

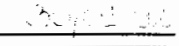
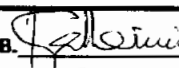
APROVEITAMENTO HIDRELETRICO DE ITAIPU

CRITÉRIO Nº

2502.10.0001.P.R2

CRITÉRIOS ESPECÍFICOS PARA O PROJETO
DAS OBRAS CIVIS DA SUBESTAÇÃO DA
MARGEM DIREITA E INTERLIGAÇÕES AÉREAS

SETEMBRO 1992

IECO - elc electroconsult elc- del Paraguay S.A.	IECO - elc grupo consultor alto parana	 ITAIPU BINACIONAL
APROB.  FECHA 	APROB.  FECHA 26/11/1993	APROB.  FECHA 24/2/94

ÍNDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
1 GERAL	I-1
2 DADOS DE PROJETO	II-1
2.1 Condições Ambientais	II-1
3 CARGAS DE PROJETO	III-1
3.1 Geral	III-1
3.2 Cargas Mortas	III-1
3.3 Cargas de Vento	III-1
3.4 Cargas Vivas	III-2
3.5 Cargas Devidas à Temperatura e à Retração	III-3
3.6 Cargas de Aterros e Reaterros	III-4
3.7 Cargas Sísmicas	III-6
4 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	IV-1
4.1 Geral	IV-1
4.2 Condições de Carregamento Normais (CCN)	IV-1
4.3 Condições de Carregamento Excepcionais (CCE)	IV-2
5 ANÁLISES DE ESTABILIDADE	V-1
5.1 Geral	V-1
5.2 Hipóteses Básicas	V-1
5.3 Fator de Segurança Contra o Deslizamento (FSD) Para Estruturas Fundadas em Material com Coesão	V-1
5.4 Fator de Segurança Contra o Deslizamento (FSD _φ) Para Estruturas Fundadas em Material sem Coesão	V-2
5.5 Fator de Segurança Contra o Tombamento (FST)	V-2
5.6 Instabilidade Elástica	V-3
5.7 Dispositivos de Ancoragens	V-4
6 ANÁLISES DE TENSÕES	VI-1
7 CRITÉRIOS PARA COEFICIENTES DE SEGURANÇA	VII-1
7.1 Geral	VII-1
7.2 Estabilidade de estruturas de concreto e de aço	VII-1

7.3	Tensões em Estruturas de Concreto	VII-2
7.4	Tensões em Estruturas de Aço	VII-2
8	PROPRIEDADES DE MATERIAIS	VIII-1
8.1	Concretos	VIII-1
8.2	Aço Estrutural	VIII-3
8.3	Aço de Armadura	VIII-3
8.4	Outros Materiais Estruturais	VIII-4
8.5	Propriedades de Solo e de Rochas	VIII-4
9	ESCAVAÇÕES E FUNDAÇÕES	IX-1
9.1	Geral	IX-1
9.2	Escavações	IX-1
9.3	Fundações	IX-1
10	CONCRETO ARMADO	X-1
10.1	Normas	X-1
10.2	Materiais	X-1
10.3	Armaduras de aço	X-2
11	DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS DA SUBESTAÇÃO	XI-1
11.1	Geral	XI-1
11.2	Vazão de Projeto	XI-4
11.3	Chuva de Projeto	XI-5
11.4	Dimensionamento Hidráulico	XI-8
12	ESTRADAS	XII-1
12.1	Geral	XII-1
12.2	Características das Estradas	XII-1
12.3	Estrutura das Estradas	XII-1

CAPÍTULO	PÁGINA
13 URBANIZAÇÃO	XIII-1
13.1 Geral	XIII-1
13.2 Pátio de Manobra	XIII-1
13.3 Área de Estacionamento	XIII-1

ANEXOS

Figura	Desenho nº	Titulo
I	2500-DI-0025-P	Critérios Gerais do Projeto Isopletas da Velocidade Básica do Vento.
II	Grafico 1	Critérios Generales del proyecto - Intensidad de Lluvias.
III	Grafico 2	Critérios Generales del Proyecto - Altura de Lluvias

CAPÍTULO I

GERAL

CAPÍTULO I

GERAL

Os presentes Critérios Específicos para o Projeto das Obras Cíveis da Subestação da Margem Direita e das Interligações Aéreas desenvolvem-se dentro da conceituação e da estrutura geral estabelecida nas Obras Cíveis de Itaipu (2500.10.0001.P).

São portanto reportados neste documento os itens específicos dos Critérios do Projeto a serem aplicados na parte do Projeto em pauta. Para qualquer outro item não contemplado no presente documento deverão ser aplicadas as Diretrizes Básicas citadas acima.

CAPITULO II
DADOS DE PROJETO

CAPÍTULO II

DADOS DE PROJETO

2.1 CONDIÇÕES AMBIENTAIS

As condições ambientais de operação da subestação são as seguintes:

2.1.1	Clima:	Tropical
2.1.2	Altitude sobre o nível do mar:	240 m
2.1.3	Temperatura	
	Máxima	40°C
	Media	18°C
	Mínima	-5°C
	Máxima promédio diária	30°C
	Temperatura de ocorrencia vento máximo	15°C
2.1.4	Humidade relativa do ar	
	Máxima	100%
	Média anual	80%
2.1.5	Vento aos 10m de altura	
	Periodo de atuação	3 seg
	Periodo de retorno	50 anos
	Velocidade básica	180 Km/h
2.1.6	Precipitações	
	Média anual	2000 mm
2.1.7	Descargas atmosfericas	
	Densidade	10 rayos/Km2 ano
	Nível ceráunico	100 días/ano
2.1.8	Radiação solar	
	Máxima	520 W/m2

CAPÍTULO III
CARGAS DE PROJETO

CAPITULO III

CARGAS DE PROJETO

229367

3.1 GERAL

O Projeto determinará o estado de carregamento das estruturas, estabelecendo as cargas mortas ou vivas, oriundas de ações de elementos estruturais ou de equipamentos.

As cargas temporárias, dependentes dos métodos construtivos e do equipamento, para a estrutura calculada ou estruturas adjacentes, poderão ser aproximadas, até que sejam disponíveis dados finais.

3.2 CARGAS MORTAS

As cargas mortas devem ser calculadas de acordo com a norma NBR 6120 "Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações". Os pesos específicos ou densidades deverão em geral estar de acordo com os resultados de ensaios de laboratório realizados; na falta de determinação experimental serão adotados os seguintes pesos unitários.

Rochas conforme os diversos tipos litológicos presentes nas fundações:

-Basalto denso	30 kN/m ³
-Basalto vesicular	28 kN/m ³
-Basalto amigdalóide	29 kN/m ³
-Brecha	25 kN/m ³

Aterros

-Solos compactados (seco)	20 kN/m ³
-Enrocamento compactado (seco)	18 kN/m ³
-"Random" compactado (seco)	19 kN/m ³

Materiais

-Concreto armado	25 kN/m ³
-Concreto massa	24 kN/m ³
-Aço	79 kN/m ³

3.3 CARGAS DE VENTO

3.3.1 Geral

Em razão da evidência de probabilidade de ocorrência de rajadas de vento de alta velocidade na área do projeto ITAIPU, estabelecem-se os seguintes critérios de projeto para as estruturas que podem ser afetadas por forças devidas ao vento.

Para as forças de vento em geral deve ser considerada, em tudo o que for aplicável, a norma NBR-6123/88 Forças Devidas ao Vento em Edificações, da ABNT, suplementada sempre que necessária por outras normas autorizadas.

Excepcionalmente para o projeto das Interligações Aéreas serão aplicados os resultados do Estudo 6449.10.0300.P.

3.3.2 Forças Geradas pelo Vento.

Com a exceção feita no parágrafo 3.3.1 acima, relativa às Interligações Aéreas, o cálculo das forças extremas geradas pelo vento deve estar baseado na velocidade básica do vento "Vo", que é a máxima velocidade média com duração de tres segundos que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos a 10 m sobre o nível de terreno em lugar aberto e plano. Esta velocidade básica corresponde à localidade de Foz do Iguaçu de acordo com a figura I anexa, extraída da norma citada, é de 50 m/s ou 180 km/h. A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores "S1", "S2" e "S3" para ser obtida a velocidade característica do vento "Vk" para a estrutura em consideração.

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

S1 = Fator topográfico (considerar os valores especificados no item 5.2 de a até c. da NBR 6123/88).

S2 = Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno (tabela 1 e 2 do item 5.3 da NBR 6123/88).

S3 = Fator baseado em conceitos estatísticos (tabela 3 do item 5.4 e no anexo B da NBR 6123/88).

Recomendou-se a adoção dos seguintes coeficientes de correção S3:

- . 1,10 para o cálculo da carga extrema do vento correspondente a um tempo de retorno de 50 anos. (Vida útil de 50 anos e risco de 63%).

- . 0,95 para o cálculo da carga normal do vento correspondente a um tempo de retorno de 5 anos. (Vida útil de 5 anos e risco de 63%)

Uma vez determinada a velocidade característica do vento, pode-se calcular a pressão dinâmica através da fórmula :

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (1)$$

sendo q em N/m² e V_k em m/s

3.4 CARGAS VIVAS

3.4.1 Cargas Uniformemente Distribuidas

A forma de considerar as cargas uniformemente distribuidas deve estar na sua totalidade de acordo com a norma NBR 6120 (Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações da A.B.N.T.).

As cargas vivas uniformemente distribuidas representam valores mínimos para projeto (condições específicas deverão ser consideradas, quando conhecidas), incluindo-se estados de car-

regamento transitórios de construção e de montagem:

- Depósitos e almoxarifados	10,00 kN/m ²
- Sala de Controle	7,50 kN/m ²
- Sala de Baterias e Ar Condicionado	7,50 kN/m ²
- Oficinas Elétricas e Mecânicas	5,00 kN/m ²
- Salas de Cabos e Serviços Auxiliares	5,00 kN/m ²
- Hall, Recepção e Sala de Reuniões	3,00 kN/m ²
- Escadas, Corredores, etc.	3,00 kN/m ²
- Escritórios e sala de comunicações	3,00 kN/m ²
- Copa e Sanitários	2,00 kN/m ²
- Tetos	1,00 kN/m ²
- Guarda Corps	1,00 kN/m ²

Devendo também ser verificadas as possibilidades das cargas transmitidas por rodas de veículos (carregados).

Quando forem aplicadas cargas concentradas, a sobrecarga uniformemente repartida não será colocada. Deverá verificar-se qual das duas sobrecargas é a mais desfavorável.

3.4.2 Cargas Móveis

Para todas as estruturas sujeitas a tráfego de veículos, serão consideradas as combinações mais desfavoráveis de cargas e coeficientes de impacto prescritos nas normas brasileiras NBR 7188 na sua última revisão, e também os carregamentos mais desfavoráveis resultantes de movimentações de veículos e guindastes pesados de construção e montagem, além das cargas resultantes do peso próprio e da operação e manutenção de equipamentos permanentes.

3.4.3 Cargas de Equipamentos Permanentes

Os pesos próprios e estados de carregamento em operação dos equipamentos permanentes em geral serão estimados até que sejam conhecidos os dados definitivos dos fabricantes.

Posteriormente será feita uma reavaliação, se necessário.

3.5 CARGAS DEVIDAS À TEMPERATURA E À RETRAÇÃO

Devem ser adotadas as seguintes variações de temperatura no projeto de estrutura de concreto armado:

± 25°C para elementos estruturais leves expostos

± 7,5°C para elementos estruturais robustos ou para elementos estruturais protegidos

Os efeitos de retração para estruturas de concreto armado, devem ser admitidos como equivalentes a uma queda de 15° na temperatura.

Em quaisquer caso para a determinação da pressão lateral de terra, o ângulo de atrito entre o material ou solo do aterro e o paramento da estrutura será admitido como igual a zero.

Os parâmetros físico-mecânicos para o cálculo de pressões de terra deverão preferivelmente serem determinados em ensaios.

Na falta de determinação experimental, podem ser utilizados como diretriz básica os seguintes valores:

TABELA III-3

PARÂMETROS FÍSICO-MECÂNICOS

MATERIAIS DE ATERRO	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO	COESÃO APARENTE
	graus	c' kg/cm ²
Argila siltosa compactada impermeável	18	0,4
Areia siltosa compactada impermeável	23	0,2
Areia com pouco silte compactada permeável	28	0,0
Areia compactada permeável	33	0,0
Cascalho compactado permeável	35	0,0
Cascalho permeável	33	0,0
Enrocamento compactado	38	0,0
Random compactado (contendo rocha descomposta e finos permeáveis)	33	0,0

3.7 CARGAS SÍSMICAS

O projeto está localizado em uma região onde não existe precedência de sismos, ou de baixa sismicidade. Além disso não foi registrado nenhum abalo sísmico na ocasião do enchimento do reservatório, nem depois, por tanto não será considerado o sismo como carregamento.

As pressões ativas de terra devem ser calculadas pela teoria de Rankine para estruturas de contenção com paramento vertical do lado do aterro e terraplenagem horizontal.

Para estruturas de contenção com paramentos inclinados do lado do aterro, ou com taludes acima do coroamento da estrutura, as pressões ativas de terra e empuxos resultantes deverão ser calculados pela teoria de Coulomb.

As pressões passivas de terra abaixo de superfícies horizontais para estruturas com paramentos verticais do lado do aterro podem ser calculadas quer pela teoria de Rankine como pela teoria de Coulomb.

As pressões passivas de terra sob superfícies de aterro em taludes ou de encontro a paramentos inclinados de estruturas de contenção devem ser calculadas pela teoria de Coulomb.

As pressões de terra no repouso prevalecem quando o solo em uma grande massa horizontal não tem liberdade de se expandir horizontalmente sob o seu peso próprio, porque está confinado pelo mesmo solo sob as mesmas condições em todas as direções. Isto é equivalente ao solo colocado de encontro a um paramento inamovível ou estrutura infinitamente rígida que, contendo o solo, mantém as mesmas distâncias laterais de cada elemento de solo em relação à carga vertical. Neste caso a pressão lateral de terra será:

$$\delta_3 = \delta_1 \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (2)$$

Sendo:

μ = módulo de Poisson, e

$\delta_1 = \delta \cdot z$

δ = peso específico aparente

z = profundidade

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (3)$$

sendo K_0 denominado coeficiente de empuxo de terra no repouso. Os valores do coeficiente de empuxo no repouso são determinados em ensaios no laboratório. Em forma preliminar pode-se adotar os seguintes valores.

COEFICIENTE DE PRESSÃO DE TERRA NO REPOUSO

MATERIAIS DE ATERRO (solos)	k_0
Areia e cascalho compacto	0.4
Areia e cascalho sem compactação	0.6
Argila rija consolidada	0.4 a 0.5
Argila mole	0.6

Para o cálculo da armadura, as solicitações produzidas por variações de temperatura e por retração devem ser consideradas no máximo com 75% do seu valor.

3.6 CARGAS DE ATERROS E REATERROS

As cargas laterais devidas a aterros e reaterros dependem muito das propriedades dos materiais, do método utilizado para lançamento e compactação, das propriedades físicas da estrutura solicitada e da sua fundação, assim como das modificações das condições com o tempo.

Dependendo do tipo de estrutura, as cargas devidas a aterros e reaterros, usualmente terão condição de "pressão ativa" ou condição de "pressão no repouso". As pressões exercidas por aterros devem ser determinadas para cada estrutura em particular, considerando-se o efeito de movimento da estrutura sob a pressão de terra. Os valores de deflexão da estrutura apresentados na tabela III-1 a seguir, expressos em porcentagem da altura da estrutura de contenção, servem como base para limitação das pressões de terra.

TABELA III-1

DEFLEXÃO NECESSÁRIA PARA LIMITAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA
(% DA ALTURA DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO)

MATERIAIS DE ATERRAMENTO (SOLOS)	ATIVA DEFORMAÇÃO PARA FORA DO SOLO	REPOUSO	PASSIVA DEFORMAÇÃO CONTRA O SOLO
Areia e cascalho Compactos	$\geq 0,05$	$< 0,05$	$\geq 0,2$
Areia e Cascalho sem Compactação	$\geq 0,20$	$< 0,20$	$\geq 0,6$
Argila Riça	$\geq 1,00$	$< 1,00$	$\geq 2,0$
Argila Mole	$\geq 2,00$	$< 2,00$	$\geq 4,0$

CAPITULO IV

CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

4.1 GERAL

As estruturas devem ser analisadas em razão a sua estabilidade, seja qual for a alternativa de combinações de cargas das condições que se detalham a seguir, devendo prevalecer a combinação mais desfavorável de carregamentos.

4.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO NORMAIS (CCN)

Cobrindo todas as combinações de carga possíveis durante a operação normal e manutenção de rotina, bem como as combinações possíveis de carregamento dos equipamentos de construção, cargas temporárias para a instalação e montagem de equipamentos e operação de estruturas incompletas.

Deverá-se incluir as seguintes cargas:

- . Carga morta, cargas de aterro e reaterro.
- . Cargas de temperatura e retração.
- . Cargas vivas nas situações e distribuições mais desfavoráveis para cada estrutura.
- . Carga de vento normal ou cargas vivas dinâmicas devidas a cargas móveis de projeto e operação normal do equipamento permanente.
- . Carga de vento máximo
- . Carga de vento medio combinada com carga de curto circuito
- . Cargas devidas à manutenção de rotina.
- . Qualquer carga adicional que poderá afetar qualquer estrutura ou qualquer outro componente de projeto de modo permanente.
- . Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular.
- . Cargas de equipamentos de construção e de montagem.
- . Cargas de compactação de aterros e reaterros.
- . Cargas vivas excepcionais, devidas a movimentação e montagem de equipamentos.

Dados específicos sobre as condições de carregamento serão definidos durante o desenvolvimento do projeto, na medida que forem conhecidos mais elementos sobre as instalações, e forem disponíveis dados sobre pesos e localizações de equipamentos de construção e montagem.

CAPÍTULO IV
CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

Em análises preliminares devem ser feitas hipóteses razoáveis das condições de carregamento de construção, considerando-se inclusive as incertezas existentes e, portanto, prevenindo-se quanto as possibilidades de modificações posteriores de métodos construtivos e de montagens.

4.3 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAIS (CCE)

Cobrindo as combinações de carga possíveis de ocorrência, entretanto estatisticamente infrequentes, durante a operação e durante os trabalhos principais de manutenção, devido a sobre carregamentos, mal funcionamento de equipamentos, erros humanos, ou eventos catastróficos.

As condições de carregamento excepcionais deverão englobar as condições normais (CCN), incluindo-se as alterações que se seguem:

- . Cargas normais de vento atuando simultaneamente com cargas vivas dinâmicas devidas a cargas móveis.
- . Cargas dinâmicas devidas a operação de emergência de equipamentos permanentes.
- . Cargas devidas aos trabalhos principais de manutenção e de reparos.
- . Carga extrema de vento máximo.
- . Efeitos de eventos catastróficos.
- . Quaisquer cargas excepcionais ou infrequentes.

CAPÍTULO V

ANÁLISES DE ESTABILIDADE

CAPÍTULO V

ANÁLISES DE ESTABILIDADE

5.1 GERAL

As análises de estabilidade devem ser feitas para todas as estruturas e principais elementos estruturais, sistemas de fundações e estruturas, taludes de escavações, aterros e maciços de terra com ou sem sobrecarga, sob todas as condições de carregamento, de modo a verificar:

- . A segurança contra o deslizamento, seja em qualquer plano da estrutura, como também da base ou da fundação.
- . A segurança contra o tombamento em torno de qualquer ponto ou linha preferencial de rotação no corpo das estruturas, na base ou na fundação.
- . A segurança contra a instabilidade elástica (deformações).

5.2 HIPÓTESES BÁSICAS

O projeto deverá estabelecer as hipóteses específicas para análises de estabilidade, considerando cada caso em particular. As hipóteses que se seguem devem ser utilizadas como diretriz básica:

- . Em análises de estabilidade envolvendo massas de rocha, devem ser levadas em conta as tensões naturais de confinamento pré-existent e as pressões de água do subsolo.
- . As cargas vivas de projeto devem ser completamente desprezadas em análises de estabilidade, sempre que estas cargas atuarem como fatores estabilizantes.

5.3 FATOR DE SEGURANÇA CONTRA O DESLIZAMENTO (FSD) PARA ESTRUTURAS FUNDADAS EM MATERIAL COM COESÃO

O fator de segurança contra o deslizamento deve ser determinado pela fórmula:

$$FSD = \frac{\frac{\sum V_i \cdot \tan \phi_i}{FSD_\phi} + \frac{\sum c_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\sum H_i} \geq 1 \quad (4)$$

FSD_ϕ = Fator de segurança contra o deslizamento correspondente somente ao atrito.

- FSDc = Fator de segurança contra o deslizamento, correspondente somente à coesão.
- EV_i = Somatório de forças (incluindo-se subpressão) atuando normalmente a superfície de escorregamento.
- Φ_i = Ângulo de resistência ao atrito ao longo da superfície de escorregamento.
- c_i = Coesão média efetiva ao longo da superfície de escorregamento.
- A_i = Área bruta efetiva no contato de escorregamento.
- ΣH_i = Somatória das forças atuando paralelamente à superfície de deslizamento.

As análises de fatores de segurança contra o deslizamento deverão incluir a coesão ou resistência ao cisalhamento de materiais rochosos, a menos que investigações ou condições existentes no campo indiquem o contrário.

Devem ser utilizados, como valores básicos, os parâmetros geomecânicos deduzidos de resultados obtidos através de investigações e ensaios preliminares.

O ângulo de atrito "após a ruptura" será definido como ângulo de atrito residual, conforme determinado pelos ensaios de campo e de laboratório em corpos de prova submetidos à ruptura de cisalhamento durante ciclos de ensaios prévios.

Em torres com fundações isoladas, isto é, com uma fundação para cada pé da torre, a absorção das forças horizontais dará-se de forma uniforme pelas quatro sapatas que compõem a fundação.

5.4 FATOR DE SEGURANÇA CONTRA O DESLIZAMENTO (FSD_Φ) PARA ESTRUTURAS FUNDADAS EM MATERIAL SEM COESÃO

Para estruturas fundadas em materiais sem coesão, o fator de segurança contra o deslizamento fica reduzido à expressão:

$$FSD = \frac{\Sigma V_i \cdot \operatorname{tg} \Phi_i}{\Sigma H_i} \geq 1 \quad (5)$$

5.5 FATOR DE SEGURANÇA CONTRA O TOMBAMENTO (FST)

Sabe-se que não há risco de ruína ao tombamento de estruturas principais, quando projetadas de modo a que a resultante caia no núcleo de inércia, para qualquer concepção realística de condição de carregamento. Nestes casos, as análises de tombamento podem ser dispensadas. Entretanto, é necessário que o fator de segurança contra o tombamento seja calculado para estruturas secundárias tais como: muros de arrimo, fundações para torres, fundações de equipos diversos utilizados nos patios e outras estruturas altas, onde

desvios relativamente pequenos das condições de projeto e cargas podem determinar uma diminuição substancial no coeficiente de segurança admitido. Deverão, em todo caso, ser calculadas as solicitações no plano de fundação e verificar que as mesmas não ultrapassem os valores admissíveis.

O fator de segurança contra o tombamento é definido como a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em torno do ponto ou da linha efetiva de rotação.

As forças verticais estabilizantes deverão incluir as cargas mortas mínimas das estruturas permanentes e de lastros (aterro). Todas as cargas vivas estabilizantes não permanentes deverão ser desprezadas.

Para análise de estabilidade ao tombamento de torres da Subestação deverá ser considerado o peso do aterro que eventualmente induza ao tombamento e poderá ser considerado o efeito do aterro que se opõe ao mesmo, inclusive sua resistência de atrito e coesão nas superfícies de separação, em condições normais.

A fim de levar em conta a possibilidade de escavações futuras imprevistas, próximas à fundação, para abertura de canaletas ou similares, deverá porém ser verificada, como condição limite, a inexistência do aterro que se opõe ao tombamento. Neste caso a excentricidade da resultante poderá ser superior a $1/6 L$, sem porém superar $1/3,6 L$, e a solicitação admissível no solo de fundação poderá ser aumentada em 30%.

Para análise de estabilidade ao tombamento de torres das Interligações Aéreas, o peso do aterro que eventualmente induza ao tombamento poderá ser desprezado quando forem previstos blocos de fundação independentes e isolados para cada perna da torre, no entanto deverá ser considerado quando estiver previsto um bloco único de fundação.

O efeito do aterro que se opõe ao tombamento poderá ser considerado, em ambos casos, inclusive sua resistência de atrito e coesão nas superfícies de separação.

5.6 INSTABILIDADE ELÁSTICA

A segurança contra a instabilidade elástica de estruturas e de elementos estruturais esbeltos deve ser investigada utilizando-se análises elásticas convencionais e/ou estudos especiais.

Os requisitos mínimos de análises elásticas de estabilidade serão estabelecidos para cada estrutura em todas as condições de carregamento.

5.7 DISPOSITIVOS DE ANCORAGENS

Barras e cabos de ancoragens, chumbadores e ancoragens em rocha podem ser considerados em análises de estabilidade. Caso estas ancoragens não forem permanentemente protendidas ou não forem protegidas durante a vida do projeto contra a corrosão, serão classificados como dispositivos temporários de ancoragem e serão desprezados em análises de estabilidade.

CAPÍTULO VI
ANÁLISES DE TENSÕES

CAPITULO VI

ANÁLISES DE TENSÕES

- 6.1 As análises de tensões serão executadas para todas as estruturas, elementos estruturais e fundações sob todas as condições de carregamento, de modo a determinar ou confirmar o dimensionamento de elementos estruturais e armaduras, e para certificar o que se segue:
- . Segurança contra a ruptura estrutural ou deformações excessivas.
 - . Níveis médios de tensões, distribuição das tensões e tensões máximas localizadas.
 - . Deformações estruturais e deflexões.
 - . Segurança contra ressonância destrutiva entre frequências naturais de elementos estruturais e frequências induzidas.
 - . Verificação de fisuras admissíveis segundo a responsabilidade e o tipo de trabalho da estrutura em questão.
 - . Devem estar de acordo com os requisitos destas Diretrizes Básicas e Critérios Gerais e das normas especificadas quanto aos níveis de tensões admissíveis.
 - . Esta análises de tensões devem ser sempre comparado com o resultado do dimensionamento da peça determinada pela teoria dos estados limites, seja num elemento estrutural de aço, ou concreto armado.

CAPÍTULO VII
CRITÉRIOS PARA COEFICIENTES
DE SEGURANÇA

CAPÍTULO VII

CRITÉRIOS PARA COEFICIENTES
DE SEGURANÇA

7.1 GERAL

O projeto estabelecerá os valores a serem aplicados para cada estrutura individual, baseados no tipo de análise e na norma de projeto aplicável.

7.2 ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO E DE AÇO

São indicados os seguintes fatores de segurança básicos para análise de estabilidade:

. FATOR DE SEGURANÇA CONTRA O DESLIZAMENTO (FSD)

CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

	CCN	CCE
- FSD_c = Fator de segurança contra o deslizamento, correspondente somente à coesão.....	4,0 3,0(*)	1,5
- FSD_ϕ = Fator de segurança contra o deslizamento, correspondente somente ao atrito.....	2,0 1,5(*)	1,1
- FSD = Fator de segurança global.....	(**)	(**)
(*)	Os valores inferiores correspondem a um conhecimento adequado das condições e características da rocha de fundação, e quando os parâmetros de ângulo de atrito e coesão da rocha são excelentes.	
(**)	O fator de segurança global contra o deslizamento deverá satisfazer a seguinte fórmula, conforme o item 5.3:	

$$FSD = \frac{\frac{\sum V_i \cdot \tan \phi_i}{FSD_\phi} + \frac{\sum C_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\sum H_i} \geq 1 \quad (6)$$

. OUTROS FATORES

CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

	CCN	CCE
- Fator de segurança contra o tombamento para estruturas secundárias (FST).....	2,0	1,2

7.3 TENSÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

As seguintes relações servem como diretriz básica em análises de tensões admissíveis no concreto estrutural e aço estrutural a não ser que fatores de segurança mais altos sejam requeridos por normas de cálculo aprovadas ou requisitos específicos de projeto.

CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

	CCN	CCE
<u>Relação da resistência à compressão uniaxial para:</u>		
- Compressão principal máxima	2,0	1,4
- Tração principal máxima	20,0	12,0
- Cisalhamento máximo, sem armadura	25,0	15,0
- Cisalhamento máximo, com armadura de cisalhamento	8,0	5,0
<u>Relação do ponto de escoamento para a tensão máxima:</u>		
- Barras de armadura	2,0	1,2
- Aço estrutural	2,0	1,2

7.4 TENSÕES EM ESTRUTURAS DE AÇO

Para as estruturas de aço deve-se seguir as recomendações da NBR 8800/86 e da A.I.S.C. (American Institute of Steel Construction). As combinações dos carregamentos e dada a seguir, devendo-se adotar a mais desfavorável.

$1,4 D$
 $1,2 D + 1,6 L + 0,5 L_r$
 $1,2 D + 1,6 L_r + (0,5 L \text{ o } 0,8 W)$
 $1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 L_r$
 $1,2 D + 1,5 E + 0,5 L$
 $0,9 D - (1,3 W \text{ o } 1,5 E)$

Onde se tem o seguinte significado:

D Peso proprio mais carga fixa
 L Carga viva
 L_r Sobrecarga do teto
 W Carga do vento

CAPÍTULO VIII

PROPRIEDADES DE MATERIAIS

CAPÍTULO VIII

PROPRIEDADES DE MATERIAIS

8.1 CONCRETOS

8.1.1 Classes

As classes de concreto contempladas para utilização nas diversas obras objeto destes critérios estão figuradas na tabela abaixo, classificadas conforme o diâmetro máximo do agregado e a resistência a ser atingida na idade especificada:

TABELA VIII-I

Classe	Emprego	Diâmetro Máx. do Agregado (mm)	Fator Máximo Água/Cim s/aditiv
B-140-f	Concreto para bases de fundações	76	0,55
C-140-c	Concreto para fundações	38	0,55
B-210-c	Concreto para fundações	76	0,55
C-210-c	Concreto para estruturas finas.	38	0,55
C-280-c	Concreto para estruturas finas.	38	0,52
C-350-c	Concreto para estruturas finas.	38	0,50
D-210-c	Concreto para armaduras finas e blockouts	19	0,55
D-280-c	Concreto para vigas e lajes pré-moldadas	19	0,52
D-350-c	Concreto para vigas e lajes pré-moldadas e pretendidas	19	0,50
E-210-c	Concreto projetado	13	0,65
Arg.-210-c	Argamassa para uso geral	9,5	-
Arg.-400-c	Argamassa de alta resistencia	9,5	-

A nomenclatura das várias classes de concreto está explicada abaixo:

C	-	210	-	c	—————>	Idade	c = 28 dias f = 360 dias
						Resistência	140
						210	
						>Característica	280
						fck (kg/cm ²)	350
							400
						Diâmetro	B = 76 mm.
						>Máximo do	C = 38 mm.
						Agregado	D = 19 mm.
							E = 13 mm.
							Arg = Argamassa de areia:
							9,5 mm.

8.1.2 Propriedades

As seguintes propriedades do concreto, além da resistência à compressão, serão consideradas como dados básicos, para definir as proporções ótimas das misturas para obter concretos da qualidade desejada:

- O módulo de elasticidade será calculado segundo a seguinte formula quando não se tiver determinação experimental (item 8.2.5 da NBR 6118):

$$E = 6.600 * \sqrt{f_{cj}} \quad (7)$$

Em mega Pascal, onde se tem:

$$f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ MPa} \quad (8)$$

- Coeficiente de Poisson 0,20
- Angulo de atrito interno 45°
- Coeficiente de dilatação termica:

$$\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C} \quad (9)$$

- Como resistência convencional ao corte para o concreto tomara-se:

$$f_{cv} = 0.5 * \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (10)$$

Como alternativa pode-se usar os dados procedentes do laboratório.

8.2 AÇO ESTRUTURAL

O projeto, cálculo e dimensionamento das estruturas de aço deve estar baseado no método das tensões limites especificado pela A.I.S.C. e denominado como "Load & Resistance Factor Design". Deve-se ter em conta o prescrito pela norma NBR 8800 Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, a qual também recomenda aplicar o método das tensões limites. Também deverá-se ter em conta as especificações e indicações aplicáveis das normas ASTN e ASME. Requisitos especiais para estruturas de aço serão dados conforme necessário em cada caso.

8.3 AÇO DE ARMADURA

8.3.1 Normas e Tipos de Armadura

As barras de aço para armadura de concreto armado obedecerão às especificações normativas brasileiras NBR-7480.

As barras de aço especial de categoria CA-50, conforme definido pela EBR-7480, serão utilizadas como referência.

O aço CA-25 poderá ser utilizado especificamente nos seguintes casos: em elementos estruturais onde não resulte um congestionamento indesejável de armadura e em armaduras localizadas em concreto massa e, onde for necessário, armadura contra temperatura e retração.

Barras e cabos de aço para concreto protendido deverão satisfazer as especificações brasileiras EBR-233 e outras normas aprovadas equivalentes.

8.3.2 Armadura contra a Retração

Considera-se-á o especificado na norma NBR-6118 da ABNT.

8.3.3 Cobrimento

O cobrimento mínimo da barra de armação será:

a) Para concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1 cm:

- em lajes no interior de edifícios	1,0 cm
- em paredes no interior de edifícios	1,0 cm
- em lajes e paredes ao ar livre	2,0 cm
- em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios . . .	2,0 cm
- em vigas, pilares e arcos ao ar livre	3,0 cm

b) Para concreto aparente:

- no interior de edifícios	2,0 cm
- ao ar livre	3,0 cm

c) Para concreto em contato com o solo 4,0 cm

Em quaisquer dos casos o cobrimento será pelo menos igual ao diâmetro da barra, a não ser que esses diâmetros sejam inferiores ao cobrimento mínimo especificado.

8.4 OUTROS MATERIAIS ESTRUTURAIS

Outros materiais a serem utilizados no projeto, tais como alumínio, madeira, plásticos, borracha, etc. serão baseados em especificações da ABNT, ou na falta destas, na ASTM ou similares catálogos de fabricantes.

8.5 PROPRIEDADES DE SOLO E DE ROCHAS

8.5.1 Geral

Dois tipos de solos são encontrados em ITAIPU: uma camada superior de argila porosa vermelha, que é um solo transportado ou coluvial, um depósito inferior de solo residual entre a argila porosa e a rocha sã subjacente, com traços óbvios da estrutura da rocha matriz. Os dois principais tipos de rocha encontrados são a brecha e o basalto. Uma descrição geral destes solos e rochas é dada em seguida.

8.5.2 Argilas Vermelhas

O material predominante na camada superior do capeamento é a argila porosa vermelha, a qual pode ter quando muito 10 metros de espessura. Esta é uma argila altamente porosa com uma plasticidade de média a alta e umidade natural elevada. As argilas vermelhas são geralmente materiais pobres para fundação devido à baixa resistência e à alta compressibilidade. Em algumas áreas encontra-se uma argila mais plástica com uma cor escura marrom avermelhada. Geralmente, esta argila tem uma umidade natural mais alta do que a argila vermelha. A pequena porcentagem de areia fina que é encontrada na argila vermelha não é encontrada neste material escuro, marrom avermelhado.

Em algumas poucas localizações na área do projeto é também encontrada uma argila cinzenta na camada superior do capeamento. Tanto a espessura como a extensão destes depósitos são geralmente limitados. Geralmente, a umidade natural destas argilas cinzas é muito alta e próxima do seu limite de liquidez.

8.5.3 Rochas Decompostas

As rochas decompostas residuais subjacentes às argilas vermelhas têm geralmente teor de umidade mais elevado do que a camada de solo transportado e plasticidade mais alta. Esta camada inferior do capeamento é uma mistura de solos composta de três materiais distintos, tendo propriedades relacionadas com a rocha original.

a) Brecha Decomposta

A brecha decomposta tem uma cor amarelada ou avermelhada com numerosas variações de cor e pequenas cavidades preenchidas com minerais brancos e verdes. Frequentemente o material é salpicado de manchas vermelho escuro e tem vestígios de minerais pretos. É normalmente duro e quebradiço, partindo-se em pequenos blocos. Quando moldada, a brecha decomposta torna-se uma pasta úmida e plástica. É um material muito pobre para fundação, não sendo adequado para construção de aterro.

b) Basalto Vesicular Decomposto

O basalto vesicular decomposto varia em coloração entre o cinza escuro e o vermelho. Geralmente, o material é coberto de manchas verdes esbranquiçadas e algumas vezes tem cavidades que são vestígios de vesículas e amígdalas de calcedônia.

Embora variando com o grau de decomposição, a sua consistência e características de resistência são similares às da brecha decomposta. Estes materiais também não são adequados para construção de aterros.

c) Basalto Denso Decomposto

O basalto denso decomposto tem uma textura uniforme e tem em geral coloração avermelhada, com manchas pretas ao longo de planos que eram originalmente micro-juntas na rocha sã. Quando submetido a pressão, o material quebra ao longo das juntas primitivas em pedaços pequenos e angulares, os quais variam consideravelmente em consistência. Geralmente o basalto denso decomposto é menos plástico e mais siltoso.

8.5.4 Rocha Sã

A rocha sã é encontrada variando em profundidade desde cinco até mais de vinte metros abaixo da superfície do terreno. O basalto sã constitui-se em um excelente material para construção, enquanto que a brecha pode ser usada para drenos e filtros.

CAPÍTULO IX
ESCAVAÇÕES E FUNDAÇÕES

CAPÍTULO IX

ESCAVAÇÕES E FUNDAÇÕES

9.1 GERAL

Este projeto deve estudar todas as escavações e fundações, conforme necessário para o detalhamento de cada estrutura, devendo incluir todas as considerações resultantes da análise de estabilidade, cálculos estruturais e limitações de construção.

9.2 ESCAVAÇÕES

9.2.1 Taludes

Todos os taludes permanentes expostos devem ser conformados de modo a apresentarem-se perfeitamente estáveis, devendo incorporar bermas sempre que necessário.

Os taludes deverão ser fixados através de cálculos de estabilidade, sendo tabelados os seguintes valores como uma diretriz geral:

<u>Descrição</u>	<u>Taludes Máximo</u>
Rocha sã	1 V:0,25 H até 1 V:0,20 H
Rocha decomposta	1 V:1,00 H
Solo submerso	1 V:1,50 H até 1 V:1,00 H
Solo não submerso	1 V:2,00 H até 1 V:1,50 H
Solo temporariamente exposto	1 V:1,50 H até 1 V:1,00 H

As bermas deverão ter largura mínima de 1,50 m devendo ser introduzidas quando os taludes permanentes tenham altura superior de 5m.

Deverá-se ter em conta as recomendações da norma NBR 9061 Segurança de Escavação a Ceu Aberto - Procedimento.

9.3 FUNDAÇÕES

O projeto de fundações deve-se adaptar na sua totalidade às recomendações da norma NBR 6122/86 Projeto e Execução de Fundações. No caso em que um problema específico não seja resolvido nessa norma, poderá-se usar-se outra já conhecida.

9.3.1 Análises de Estabilidade

Nesta análise deve-se ter em conta as recomendações da norma NBR 6489 Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação, da ABNT.

Os planos de fundações devem ser analisados para estabilidade sob condições de carregamento, como por exemplo:

- 1º) Peso próprio e peso do equipamento permanente.
- 2º) Peso do equipamento de construção.
- 3º) Forças do vento.
- 4º) Forças de curto-circuito.
- 5º) Cargas específicas para montagem das estruturas.

Sempre que as análises de estabilidade e de tensões indicarem que o fator de segurança necessário não pode ser obtido em virtude das características baixas do material na base da fundação, a mesma deverá ser aprofundada até que o material de fundação apresente as características desejadas. Esse aprofundamento poderá ser feito por simple escavação e recompactação ou pela substituição do material escavado por concreto magro.

9.3.2 Fundações Rasas (Diretas ou Superficiais)

Em quase sua totalidade, as fundações das edificações, equipamentos e estruturas em geral serão rasas e apoiar-se-ão sobre o solo, em cavas cujos fundos estarão nivelados com uma camada de concreto magro com uma espessura mínima de 10 cm. O fundo das cavas deverá estar em uma profundidade ajustada com as condições geológicas, exigindo-se uma profundidade mínima de 1,20 m do nível acabado do terreno até a sapata de fundação.

9.3.3 Baldrames

Sob as paredes externas e internas das edificações de pavimento único, correrá uma viga baldrame, de concreto ciclópico com 30% de pedra de mão, dimensionada com seção suficiente para absorver todas as cargas e transmiti-las ao solo. No respaldo do baldrame correrá uma cinta de concreto armado que ligará os diversos baldrames, dando ao conjunto a necessária rigidez. A pedra de mão empregada para confecção do concreto terá as mesmas características da pedra britada, podendo ter forma variada e acabamento grosseiro, mas possuindo faces razoavelmente planas. Será usado aditivo para impermeabilização.

9.3.4 Blocos e Sapatas

Nos casos em que pilares e colunas suportes de estruturas exijam fundações isoladas (blocos e sapatas), estas serão construídas em função das cargas atuantes e do respectivo dimensionamento. O material a empregar para estas fundações será o concreto armado.

Se houver necessidade de se empregar cintas de fundação, ligando blocos ou sapatas e com a finalidade de absorver e/ou transmitir esforços de flexão, estas serão em concreto armado.

9.3.5 Fundações Profundas

Quando o projeto executivo indicar fundações profundas, serão utilizadas estacas pré-moldadas de concreto, estacas moldadas "in-loco" (tipo Franki), tubulões ou perfis de aço estrutural.

Deve-se ter presente as soluções, métodos construtivos, e recomendações de projeto da norma NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações da A.B.N.T.

9.3.6 Fundações dos transformadores ou reguladores

As fundações dos transformadores ou reguladores estão compostas de:

- 1° - Fundação do transformador propriamente dito
- 2° - Bacia coletora de óleo
- 3° - Paredes corta-fogo, a serem construídas entre as fundações dos transformadores e independentemente das mesmas.

A fundação do transformador ou regulador, deverá satisfazer os seguintes requisitos:

- concepção adequada para que a movimentação do transformador ou regulador seja feita em movimento plano e reto, evitando acelerações prejudiciais às buchas do transformador ou regulador. Deverá ser evitada, ou reduzida ao mínimo, a ocorrência de recalques diferenciais entre vigas contíguas às juntas de dilatação;
- atender aos carregamentos críticos, bitolas dos trilhos e todos os detalhes necessários para o perfeito entrosamento com o projeto do transformador ou regulador;
- formar um conjunto constituído de:
 - . dois trilhos fixados em duas vigas longitudinais, paralelas entre si, com juntas adequadas;
 - . vigas auxiliares, contíguas às vigas principais da fundação, que servirão para a movimentação do transformador ou regulador durante as operações de embarque e desembarque do mesmo;
 - . blocos paralelos às vigas auxiliares que servirão de apoio para calços ou macacos niveladores dos transformadores ou reguladores durante as operações de embarque e desembarque.

A bacia coletora de óleo, vazado do transformador ou regulador, serve também para limitar a propagação de um incêndio ocasional, e deverá ser construída embaixo de cada transformador ou regulador, com as seguintes características:

- a bacia coletora deverá ter uma capacidade tal que, quando cheia de brita nº3 contenha 1/3 do volume de óleo do equipamento no espaço vazio da brita. O espaço vazio da brita nº3 é de 40%;

- os despejos coletados pela bacia deverão ser encaminhados para um tanque separador de óleo cuja capacidade deverá ser suficiente para conter o volume de óleo do maior equipamento, transformador ou regulador, e o volume de água de chuva;
- do tanque separador de óleo, a água deverá ser encaminhada para o sistema de drenagem pluvial da subestação e o óleo retido bombeado para um caminhão tanque;
- o tanque separador de óleo deverá estar localizado a uma distância de segurança em relação aos transformadores ou reguladores de no mínimo 20 metros.

As paredes corta-fogo serão construídas entre unidades adjacentes de transformadores e reguladores, para que o fogo de uma unidade não atinja unidades adjacentes. As paredes corta-fogos deverão ser convenientemente dimensionadas de maneira a evitar que o calor irradiado da unidade incendiada leve as unidades adjacentes a atingirem limites críticos de temperatura. Nos casos de previsão de ampliação da subestação, serão também instaladas paredes corta-fogo nas extremidades dos bancos de transformadores e reguladores.

As paredes corta-fogo deverão ser projetadas em estruturas de concreto armado, podendo ter partes em alvenaria de tijolos.

A parede corta-fogo deverá possuir um comprimento de maneira a abranger todo o equipamento protegido, devendo exceder de cada lado no mínimo um metro em relação às extremidades do equipamento protegido. A parede corta-fogo deverá possuir uma altura igual à maior das seguintes alturas:

- altura da metade da bucha de maior tensão do equipamento;
- altura 0,5 m acima do ponto mais alto do conservador de óleo do equipamento.

CAPÍTULO X
CONCRETO ARMADO

CAPÍTULO X

CONCRETO ARMADO

10.1 NORMAS

A norma básica para os cálculos estruturais de concreto armado, e para tudo o que deva ser dimensionado com a teoria do mesmo, tudo o que deva ser especificado ou construído segundo esta técnica é, a NBR 6118 "Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado", da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Poderão ser consultadas, e aplicadas quando for conveniente, as normas internacionais reconhecidas, tais como:

- * EH - 88 Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado.
- * EF - 88 Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado.
- * CEB Comité Europeo do Betón
- * ACI American Concret Institute

10.2 MATERIAIS

10.2.1 Cimento

A resistência do cimento não será inferior a 300 kgf/cm².

Nos documentos de origem figurarão o tipo, classe e categoria a que pertence o cimento, assim como a garantia do fabricante de que o cimento cumpre as condições exigidas.

O fabricante enviará, se solicitado, copia dos resultados de análises e ensaios correspondente à produção da jornada a que pertença a partida solicitada.

O cimento não deve chegar à obra excessivamente quente, recomendando-se que não ultrapasse os 40°C de temperatura.

Se o período de armazenamento do cimento alcança um mês, deve ser comprovado que as características do mesmo sigam sendo adequadas, para tanto, dentro dos 20 dias anteriores ao seu emprego, se realizarão os ensaios de cura e resistências mecânicas a três e sete dias.

10.2.2 Água

Quando não se tenha antecedentes de utilização ou em caso de dúvidas, deverão ser analisadas as águas e salvo justificativa especial de que não alteram prejudicialmente as propriedades exigíveis ao concreto, deverão ser recusadas as que não cumpram com uma ou várias das seguintes condições:

- Expoente de hidrogênio pH ≥ 5

- Substâncias dissolvidas ≤ 15 gramas por litro
- Sulfatos expressados em SO₄ ≤ 1 grama por litro
- Ion cloro CI para concreto com armad. ≤ 6 gramas por litro
- Hidratos de carbono 0
- Sustâncias orgânicas solúveis em éter 15 gramas por litro

10.2.3 Aridos

Como áridos para a fabricação de concretos podem empregar-se areias e gravas existentes em jazidas naturais, pedras britadas ou também outro produto cujo emprego resulte aconselhavel como consequencia de estudos realizados em laboratório.

Quando não se tenham antecedentes sobre a natureza dos áridos disponiveis, se realizarão ensaios de identificação, mediante análises mineralógicas, petrográficas, fisicas o quimicas, segundo convenha a cada caso.

Não se poderão utilizar áridos que contenham sulfurosos oxidáveis.

Os áridos deverão ser armazenados de tal forma que estejam protegidos de uma posivel contaminação pelo ambiente e, especialmente pelo solo, e também deve se cuidar de não misturar, em forma incontrolada, as distintas granulometrias.

10.2.4 Aditivos

Poderão se utilizados aditivos para o concreto, sempre que se justifique mediante a oportunos ensaios, que a substância agregada em proporções e condições previstas produz o efeito desejado sem perturbar excessivamente as restantes características do concreto, nem representar perigo para a durabilidade do mesmo nem para as armaduras.

10.3 ARMADURAS DE AÇO

No item 8.3 já foram definidas normas específicas para armaduras de concreto armado, tipos e preceitos particulares a serem obedecidos.

CAPÍTULO XI
DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS
DA SUBESTAÇÃO

CAPÍTULO XI
DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS
DA SUBESTAÇÃO

11.1 GERAL

11.1.1 Drenagem Superficial

O arranjo geral da subestação quanto à drenagem deverá estar dividido em platôs com inclinações para valetas ou canais de superfície. A inclinação desses platôs será de aproximadamente 0,5%.

A drenagem de superfície será constituída de valetas. As valetas são canais abertos com o objetivo de escoar a água dos platôs, das estradas e das áreas adjacentes à subestação. Para cumprirem sua finalidade, as valetas de drenagem deverão ter capacidade suficiente para as taxas de escoamento superficial de pico que poderão ocorrer com a frequência especificada.

A profundidade da valeta deverá ser suficiente para remover a água da subestação. A distância mínima entre a borda superior e o fundo da valeta deverá ser de 10 cm.

O greide mínimo das valetas não revestidas deverá ser de aproximadamente 0,5%, para evitar a saturação excessiva e resultar numa dimensão mais econômica. Não há necessidade do greide da valeta ser igual ao do leito da estrada. O greide longitudinal mais suave recomendável para o projeto de valetas revestidas é 0,35%.

No projeto de corte, uma valeta interceptante deverá ser empregada na crista, ao longo do talude em corte. Em geral, as valetas interceptantes, deverão ter seção transversal achatada, de preferência formada por um dique feito de material de empréstimo, evitando-se perturbações na superfície natural do terreno. As valetas interceptantes deverão ter ampla capacidade para a água que irão conduzir, devendo ser construídas acompanhando o mais próximo possível o terreno existente.

A água da drenagem superficial deve ser descarregada com caixas e bueiros.

A descarga da drenagem superficial em drenos subterrâneos só será permitida quando a citada descarga não for sob pressão.

Nas áreas em que for, por imposição funcional, utilizado o sistema clássico de drenagem (boca de lobo, galerias, poços de visita, etc.), deverão ser atendidos os seguintes critérios básicos:

- Altura máxima de lâmina d'água dentro da galeria 0,90 do diâmetro.
- Diâmetro mínimo nas galerias 0,40 m.
- Diâmetro mínimo dos tubos de ligação 0,30 m.
- Recobrimento mínimo de tubulações sem estrutura especial 1,00 m. (esta limitação aplica-se somente onde houver tráfego de veículos).
- Espaçamento máximo dos poços de visita 120 m.
- Velocidade máxima nas galerias para a vazão de projeto 5 m/s.
- Velocidade mínima nas galerias para a vazão de projeto 0,75 m/s.
- Declividade mínima dos tubos de ligação 1%.
- No caso de aumento de diâmetro, em um determinado trecho, a geratriz inferior do maior deve ser rebaixada de uma altura igual à diferença de diâmetro entre os dois tubos.
- Nos poços de visita ou inspeção, os tubos de saída devem ser colocados com sua geratriz superior no mínimo 0,10 m abaixo da geratriz inferior do tubo de entrada. Devem ser previstos 0,20 m entre o fundo do poço e a geratriz inferior do tubo de saída, para caixa de areia.

11.1.2 Drenagem Subterrânea

A finalidade da drenagem subterrânea é remover as camadas aquíferas subterrâneas prejudiciais e as águas superficiais que possam infiltrar-se nas camadas dos platôs e atingirem a rede de canaletas, dutos e caixas de passagem.

A solução dos problemas de drenagem subterrânea muitas vezes exige um conhecimento das condições geológicas do local e a aplicação dos princípios de percolação em meios porosos. As informações básicas para orientação do projeto deverão ser fornecidas pelas investigações geotécnicas. Em geral, os problemas mais óbvios da drenagem subterrânea poderão ser previstos no projeto; os menos óbvios frequentemente aparecem durante a construção. Dois tipos de drenos subterrâneos são usados:

- a) dreno subterrâneo de tubos.
- b) dreno subterrâneo de sub-fase (cego).

Os drenos subterrâneos de tubos consistem em um tubo perfurado, assentado no fundo de uma valeta de largura reduzida, preenchida com material filtrante.

Os drenos subterrâneos de sub-fase (cegos) são compostos de uma valeta preenchida com material filtrante e um segmento de tubo perfurado colocado na saída do dreno.

Em geral, a rede de drenos subterrâneos toma a forma de espinha de peixe ou outra configuração efetiva.

O diâmetro mínimo de um tubo, para um dreno subterrâneo comum, será de 15 cm.

Deverá ser instalada uma caixa de limpeza no extremo mais a montante do dreno subterrâneo. Poços intermediários de inspeção são necessários em intervalos de 120 m. Poderão consistir de uma chaminé vertical fechada com uma tampa leve, no nível do solo.

Em geral, o greide dos drenos não deverá ser inferior a 0,5%. Em casos em que tal declividade não possa ser atingida, poderão ser adotados greides de 0,3%. Uma declividade maior ajuda a manter uma velocidade de auto-limpeza nos drenos.

Em geral, a profundidade das valas, onde assentarão os drenos, irá variar de 1 a 2 metros, porém, poderá haver necessidade de maior profundidade em algumas áreas. A largura da vala deverá ter de 20 a 25 cm a mais do que o diâmetro do tubo.

O espaçamento dos drenos subterrâneos poderá variar de 8 a 15 metros em material argilo-siltoso e de 50 a 70 metros em material arenoso.

O propósito da instalação de drenos subterrâneos é manter sua eficiência por longo tempo. Os tubos de juntas abertas de topo têm a tendência de facilitar a entrada excessiva de materiais sólidos, por isso os tubos perfurados com juntas fechadas são recomendados. Eles poderão ser de concreto, metal, cerâmica, cimento-amianto ou fibra betuminosa.

O material filtrante de enchimento da vala deverá ser graduado com as seguintes características:

Tamanho em mm	n° da peneira ASTM	Porcentagem que passa
9,53	3/8"	100
4,76	n° 4	95 - 100
1,19	n° 16	50 - 85
0,30	n° 50	10 - 30
0,15	n° 100	2 - 10

Nos drenos subterrâneos de juntas fechadas de topo com paredes perfuradas e furos voltados para cima, será necessário usar dois tipos de material de enchimento. Circundando o tubo, 15 cm no mínimo, deverá ser colocado material mais graúdo e, logo a seguir, a vala deverá ser preenchida com material filtrante normal. Esse material graúdo, necessário para impedir a entrada de partículas finas no tubo, tem as características granulométricas apresentadas a seguir:

Tamanho em mm	n° da peneira ASTM	Porcentagem que passa
38,10	1 ½"	100
25,40	1"	90 - 100
9,53	3/8"	25 - 60
4,76	n° 4	5 - 40
2,38	n° 8	0 - 20

11.2 VAZÃO DE PROJETO

Tratando-se de áreas muito pequenas, inferiores a 500 hectares, poderá ser utilizado o método racional para estimativa das vazões de projeto, conforme a equação:

$$Q = \frac{c \cdot I \cdot A}{3,6} \quad (11)$$

Q = descarga de projeto em m³/s
 I = intensidade da chuva em mm/h
 A = área de drenagem em km²
 c = coeficiente de "Runoff" (adimensional)

Os valores do coeficiente de escoamento superficial deverão ser estabelecidos tendo em vista as condições locais. Como referência, considerar:

- áreas verdes: $c = 0,20$
- áreas com camada de brita: $c = 0,50$
- áreas asfaltadas: $c = 0,90$

A equação (11) será aplicada sob as seguintes hipóteses fundamentais:

A intensidade da chuva de cálculo, medida em altura milimétrica, se manterá constante durante o tempo de concentração.

O tempo de concentração será estimado de acordo com a fórmula do "California Highways and Public Works":

$$T = 0,000328 \cdot \frac{L^{1,155}}{H^{0,385}} \quad (12)$$

T = tempo de concentração (em horas)

L = distância entre o ponto mais afastado e a entrada do sistema de drenagem (em metros)

H = Diferença de nível entre os dois pontos de definição de "L" (em metros)

11.3 CHUVA DE PROJETO

11.3.1 Fonte

Tomou-se como fonte o estudo hidrológico e hidráulico do rio Paraná no trecho compreendido entre o rio Iguazú e a seção Encarnación-Posadas.

11.3.2 Informação Utilizada

Para a realização do presente estudo foi utilizado a informação pluviométrica disponível na estação denominada Aeropuerto Yguazú consistente em 27 anos que correspondem a dois períodos não contínuos: 1952/53-1961/85.

11.3.3 Estudos Realizados.

A tabela 1 contém as estatísticas de primeira e segunda ordem: média, desvio típico e coeficiente de variação das séries de precipitações intensas para as durações consideradas.

A tabela 2 exhibe para as durações consideradas as precipitações de ocorrências entre 2 e 200 anos estimadas com uma função de distribuição Gumbell.

Uma maneira prática e útil de apresentação dos resultados desta última tabela consiste em sua representação mediante curvas de intensidade-duração-frequência. A expressão analítica destas curvas é de muita utilidade, sendo a mesma ajustada a uma função de tipo hiperbólica pelo método dos mínimos quadrados do tipo indicado a seguir:

$$i = a/t^{0.82} + c \quad (13)$$

Onde: i = intensidade em mm/hora
t = duração da precipitação em minutos.

Os coeficientes a e c estimados para cada uma das ocorrências consideradas se apresentam na tabela 3.

Na mesma tabela inclui-se os coeficientes de correlação obtidos em cada caso, o que evidencia o alto grau de aderência existente.

Também ajustou-se, com o fim de facilitar os calculos, uma curva de tipo exponencial expressada pela função:

$$X = k \cdot t^b \quad (14)$$

Onde: x = é a altura média de precipitações em milímetros.
 t = duração das precipitações em minutos.
 k y b = coeficientes estatísticos estimados para a região

Os coeficientes estimados para durações compreendidas entre uma hora e um dia são encontrados na tabela 4

Para estimar os coeficientes de variação com durações distintas dos utilizados propoe-se interpolação linear considerando a pequena variação dos coeficientes com a duração da precipitação.

TABELA 1 Precipitação média, desvio e coeficiente de variação em Yguazú (média e desvio em mm)

	minutos			horas				
	5	15	30	1	3	6	12	24
media	9.90	22.80	33.30	42.80	58.10	69.80	80.50	102.00
d.s.	1.10	4.40	8.50	12.00	16.30	19.40	26.50	30.50
c.v.	0.11	0.19	0.25	0.28	0.28	0.28	0.33	0.30

TABELA 2 Precipitações máximas Ajuste por Gumbel

Duração		Período de ocorrência (anos)						
		2	5	10	20	50	100	200
5	min	9.7	10.8	11.6	12.3	13.2	13.9	14.6
15	min	22.1	26.6	29.6	32.5	36.2	39.0	41.8
30	min	32.1	40.9	46.7	52.3	59.5	64.9	70.3
60	min	41.0	53.5	61.7	69.7	79.9	87.6	95.3
3	horas	55.7	72.6	83.8	94.6	108.5	119.0	129.4
6	horas	66.8	86.9	100.2	113.0	129.5	141.8	154.1
12	horas	76.5	103.8	122.0	139.4	161.9	178.7	195.5
24	horas	97.4	128.8	149.5	169.4	195.2	214.5	233.8

TABELA 3 Curvas de Intensidade-Duração-Frequencia

Período (anos)	a	c	r
2	1585.57	12.44	0.9983
5	2117.90	14.04	0.9989
10	2470.30	14.80	0.9991
20	2809.15	15.40	0.9992
50	3249.19	16.13	0.9992
100	3578.25	16.57	0.9992
200	3907.65	16.95	0.9992

TABELA 4. Altura média de precipitação
 $k = 14,404$ $b = 0,267$ $r = 0,998$

11.4 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

As caixas de entrada ou de passagem deverão ser dimensionadas considerando-se primeiro o controle na entrada e depois o controle na saída. Comparando-se os valores encontrados, dever-se-á levar em conta o mais desfavorável não se olvidando as repercussões de cargas hidráulicas a montante.

Se a carga hidráulica for insuficiente para proporcionar a descarga exigida, deverá ser aumentado o diâmetro do tubo, admitindo-se como perda de carga a metade da altura da velocidade

$$\Delta = 0,5 v^2/2g \quad (15)$$

Quando houver descarga livre, será necessário verificar se a velocidade de saída no bueiro não provocará solapamento excessivo a jusante. Se essa possibilidade for constatada, dever-se-á utilizar uma seção terminal alargada, um enrocamento ou outra estrutura amortecedora de energia.

11.4.1 Canais principais - Recomendações

- Borda livre de 0,25 m (mínima) para vazão de projeto.
- Havendo mudanças bruscas de declividade e/ou geometria verificar o comportamento do canal considerando o escoamento gradualmente variado.
- Rugosidade: $n = 0,013$ (eq. de Manning).

10.4.2 Galerias e Valetas - Recomendações

- Rugosidade: $n = 0,015$.

CAPÍTULO XII

ESTRADAS

CAPÍTULO XII

ESTRADAS

12.1 GERAL

Todas as estradas de acesso, de serviço e de guarda da Subestação e das Interligações Aéreas são caracterizadas por uma densidade de tráfego desprezível e por cargas máximas por eixo e/ou pontuais com características excepcionais.

O projeto deve atender estas condições para a operação e a conservação.

12.2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTRADAS

. Cargas

No dimensionamento da estrutura da estrada devem ser consideradas as cargas máximas transmitidas por veículos excepcionais para as estradas destinadas a transporte de equipamentos principais; para as demais estradas de serviço ou de guarda devem ser consideradas cargas produzidas por um veículo de peso total 50,00 t. Para os dois casos se levará em conta a mínima densidade de tráfego.

. Geométricas

Estradas para equipamentos principais

- Largura - 7,00 m. e acostamento em ambos os lados de 1,50 m.
- Raio mínimo 35,00 m.
- Inclinação máxima 6%.

Demais estradas

- Largura - 7,00 m.
- Raio recomendado 20,00 m. e raio mínimo excepcional 10,00 m.
- Inclinação máxima 6%.

12.3 ESTRUTURA DAS ESTRADAS

A estrutura das estradas será determinada pelo método CBR e o projeto indicará ao longo dos eixos os pontos em que deverão ser feitos os ensaios necessários.

A estrutura acima da fundação compactada será formada por diferentes camadas estabilizadas e diferenciadas só pela granulometria.

A camada de rolamento e desgaste será formada por um tratamento asfáltico de tipo superficial simples ou duplo.

CAPÍTULO XIII

URBANIZAÇÃO

CAPÍTULO XIII

URBANIZAÇÃO

13.1 GERAL

Sempre que possível, na área da subestação e externa á mesma, e em torno das edificações, deverá ser previsto um paisagismo e arborização racionalizada, objetivando um controle climático, isolamento visual e acústico.

13.2 PÁTIO DE MANOBRA

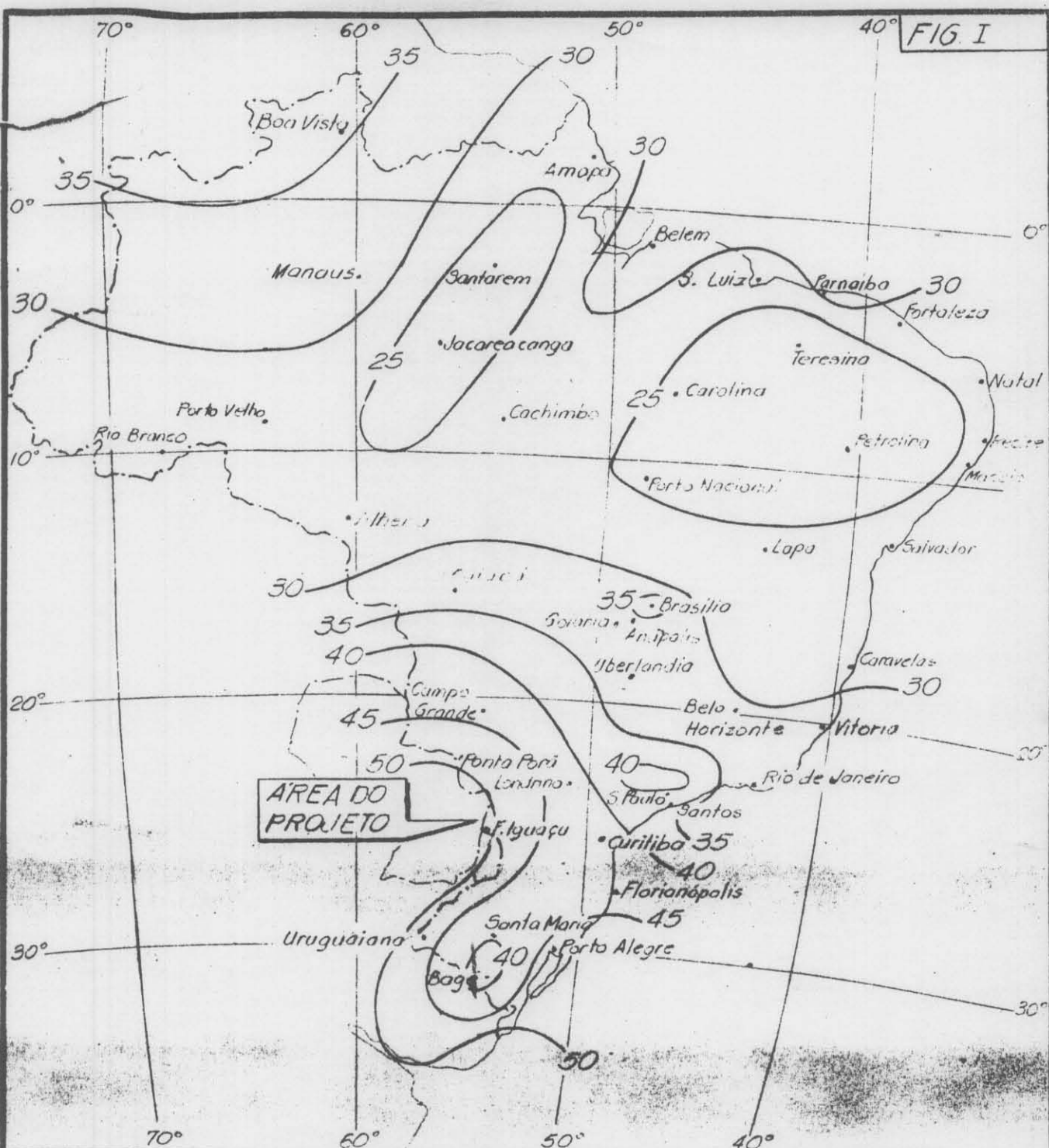
A fim de se impedir o aparecimento de vegetação os terrenos das áreas de serviço da subestação deverão receber um tratamento, que poderá ser a aplicação de um herbicida, mistura de óleo queimado com solo, etc., antes da colocação da camada de brita.

Esta camada de brita nº 1 e 2, com espessura mínima de 15 cm, será espalhada em toda a área do pátio dos equipamentos, de tal forma, que a sua superfície fique 15 cm acima do nível do meio-fio.

13.3 ÁREA DE ESTACIONAMENTO

As áreas de estacionamento deverão receber um revestimento asfáltico ou em concreto, obedecendo os mesmos critérios já estabelecidos para os arruamentos internos.

ANEXOS



NOTAS:

- 1- A velocidade básica é a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida, em média, uma vez em 50 anos, a 10m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.
- 2- O valor da velocidade é dado em m/s
- 3- Este desenho está baseado na norma NB-599.

PROJ. *Y. C. S.* VERIF. *Y. C. S.* APROV. *Y. C. S.*
 DES. *Y. C. S.* VISTO. *Y. C. S.* DATA 19/5/73

IECO-ele
COORDENADOR

BRASIL ITAIPU BINACIONAL PARAGUAY

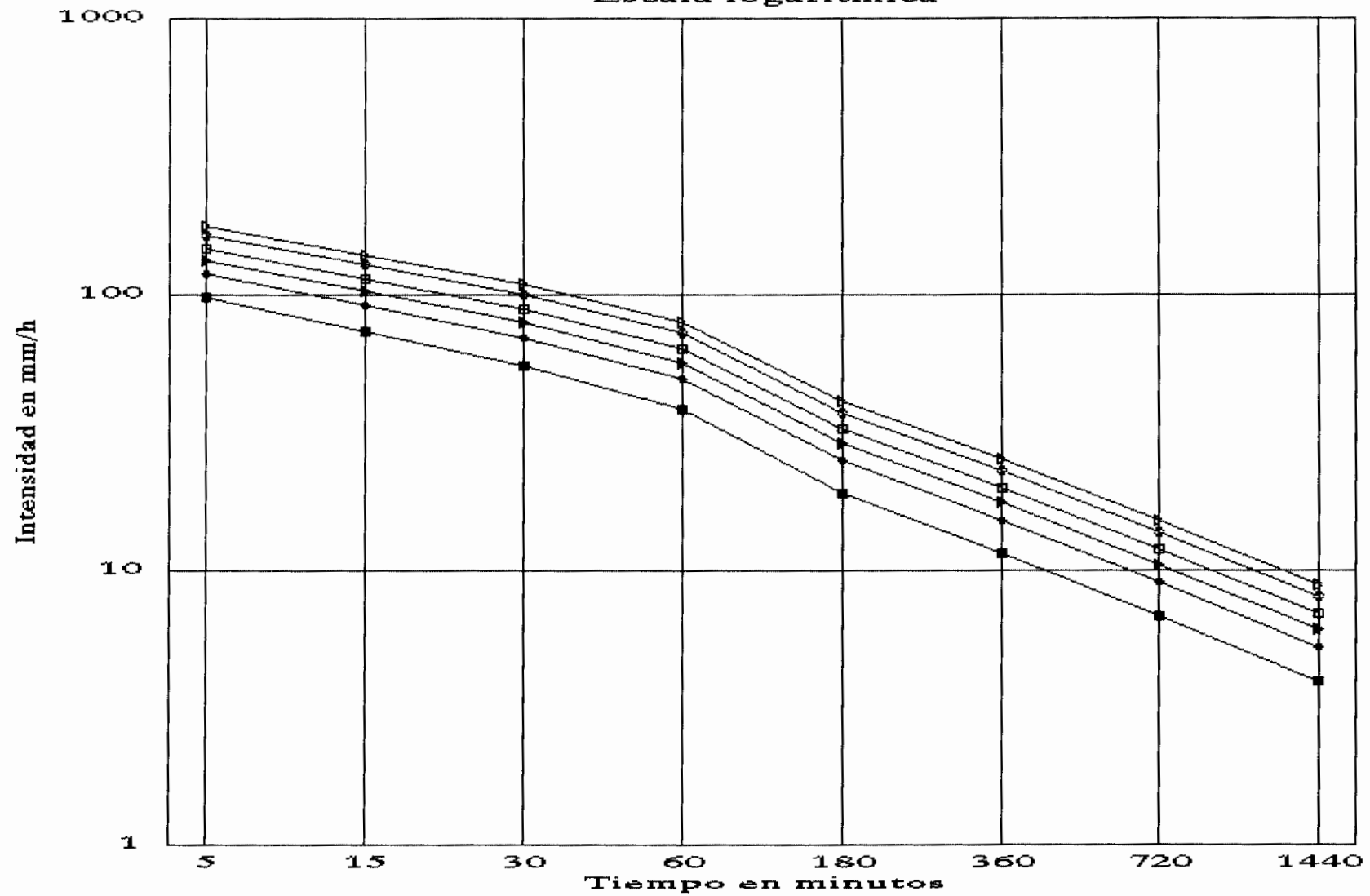
CRITERIOS GERAIS DE PROJETO
 ISOPLETAS DA VELOCIDADE
 BÁSICA DO VENTO

Nº	DESCRIÇÃO	ASSIN.	DATA	ASSIN.	DATA
	REVISÕES				

ITAIPU BINACIONAL DATA 1/81 2500-DI-0025-P RC

INTENSIDAD DE LLUVIA

Escala logarítmica

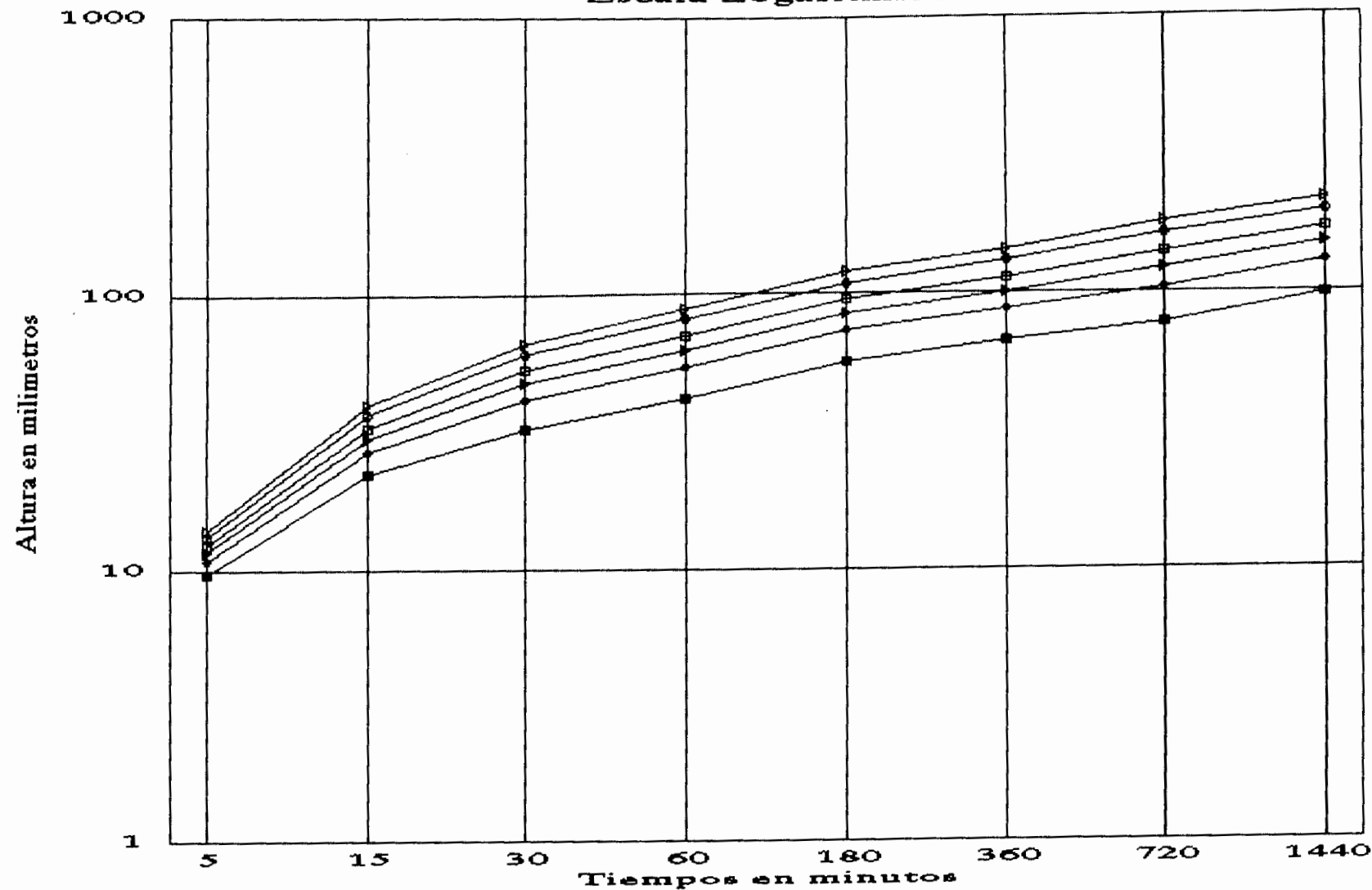


■ 2 Años + 5 Años → 10 Años
 ▣ 20 Años ◊ 50 Años → 100 Años

FIGURA II

ALTURAS DE LLUVIAS

Escala Logaritmica



—■— 2 Años —◆— 5 Años —▶— 10 Años
 —□— 20 Años —◇— 50 Años —▷— 100 Años

FIGURA III

229367