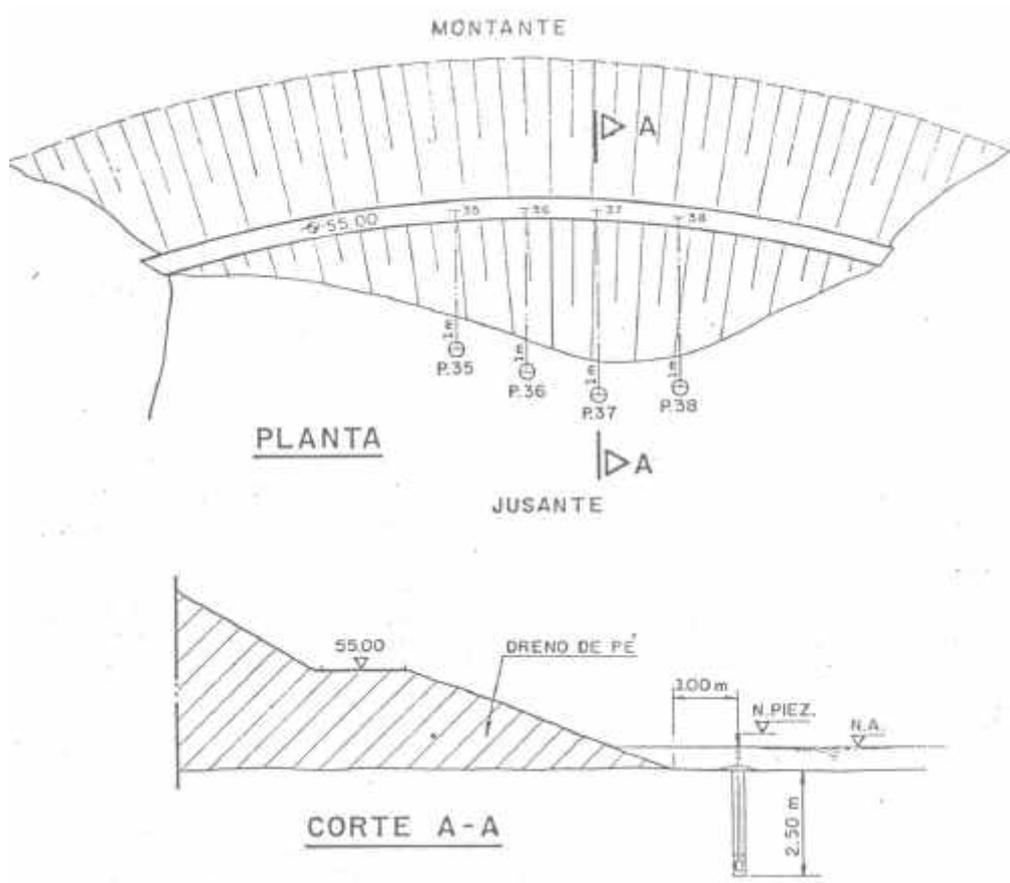


Figura 29 - Posicionamento dos piezômetros no reforço (Eletroprojetos, 1979)

### 3.4. Reavaliações e intervenções realizadas

A U.H.E. de Curuá-Una foi inaugurada em agosto de 1977 com duas turbinas instaladas, cada uma com capacidade de geração de 10MW de potência.

Segundo o relatório técnico da Eletroprojetos (1978), uma análise dos registros piezométricos na barragem mostrou que as poropressões nas fundações eram relativamente elevadas e que a superfície da linha freática provavelmente interceptaria o talude de jusante. Os níveis piezométricos se apresentavam elevados ao longo de toda a seção da barragem. Os drenos vertical e horizontal não conseguiram aliviar a subpressão ao longo de toda a extensão da barragem. Dessa forma, os níveis de pressão no pé de jusante da barragem também seriam elevados. O relatório menciona que a condição crítica de solicitação do dreno de pé de jusante foi em 29 de abril de 1976, quando o nível junto ao pé da barragem encontrava-se rebaixado até a cota 49,6m e isolado do nível do rio a jusante da barragem pela ensecadeira então existente. Para esta condição, foi registrada, à poucos metros à montante do pé do talude de jusante, uma fração de 30% da carga total na seção da estaca 38 e 35% na

seção da estaca 35. Para condições normais de operação o pé do talude possui aproximadamente 20% do valor da carga hidráulica total.

Após este período, a barragem foi submetida a rigorosa inspeção, sendo que nenhum problema, tais como borbulhamentos, fluxo concentrado, erosões regressivas foi observado. Desta forma, o dreno de pé da barragem de Curuá-Una demonstrava eficiência na função de dissipar as subpressões a jusante da barragem.

Em setembro de 1978, em visita a usina hidrelétrica, a Eletroprojetos (1978b) constatou surgências de água nas ombreiras direita e esquerda, bem como em uma região junto ao pé de jusante da barragem (estaca 38). Em todos os locais de surgências, as águas infiltradas surgem límpidas, sem nenhum sinal de erosão regressiva.

As surgências nas ombreiras ocorriam em pequenas vazões e bem distribuídas. Já na surgência no pé da barragem, a origem e forma de distribuição da água não puderam ser bem definidas, uma vez que o local é recoberto por enrocamento. O relatório da Eletroprojetos (1978) atribui a origem desta surgência às linhas de fluxo existentes no corpo da barragem.

As principais medidas então sugeridas para o controle das infiltrações a jusante da barragem estão listadas a seguir:

- i. drenagem e filtragem das águas que afloram em áreas junto às antigas margens esquerda e direita, de modo a evitar a degradação, a longo prazo, destes locais;
- ii. controle da infiltração no pé da barragem entre as estacas 36 e 39 (60m),
- iii. execução de um tapete drenante no pé de jusante, para aumentar o peso junto à saída do fluxo d'água, onde os gradientes hidráulicos são máximos;
- iv. atenção especial para detecção de eventuais surgências de água;
- v. instalação de piezômetros juntos ao pé de jusante da barragem;
- vi. Execução de ensaios com solo compactado para a análise de estabilidade da barragem.

Em 1979 a Eletroprojetos (1979b e 1979c) apresenta especificações para a execução das obras de reforço do sistema de drenagem e controle das infiltrações junto ao pé de jusante da barragem de terra.

Neste período o nível do reservatório foi mantido na cota mínima de projeto (61m) para garantir a segurança da barragem. Na fase de execução das obras foram relatadas algumas dificuldades enfrentadas pela empreiteira (Celpa, 1980). Houve dificuldade de cravação de ponteiras filtrantes a jusante da barragem, que tinham por objetivo viabilizar a execução do tapete drenante.

Outro problema enfrentado foi a execução das obras durante o período chuvoso da região, adicionada à dificuldade de encontrar material de granulometria grossa (brita) para o tapete drenante.

O projeto original foi alterado, aumentando-se a espessura da camada de areia e reduzindo-se a quantidade de pedra britada. Com esta mudança houve uma redução no volume total de material da obra, o que proporcionou uma vantagem de orçamento para a CELPA.

No final de junho de 1980, as obras de reforço do sistema de drenagem foram finalizadas (Celpa, 1980b). O reforço executado pode ser visto na Figura 30. Ressalta-se que as medidas para a recuperação da barragem e das ombreiras da U.H.E. de Curuá-Una ficaram prontas quase dois anos após o primeiro relato oficial de surgências de água.

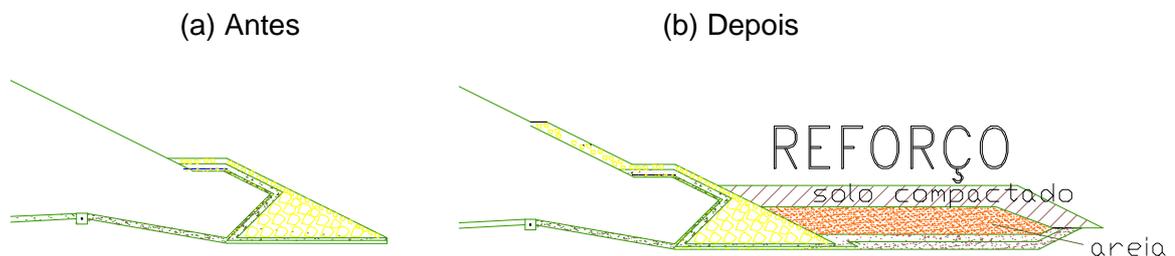


Figura 30 - Pé do talude de jusante antes e após a execução do reforço.

Em 1983 foi relatado um estudo preliminar do comportamento da barragem de terra de Curuá-Una em função de medições piezométricas no período de julho de 1978 a junho de 1983. Os resultados indicaram:

- pouca variação do nível do reservatório, sendo praticamente constante na cota 68m;
- piezômetros, situados na berma de cota 55m, acusavam níveis d'água acima da cota do terreno, indicando afloramento da linha freática na superfície do talude;
- piezômetros situados no reforço acusavam níveis piezométricos acima da cota do aterro, inclusive com registro de transbordamento acima da cota da boca.
- piezômetros, com cota de instalação situada no dreno horizontal, acusavam níveis piezométricos elevados, indicando que o sistema de drenagem interno da barragem possui baixa capacidade hidráulica de drenagem;
- A cota da linha freática estaca 35 era superior a cota observada na estaca 38;

- f) O tapete impermeável de montante estava funcionando adequadamente, tendo sido observada uma perda de carga significativa entre o nível d'água do reservatório e o nível d'água dos piezômetros situados a montante (P2 e P3)

Face a este quadro foi recomendada a realização estudo de segurança da barragem, incluindo cálculos de estabilidade com o uso de redes de fluxo.

Em 1985 foi instalada a terceira turbina, aumentando a produção de energia de 20 para 30 MW.

Em 2000 inspeções e novos estudos relacionados ao comportamento geotécnico da U.H.E. de Curuá-Una foram realizados por Ferrari (2000), englobando as seguintes atividades:

- a) Visita técnica às estruturas do aproveitamento hidrelétrico de Curuá-Una;
- b) Pesquisa, coleta e análise da documentação técnica de interesse geotécnico;
- c) Análise dos dados da instrumentação da barragem e da casa de força;
- d) Análise de estabilidade da barragem;
- e) Definição de níveis críticos de controle;
- f) Plano de medidas destinadas à melhoria da segurança.

Nesta época, a inspeção da instrumentação piezométrica mostrou que praticamente todas as tubulações dos piezômetros, localizados na crista, encontravam-se desprotegidos com as caixas de apoio superficiais sem tamponamento e tubos abertos. Em conseqüência, a maioria dos aparelhos encontrava-se obturada por objetos introduzidos por terceiros. Além disso, foi observada a ocorrência das infiltrações que alcançavam mais intensamente o enrocamento de pé e, em menor proporção, a parte inferior do talude. Tais ocorrências já haviam sido relatadas anteriormente. Ferrari (2000) complementa que: "tais surgências não provocam qualquer dano à qualidade do aterro, tais como amolecimento ou erosões, sendo que as águas escoam límpidas, portanto sem qualquer sinal de carreamento".

Ferrari (2000) também relata que os tubos piezométricos instalados no pé da barragem apresentavam altura insuficiente, havendo transbordamentos no topo tornando os piezômetros inoperantes. Além disso, à jusante da berma de reforço, foi observado que o medidor encontrava-se destruído, em razão de processos erosivos nas fundações da parede de alvenaria que aloja o vertedor triangular.

As observações no sistema extravasor (vertedouro e bacia de dissipação), realizadas por Ferrari (2000), não mostraram a ocorrência de trincas ou

desgastes do concreto. No entanto, não foi possível visitar o interior da galeria de inspeção, localizada na base do vertedouro, por encontrar-se permanentemente inundada. Este fato sugere a possibilidade de haver funcionamento inadequado dos drenos de alívio existentes na estrutura.

Ferrari (2000) afirma que, ao longo do período analisado (maio/1978 até janeiro/2000), todos os piezômetros apresentavam níveis piezométricos praticamente estabilizados. No entanto, devido ao grande número de piezômetros inoperantes, o nível piezométrico registrado é impreciso. Além disso, não houve acompanhamento dos níveis à jusante da barragem.

Análises de estabilidade realizadas, por Ferrari (200), no talude de jusante, assumindo rede de percolação definida com base em registros do dia 12 de janeiro de 2000 forneceram  $FS = 1,5$  a  $1,9$ . Ferrari (2000) definiu de forma expedita diferentes níveis críticos, em função das linhas piezométricas. Observou-se que apesar de alguns piezômetros apresentarem transbordamento, o aterro da barragem apresentava comportamento normal, sem ocorrência de deformações com distorções ou amolecimento do solo compactado.

Em 2001, foram realizados ensaios de caracterização e resistência em amostras oriundas da área do vertedouro e da casa de força. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio. Os ensaios de granulometria revelam uma alta concentração de areia nas duas regiões: 93 % no vertedouro e 72 % na casa de força. Os ensaios de cisalhamento direto forneceram ângulos de atrito efetivo de  $30^\circ$  para o vertedouro e  $36^\circ$  para a casa de força (De Campos e Carlos, 2001).

### **3.5. Estudos Atuais**

No ano de 2001, a REDE-Celipa, em parceria com a PUC-Rio, iniciou um projeto de pesquisa para estudo de viabilidade de elevação do reservatório. Como já mencionado anteriormente, Curuá-Una poderia ser isoladamente responsável pelo abastecimento de toda a região de Santarém. Entretanto, em 1997 a cidade de Santarém enfrentou um grave racionamento energético, quando, durante um período de 8 meses, a energia elétrica disponível supria apenas 6 horas por dia. Este problema foi provisoriamente amenizado pela utilização de duas usinas termelétricas sobre balsas, com grandes dificuldades operacionais. A crise teve fim apenas em 1999 quando a U.H.E. de Curuá-Una interligou-se a Tucuruí.

Visando ampliar a capacidade de geração de energia elétrica da usina foram realizados estudo de estabilidade e deformabilidade da barragem de terra, além da análise dos regimes de fluxo de água pela fundação e corpo da barragem.

As alternativas propostas neste projeto contemplam não só a elevação de 1,0m do nível do reservatório, mas também o aumento de 1,0m da cota da crista. Para tal, foram estabelecidas as seguintes atividades:

- a) visita às instalações da usina, com o intuito de inspecionar os piezômetros instalados, opinar sobre escolha dos piezômetros que receberiam monitoramento automático, definir local e procedimentos de extração de amostras ;
- b) realização de ensaios de laboratório em amostras dos taludes de montante e jusante: caracterização, difratometria, permeabilidade, compressibilidade e resistência;
- c) análises de estabilidade;
- d) análise do padrão de fluxo na fundação e no corpo da barragem;
- e) análise de deformabilidade da barragem para a condição atual e de alteamento.

A Figura 31 mostra o talude de jusante onde podem ser vistos alguns piezômetros. A Figura 32 apresenta o lado de montante da barragem, sendo possível ver o reservatório e o rip-rap.



Figura 31 - Vista do Talude de Jusante e Localização dos Piezômetros



Figura 32 - Vista Parcial do Talude de Montante e Reservatório.

A Figura 33 fornece uma vista parcial da estrutura do vertedouro.



Figura 33 - Vista do Vertedouro da Usina

Além dos estudos mencionados acima, fazem-se necessárias também verificações detalhadas sobre os diversos aspectos mecânicos, elétricos, ambientais e financeiros que estariam associados às possíveis modificações a serem eventualmente sugeridas para a operação da usina de Curuá-Una.

A Universidade Federal do Pará está também participando do projeto de pesquisa, sendo responsável pelo apoio e análise dos trabalhos de automatização dos instrumentos (piezômetros) instalados na usina.

### **3.6. Resumo**

**1952:** Primeiros estudos para a construção de uma usina de 4MW para abastecer a região de Santarém;

**1966:** Modificação do projeto de 4MW para 40MW, devido ao desenvolvimento da região de Santarém e conseqüente aumento de demanda de energia;

**1977:** Inauguração da U.H.E. Curuá-Una com 2 turbinas de 10MW cada;

**1978:** Constatação de surgências nas ombreiras direita e esquerda e no talude de jusante da barragem;

**1979:** Instalação de 4 piezômetros a jusante do pé da barragem;

**1980:** Finalização de obras de reforço no pé do talude de jusante e melhorias no sistema de drenagem superficial;

**1983:** Estudos dos dados da instrumentação (piezômetros) do período de 1978 à 1983. A surgência no talude de jusante ainda foi observado, sugeriu-se que o sistema de drenagem interno não estaria funcionando adequadamente e foi recomendado que estudos de estabilidade da barragem fossem executados.

**1985:** Instalação da terceira turbina, aumentando a produção de energia de 20 para 30 MW;

**2000:** Inspeções e novos estudos relacionados ao comportamento geotécnico da realizados por Ferrari (2000);

**2001:** Ensaios de caracterização e resistência em amostras da área do vertedouro e da casa de força (De Campos e Carlos, 2001);

**2001:** Início das atividades da presente pesquisa.