

***Construção da Ponte a
Jusante da Usina Hidroelétrica
Três Irmãos***

***Construção da Ponte a
Jusante da Usina Hidroelétrica
Três Irmãos***

***São Paulo
1983***

Apresentação

Dando continuidade a diretriz de registro e divulgação de Tecnologia em nossa Empresa, temos a satisfação de apresentar o trabalho intitulado "Construção da Ponte a Jusante da Hidroelétrica Três Irmãos".
Creemos que seu conteúdo será de grande interesse para todos que trabalham em atividades relacionadas com este tipo de construção e esperamos que, de sua análise, possa resultar a aplicação ou mesmo o aperfeiçoamento dos processos executivos nele narrados.

Três Irmãos, 29 de agosto de 1983

Nívoo Aurélio Villa
Engenheiro Residente

Índice

	<i>página</i>
Apresentação	1
1. Introdução	5
2. Características Principais da Obra	5
3. Instalação do Canteiro de Obras e Aterro de Penetração	6
3.1 Pátio de Vigas Pré-Moldadas	11
3.2 Ponte Provisória	13
4. Materiais de Construção Utilizados	16
4.1 Concreto	16
4.1.1 Componentes básicos	16
4.1.1.1. Cimento	16
4.1.1.2. Areia	17
4.1.1.3. Britas	18
4.1.1.4. Água	19
4.1.2 Concreto fresco	19
4.1.3 Concreto endurecido	20
4.1.3.1. Resistência à compressão	20
4.1.3.2. Módulo de elasticidade	23
4.1.3.3. Resistência à tração	28
4.2. Aços para Armaduras de Concreto Armado	28
4.3. Cordoalhas e Fios para Concreto Protendido	29
4.4. Aparelhos de Apoio de Elastômeros Armados	30
4.5. Calda para Injeção em Bainhas de Protensão	30
4.5.1. Estudos preliminares	30
4.5.2. Valores obtidos na Execução da Injeção	36
4.5.2.1. Resistência à compressão	36
4.5.2.2. Fluidez	37
4.5.2.3. Exsudação	37
4.5.3. Procedimento da Injeção	38
4.5.3.1. Preparo da Calda	38
4.5.3.2. Estanqueidade da Bainha	38
4.5.3.3. Limpeza dos Cabos	41
4.5.3.4. Período de Injeção	41
4.5.3.5. Respiros	41
5. Infra e Meso-Estrutura	41
5.1. Introdução	41
5.2. Processos Executivos de Cravação dos Apoios das Margens	42
5.3. Concretagem dos Tubulões das Margens	44
5.4. Concretagem dos Pilares dos Apoios das Margens	45
5.5. Concretagem das Vigas-Travessa dos Apoios das Margens	54
5.6. Processos Executivos de Cravação e Concretagem dos Apoios do Leito do Rio	58
5.7. Controle de Qualidade do Concreto dos Apoios	69
5.7.1. Concreto dos Tubulões e Pilares	69
5.7.2. Concreto das Vigas-Travessa	70

6. Superestrutura	70
6.1. Vigas Pré-Moldadas	70
6.1.1. Descrição Geral	71
6.1.2. Formas Laterais das Vigas Pré-Moldadas	74
6.1.3. Armação das Vigas Pré-Moldadas e Fechamento de Formas	77
6.1.4. Concretagem das Vigas Pré-Moldadas	86
6.1.5. Controle de Qualidade do Concreto das Vigas Pré-Moldadas	88
6.1.6. Protensão das Vigas Pré-Moldadas	99
6.1.7. Lançamento das Vigas Pré-Moldadas	99
6.1.7.1. Carros de transporte transversal	99
6.1.7.2. Carros de transporte longitudinal	100
6.1.7.3. Treliça de lançamento	101
6.1.7.4. Lançamento da treliça e das Vigas Pré-Moldadas	110
6.2. Transversinas	111
6.3. Laje do Tabuleiro	118
6.4. Controle de Qualidade do Concreto das Transversinas e Lajes do Tabuleiro	118
6.5. Protensão das Transversinas e Lajes do Tabuleiro	120
6.5.1. Protensão das Transversinas	120
6.5.2. Protensão das Lajes do Tabuleiro	123
6.6. Pavimento de Concreto	128
6.7. Juntas de Dilatação	128
6.7.1. Composição	128
6.7.2. Execução da junta "Jeene"	128
6.7.3. Característica do Elastômero	129
6.7.4. Característica do adesivo ADE-52	129
6.7.5. Característica da Argamassa para Lábio Polimérico	137
6.8. Defensas e Guarda-Corpo	146
6.9. Cortinas, Alas e Lajes de Aproximação	148
7. Descrição dos Serviços Topográficos	148
7.1. Construção Topográfica dos Elementos	163
8. Coeficientes Apropriados e Cronogramas Reais	163

1 - Introdução

O presente relatório, elaborado pela Residência Ilha Solteira e Três Irmãos, através do seu Setor de Obras de Concreto, objetiva expor os métodos executivos adotados e as soluções técnicas encontradas no desenvolvimento das várias etapas da construção da Ponte a Jusante da Hidroelétrica Três Irmãos, além de transmitir observações sobre imprevistos ocorridos e soluções adotadas no decorrer da Obra, executada pela Empreiteira Engenharia Badra S.A.

Construída na região do Canteiro de Obras, cerca de 1080m a jusante do eixo da Barragem, viabilizou-se pelo apoio logístico a ser prestado na época de construção do referido Empreendimento qual seja, otimização do fluxo de materiais e transporte de pessoal.

Após o enchimento do lago, a antiga ponte em arco de concreto hoje existente em Lussanvira e com limitada capacidade de 6t, servindo à ligação Andradina - Pereira Barreto, ficará totalmente submersa, tornando ainda mais necessária a conexão entre as citadas cidades pelo trecho SP-563 - Três Irmãos e Três Irmãos - SP-310.

2 - Características principais da Obra

A estrutura da Ponte foi dimensionada para comportar o tráfego de moto-scrapers CAT-651 B, dos caminhões "fora-de-estrada", CAT-773, carreta da CESP para 230 t, bem como para situações com carregamentos equivalentes, respeitadas as restrições abaixo discriminadas:

- Tráfego simultâneo nas duas mãos de direção, permitido unicamente para uma fila de veículos vazios e outra de veículos carregados;
- Distância mínima entre dois veículos consecutivos igual a 42,00m;
- Tráfego de carreta para 230 t, permitido unicamente na faixa centrada em relação ao eixo longitudinal da Ponte;
- Faixa de tráfego com 12,00m de largura, sendo 6,00m para cada lado do eixo;
- A pista de rolamento deverá ser mantida permanentemente limpa, para evitar saliências que provoquem impactos excepcionais dos pneus dos veículos contra o tabuleiro;
- O tráfego dos veículos acima mencionados será permitido após a execução da pavimentação e dos passeios.

As cláusulas de licitação das obras da Ponte foram bastante singulares, exigindo, junto com as propostas técnica e econômica, também o projeto completo com métodos e processos executivos peculiares a cada caso.

O projeto foi contratado pela Engenharia Badra S.A. com a Projetista Zucollo Engenharia Civil e Estrutural Ltda., obedecendo às diretrizes estabelecidas pela Projetista da Obra Principal como largura da plataforma, cota do greide, locação, tráfego, etc. A Empreiteira vencedora da concorrência apresentou um projeto que se caracterizou pela eliminação dos aterros das várzeas inundadas, preterindo-os pelo avanço da obra de arte.

A construção dos aterros na concepção original previa a execução inicial de um aterro de ponta, remoção de parte do aluvião até a rocha, proteção do talude de montante com um enrocamento são, execução de um enrocamento não selecionado protegido por enrocamento são e incorporado posteriormente ao maciço, berma de equilíbrio no lado de jusante do aterro e, finalmente, o maciço em aterro compactado propriamente dito.

Reestruturando os elementos da concepção original, promovendo a racionalização do emprego de pré-moldados com o aumento em seu número, o que veio a minimizar o custo final da Ponte a Empreiteira optou pela solução em estrutura de concreto para vencer o rio e as várzeas.

No processo executivo para implantação dos apoios do leito do rio, a Empreiteira eliminou a série de ensecadeiras parciais consecutivas que possibilitaria a execução das bases dos apoios a céu aberto, aproveitando-se da baixa velocidade das águas do Rio Tietê no local, função do fim do remanso do Lago de Jupia. As ensecadeiras para execução dos apoios do leito do rio exigia grandes volumes de solo e rocha, dada a lâmina d'água média no local com cerca de 6,00m. A presença de uma camada de aluvião sobre o leito rochoso exigiria medidas especiais para vedação dos cordões de ensecadeira. O que se verificou foi, no caso, uma adequação de tecnologia específica para as condições "in loco" e não o emprego de solução para pequena altura de lâmina d'água e alta velocidade da corrente.

Os trabalhos no leito do rio desenvolveram-se a partir das plataformas metálicas sobre perfis apoiados na rocha e fortemente contraventadas. Dessas plataformas, as bases pré-moldadas e segmentos consecutivos de camisa do pilar foram arriados até a rocha, seguindo-se então a pressurização para continuidades dos trabalhos. Todas as operações acima expostas serão narradas com mais pormenores no transcorrer deste relatório.

Estendendo-se sobre o Rio Tietê e várzeas alagadas de suas margens, numa extensão de 680,06m, a Ponte à jusante desdobra-se em dezesseis vãos de vigas isostáticas pré-moldadas e protendidas, compreendendo quatorze vãos intermediários de 42,00m e dois vãos extremos de 41,50m, seguidos das respectivas lajes de aproximação de 3,00m, cortinas de contenção do aterro e alas laterais de 4,00m.

A estrutura da Ponte, em linhas gerais, é a sucessão de pórticos com dois pilares simples, isolados, maciços, em concreto armado, com seção circular de 1,60m de diâmetro, distância entre eixos de 7,25m, unidos em suas extremidades por uma viga-travessa em seção "T" de concreto armado, com 14,00m de comprimento, que serve de apoio para as cinco vigas longitudinais pré-moldadas e protendidas de cada um dos tramos adjacentes. Essas vigas, com um comprimento de 41,97m, apoiam-se sobre aparelhos de apoio de elastômero armado. Na solidarização das vigas longitudinais de cada tramo, foram empregadas transversinas protendidas, sendo as três intermediárias independentes da laje do tabuleiro. As transversinas extremas mantêm uma distância de 64,2cm de sua face inferior ao topo da viga-travessa o que possibilita o posicionamento de seis macacos hidráulicos a serem acionados numa eventual substituição de aparelhos de apoio.

O tabuleiro, na largura total de 14,00m, foi executado em laje de concreto protendido, protegida e regularizada pelo pavimento rígido de concreto armado, que se estendeu pelos 12,00m da pista de rolamento.

3 - Instalação do canteiro de obras e aterros de penetração.

Na falta de infra-estrutura na margem esquerda, a Empreiteira optou pela margem direita para instalar o seu Canteiro de Obras.

Dada a adversa conformação topográfica da margem direita na região do encontro da Ponte, a área que coube ao Pátio de Vigas Pré-moldadas, necessitou de serviços de terraplenagem consideráveis, os quais foram executados em paralelo com o aterro de penetração dessa margem, com aproveitamento integral do material escavado.

O aterro de penetração da margem esquerda foi executado após o término de todos os serviços de terraplenagem da margem oposta com material proveniente de uma área de empréstimo próxima ao local e que consistia basicamente de argila siltosa marron, argila marron e rocha em decomposição.

Em todo o movimento de terra e rocha do canteiro de obras, foram utilizados dois tratores sobre esteiras CAT-D6, uma pá carregadeira sobre esteiras CAT-955, quatro caminhões basculantes, além de trator CBT com rolo compactador.

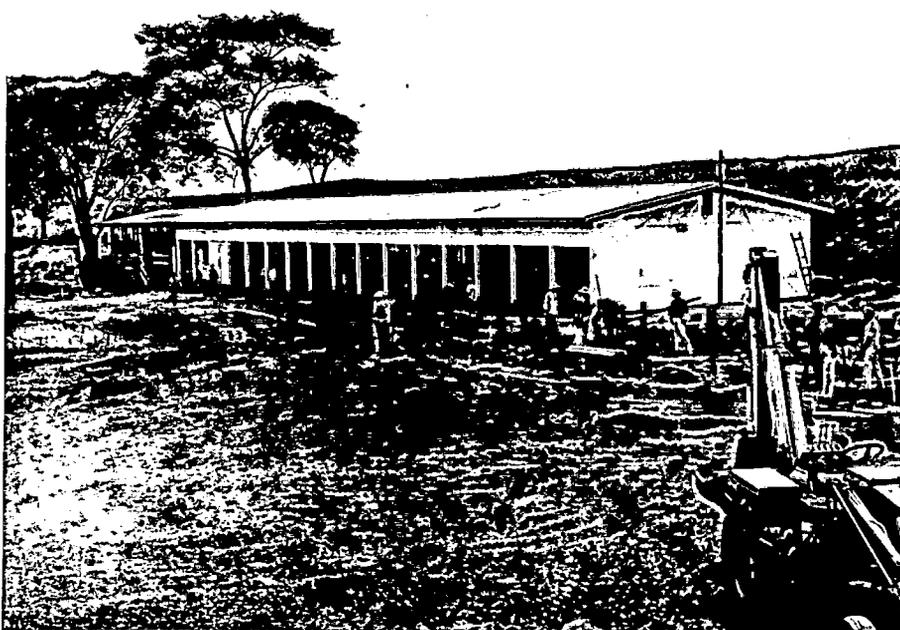
O Canteiro de Obras constou basicamente de:

- Uma central dosadora de concreto com uma betoneira com capacidade nominal de 1000^l;
- Um laboratório de campo para o controle de qualidade do concreto;
- Um pátio para fabricação das vigas pré-moldadas protendidas;

- Um pátio para fabricação das placas pré-moldadas para ancoragem dos cabos de protensão nas extremidades das vigas;
- Uma caixa d'água enterrada com capacidade para 65000ℓ;
- Um bloco com escritórios, almoxarifado, carpintaria e oficina;
- Um pátio para depósito da ferragem;
- Um pátio para beneficiamento da ferragem;
- Um pátio para depósito dos fios, cordoalhas e bainhas de protensão;
- Um alojamento para o pessoal da Subempreiteira responsável pelos serviços de fundação;
- Uma ponte auxiliar provisória.



Vista parcial do terreno para instalação do Canteiro de Obras.



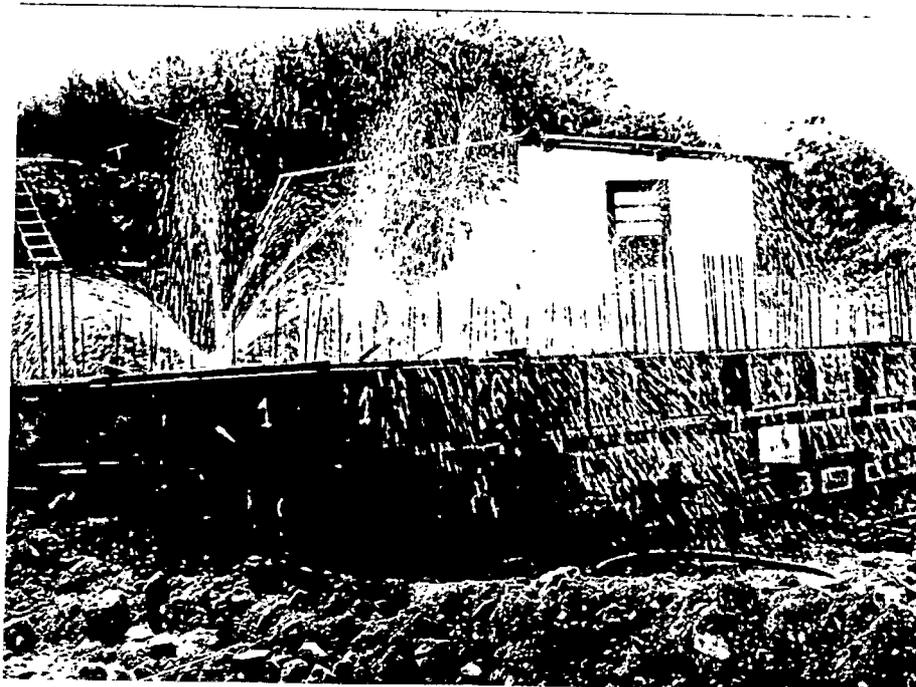
Instalações do escritório, almoxarifado, carpintaria, beneficiamento e depósito de ferragem.



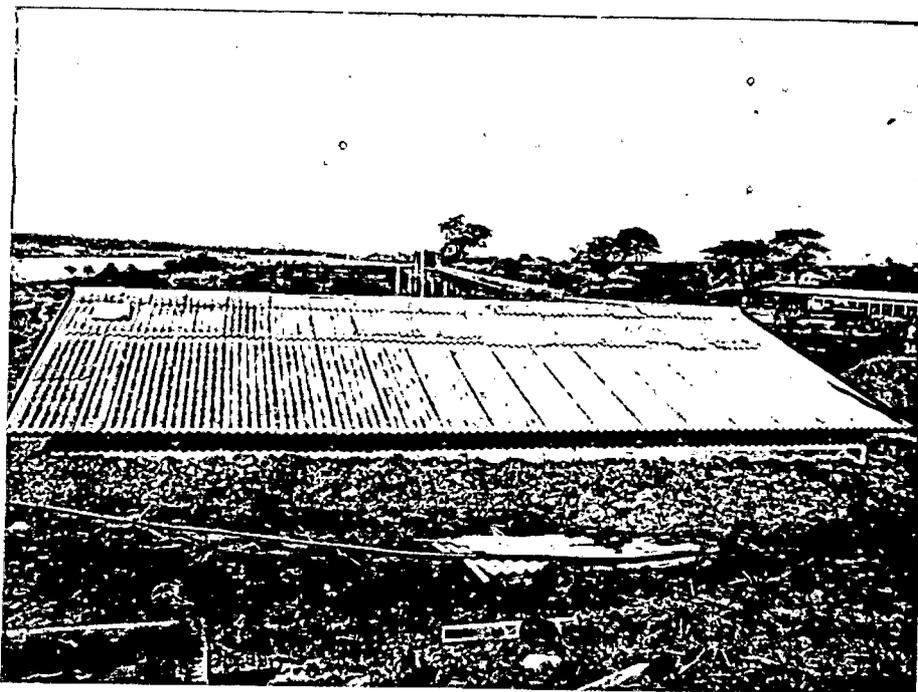
Central dosadora de concreto com capacidade nominal de 1.000 ℓ, vendo-se a direita, o depósito de cimento.



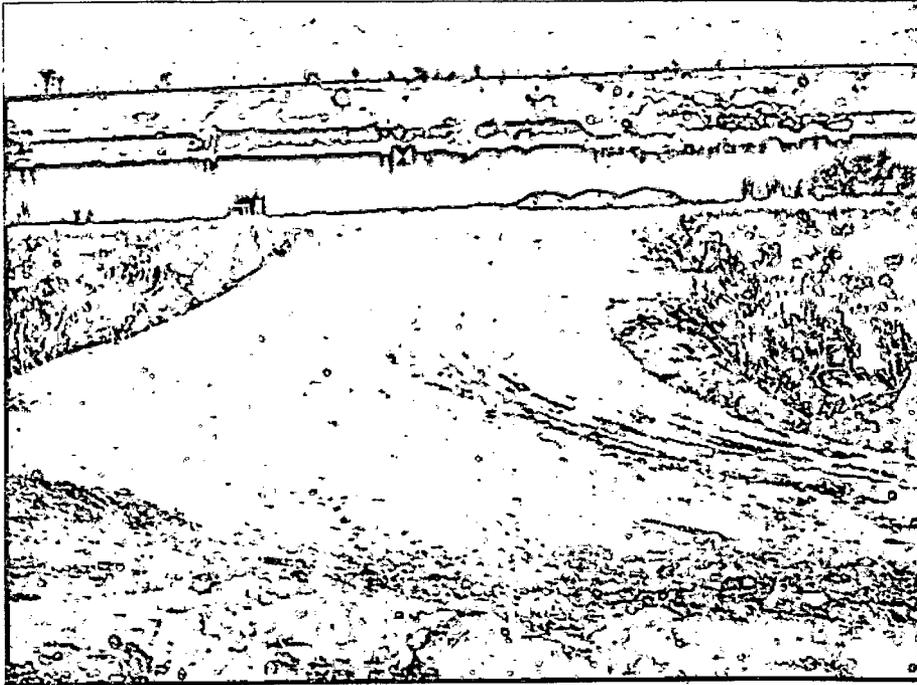
Fabricação das placas pré-moldadas. Estas formas serviram para a concretagem de todas as placas necessárias à Obra.



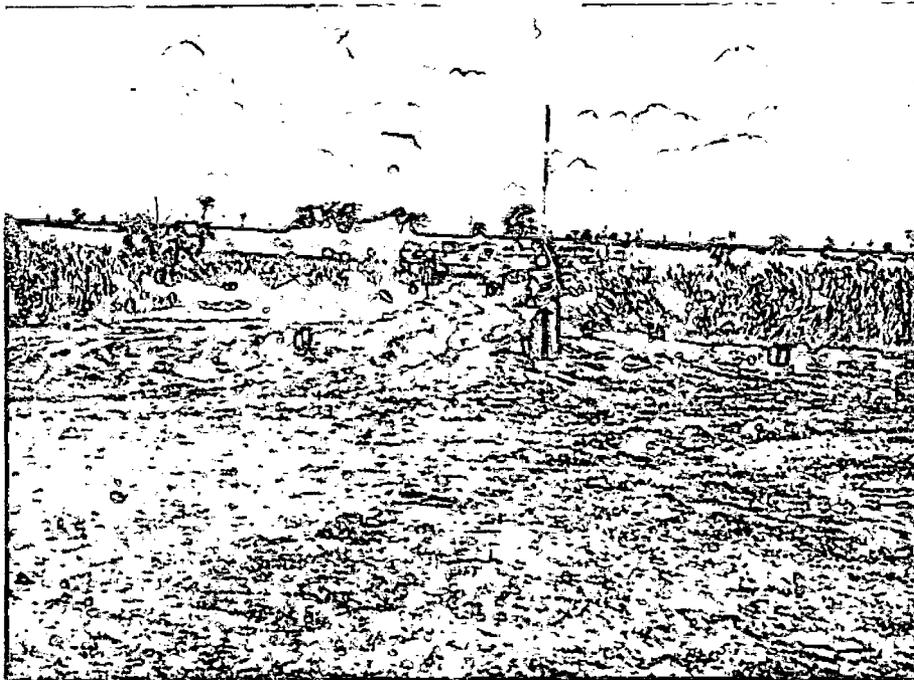
Placas pré-moldadas em fase de cura. Ao fundo, Laboratório para dosagem de concreto.



Cobertura da caixa d'água enterrada para alimentação do Canteiro de Obras.



Aterro de penetração da Margem Direita, concluído.



Locação dos apoios sobre o aterro de penetração da Margem Esquerda.

3.1 - Pátio de Vigas Pré-moldadas.

A necessidade de aterros com alturas superiores a cinco metros na região a jusante do eixo, restringiu economicamente a ampliação do pátio de pré-moldados nessa direção, limitando-se portanto, a terraplenagem, a uma faixa a montante do eixo, junto ao aterro de encabeçamento da Ponte.

Com essa conformação de área, a Empreiteira optou pela execução dos berços das vigas pré-moldadas em grupos de cinco, designados como "lotes de berços".

Entre dois berços adjacentes de um lote manteve-se um espaço livre de 1,30m para os trabalhos de armação, posicionamento de painéis da forma lateral da viga, fechamento da forma, travamento e instalação dos vibradores de parede durante a concretagem. A largura dos berços coincidiu com a largura da mísula da viga, ou seja, 65cm assentados sobre uma base de concreto não armado, que distribuía o peso próprio das longarinas pré-moldadas para o terreno previamente compactado por rolo pé-de-carneiro.

Com largura ligeiramente superior a do berço em cerca de 35cm e espessura variável de 15 a 20cm, as bases de concreto propiciaram o embutimento em seu topo, de caibros com 6 x 6cm de seção, dispostos no sentido transversal a intervalos de aproximadamente 50 cm.

Assentadas sobre os elementos embutidos na base e fixadas a estes por meio de pregos, duas longarinas travadas de espaço a espaço (seção 8 x 8cm) receberam um cobrimento de chapa de madeirit de 15mm de espessura ao longo do comprimento da viga e na largura de sua mísula, constituindo a forma de fundo do pré-moldado.

A princípio, a área livre, entre duas bases de concreto adjacentes, recebeu um forro de rocha alterada lançada sobre o aterro compactado.

A insuficiência de declividade nessa região interna favoreceu o acúmulo das águas de chuva e de cura das peças pré-moldadas, situação sanada pelo lançamento de uma camada de argamassa capeando a rocha de forro.

A introdução de uma pequena declividade no piso conduziu a água de infiltração para uma valeta de drenagem, melhorando as condições de trabalho, ao mesmo tempo em que se eliminou a saturação do terreno.

A construção dos lotes de berços foi iniciada pelos designados de "A" e "B" no "Arranjo Físico" do Canteiro, conforme desenho da folha n.º 15, seguiu-se a construção do lote C e, com a redução da área de estocagem para os pré-moldados desse lote, foi inserido entre ele e os trilhos da treliça um quarto agrupamento de berços, o lote D. Esses agrupamentos de berços, como evidenciado no croqui do pátio de pré-moldados, mantiveram-se paralelos ao eixo longitudinal da Ponte, conservando-se entre os lotes A e B e os lotes C e D um afastamento de cerca de 9,00m para instalação de um guindaste de torre sobre rodas, responsável pelo posicionamento dos módulos da forma lateral do pré-moldado e pelo lançamento de concreto.

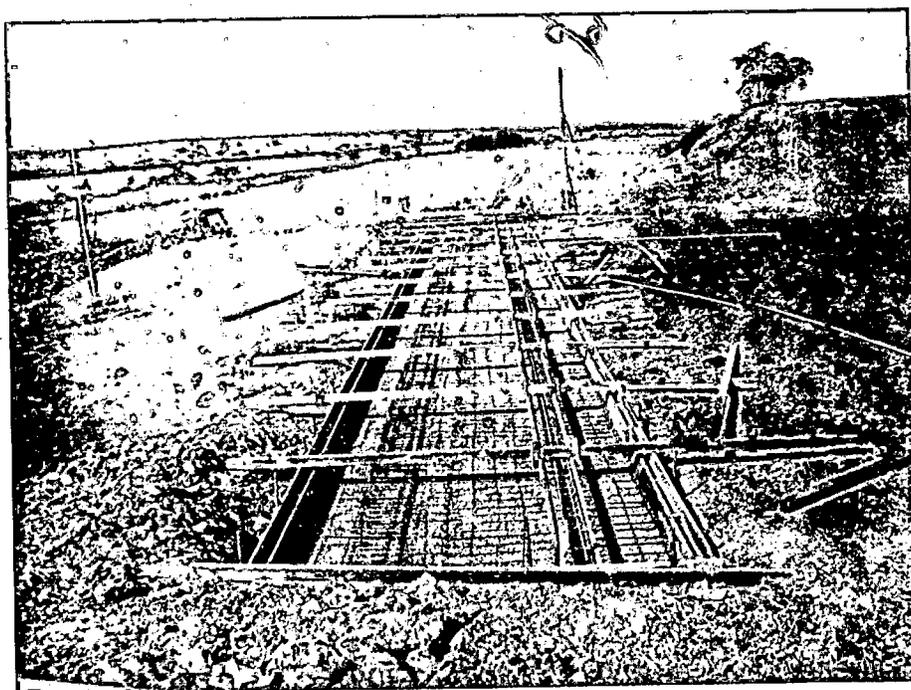
Os dois carros-fogueira, utilizados no transporte dos elementos pré-moldados pretendidos dos berços para a área de estocagem, deslocaram-se sobre trilhos assentados em uma base de concreto armado de 1,50m de largura.

A parte crítica, no deslocamento do carro-fogueira, foi justamente a pequena folga entre o chassi e a placa pré-moldada da cabeça da viga. Desse modo, invariavelmente, os dois últimos cabos de protensão deveriam ser cortados e os demais curvados e amarrados para se criar um afastamento da estrutura do carro-fogueira.

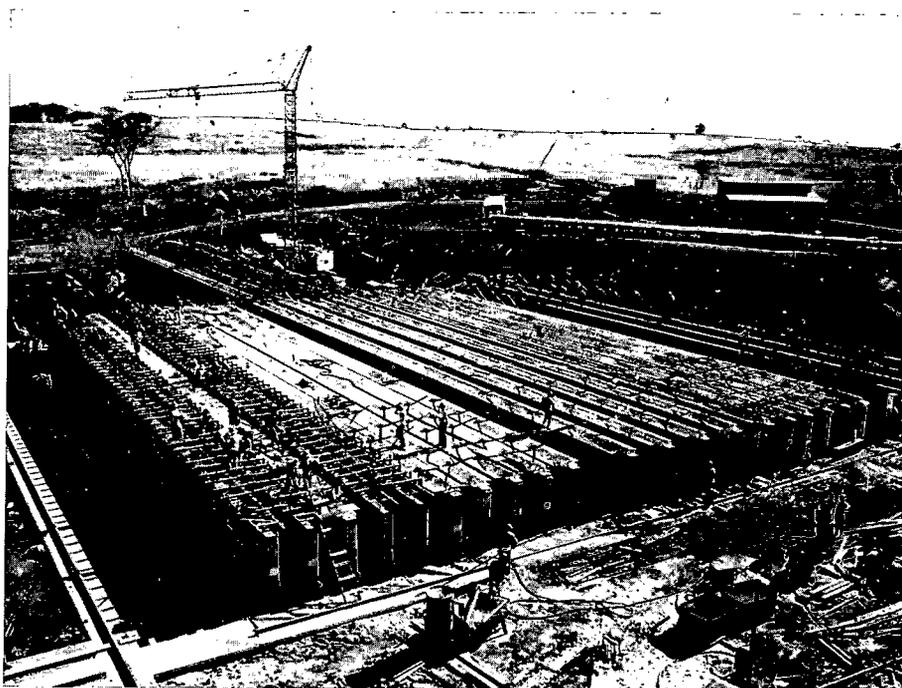
Essas restrições ao funcionamento dos equipamentos de transporte transversal impossibilitaram o aproveitamento da primeira etapa da protensão de primeira fase para liberação dos berços, já que a segunda etapa de protensão nos mesmos cabos, prevista para a área de estocagem, foi aplicada com as vigas ainda nos berços; somente depois dessa última etapa de protensão os cabos puderam ser cortados e as vigas trasladadas para a área de estoque.



Execução de terraplenagem para instalação do pátio de vigas pré-moldadas.



Armação de uma das bases de assentamento dos trilhos para o "Carro Fogueira".



Pátio de fabricação de vigas pré-moldadas em atividade. Ao fundo, depósito de fios, e cordoalhas e bainhas de protensão.

3.2 - Ponte Provisória.

Para a execução dos apoios da Ponte locados no leito do rio, ou seja, apoios de 04 a 09, fez-se necessária a construção de uma ponte provisória, flutuante, de madeira, sobre tambores de 200l, sendo sustentada por um cabo-de-aço de \emptyset 1". O cabo de sustentação era preso nas margens a duas torres de perfis metálicos cravados no solo.

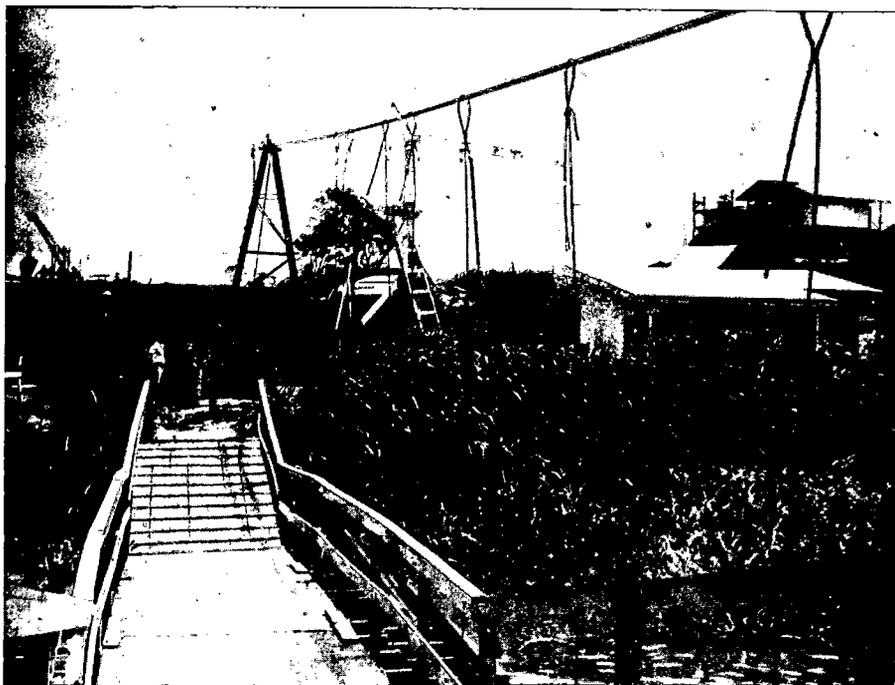
A ponte provisória ligava as duas margens, sendo utilizada para passagem de pedestres, de cabos de energia elétrica, de tubulações de ar comprimido e água, além de equipamentos de construção de pequeno porte e de materiais empregados na construção dos apoios.

A ponte provisória foi implantada cerca de 3,00m a montante das plataformas de trabalho dos apoios do leito do rio, prevendo-se ligações com todas essas estruturas de apoio.

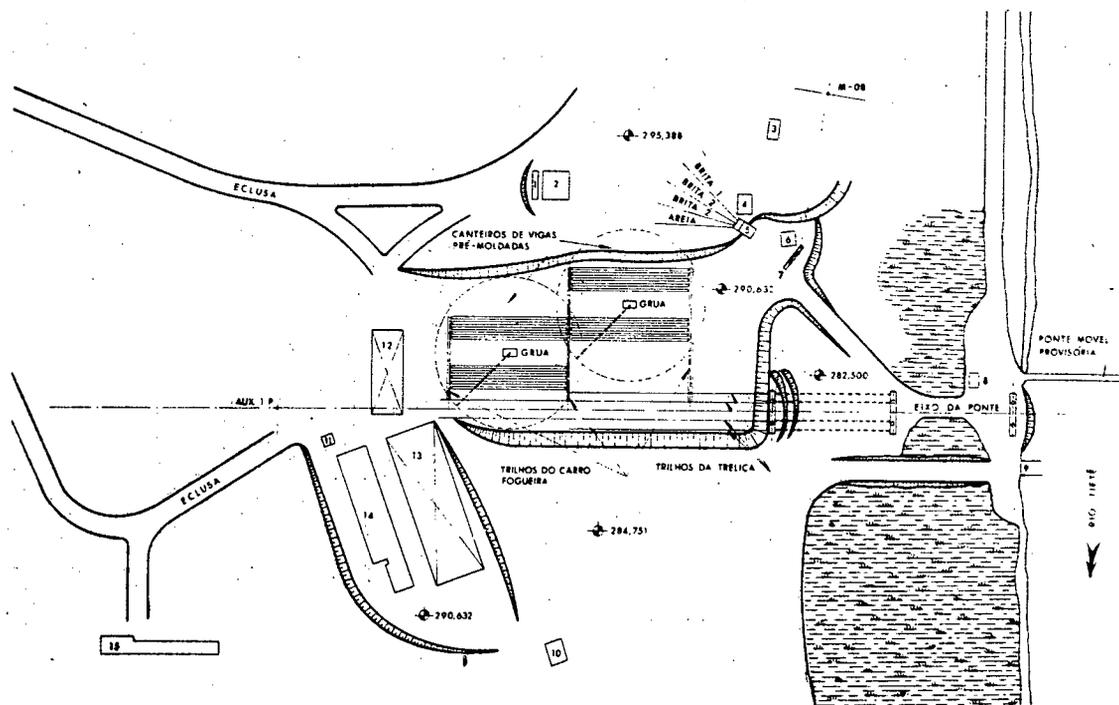
A ponte provisória compunha-se de módulos com quatro tambores construídos nas margens que, após serem rebocados por barcos até a frente de avanço da ponte, eram fixados no cabo-de-aço de \emptyset 1". Caso o cabo-de-aço passasse numa posição que não favorecia o acoplamento dos módulos por se encontrar numa cota superior à do engate, eram, então, usados pendurais a cada 2,00m, de bitola inferior à do cabo de sustentação. A ponte também foi ancorada em alguns pontos ao longo de seu comprimento.

Ponte provisória em fase de construção.

Ponte provisória concluída, em fase de pintura. Próximo às margens foram deixadas passagens para barcos.



Torre metálica de fixação do cabo de sustentação da ponte provisória, vendo-se alguns dos pendurais.



LEGENDA-

- 1- BOMBA DE ÓLEO
- 2- DEPÓSITO DOS CABOS DE PROTENSÃO
- 3- CAIXA D'ÁGUA
- 4- DEPÓSITO DE CIMENTO
- 5- CENTRAL DE CONCRETO ALFA
- 6- LABORATÓRIO DE CONCRETO
- 7- PÁTIO DE PRÉ-MOLDADOS
- 8- ABRIGO DO COMPRESSOR
- 9- TABLADO PARA EMBARCAÇÃO
- 10- DEPÓSITO GERAL
- 11- DEPÓSITO DE ÓLEO
- 12- PÁTIO DE FERRO
- 13- PÁTIO DE FERRO (DOBRAMENTO)
- 14- OFICINA, CARPINTARIA, ALMOXARIFADO, ESCRITÓRIO
- 15- ALOJAMENTO SADRA

Arranjo Físico do Canteiro

4 - Materiais de construção utilizados.

Os materiais usados na construção da Ponte foram os seguintes:

- Concreto;
- Aços para armaduras de Concreto Armado ou armadura passiva para Concreto Protendido;
- Cordoalha e Fio de Aço para Concreto Protendido;
- Aparelhos de Apoio de Elastômeros Armados;
- Calda de Injeção em Bainha de Protensão.

A Projetista "Roberto Rossi Zucollo - Engenharia Civil e Estrutural Ltda." forneceu as Especificações e, os raros casos de omissões foram solucionados pelas Normas Brasileiras ou da ASTM.

Nesse capítulo será feito uma análise geral da qualidade dos materiais utilizados, confrontando-os com as Normas.

4.1 - Concreto.

4.1.1 - Componentes básicos.

Não foi usado nenhum tipo de aditivo no concreto. Os componentes básicos foram, portanto: cimento, areia, britas 1 e 2 e água.

4.1.1.1 - Cimento.

O cimento foi fornecido em sacos e seu armazenamento obedeceu a NB-1, item 8.1.1.3.

As marcas e quantidades usadas foram:

- Itáú Jupia: 74,5% (56.280 sacos);
- Soeicon: 25,5% (19.320 sacos);

As amostras foram coletadas aproximadamente a cada 2.500 sacos.

O resumo dos ensaios encontram-se compilados na tabela abaixo.

Marca	Número de Ensaios	Resistência de Compressão (kgf/cm ²)			Autoclave %	Calor de Hidratação	Química		
		3 dias	7 dias	28 dias			SO ₃	MgO	Na ₂ O
JUPIÁ	20	194	274	373	0,823*	86	1,91	2,82	0,56
SOEICON	9	204	260	337	0,120	85	2,01	1,29	0,62**
NORMA	—	> 100	> 200	> 320	< 0,800	—	< 3,00	< 6,0	< 0,6

* Duas amostras não obedeceram às normas. Na oportunidade concluiu-se que não haveria maiores problemas em se tratando de concreto estrutural, onde a armadura deverá observar os possíveis esforços de tração; mesmo assim foi providenciado para que não continuasse o fornecimento de cimento com MgO superior a 6%.

** Como os agregados não eram reativos, não houve maiores problemas.

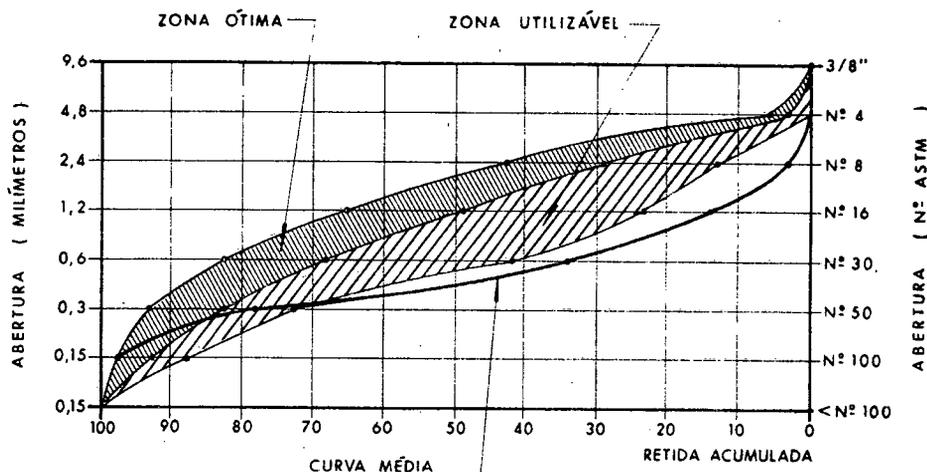
4.1.1.2 - Areia.

Utilizou-se a areia do Porto Santa Rita.

As análises efetuadas mostraram que o material apresenta teores bastante abaixo dos limites considerados prejudiciais ao concreto, quanto à matéria orgânica e material pulverulento. A perda de peso no ensaio de ciclagem em sulfato de sódio é baixa em todas as peneiras. Em relação a reatividade potencial com os álcalis, os resultados obtidos através do método químico caracterizaram essas areias como inócuas. Também apresentaram resultados satisfatórios no ensaio de qualidade.

O resumo dos resultados dos ensaios encontram-se na tabela e gráfico abaixo.

Número de Ensaio	Diâmetro Máximo (mm)	Granulometria Média							Módulo de Finura	Densidade Aparente (kg/dm ³)	Material Pulverulento %
		% Retida Acumulada									
		4	8	16	30	50	100	< 100			
13	2,4	—	3	10	34	78	98	100	2,23	1,61	0,22



Embora a areia fosse fina (módulo de finura média obtidos nos ensaios igual a 2,23 e o ideal por volta de 2,65), a Empreiteira optou por não usar areia artificial para corrigir esta deficiência, porque não haveria certeza de um fornecimento freqüente, além do seu alto custo.

Cabe salientar que embora a EB-4/39 da ABNT especifique as duas faixas para composição granulométrica (zonas ótimas e utilizáveis), a curva média de areia usada não se enquadrou em nenhuma delas. Comprova-se, no entanto, que o concreto feito com esta areia é de boa qualidade, o que sugere que as faixas especificadas devam ser atualizadas.

Acreditamos que com módulo de finura de no mínimo, 2,00 se possa obter um bom concreto, embora ocorra um aumento sensível de cimento. Em peças esbeltas sem problemas com calor de hidratação, a opção torna-se puramente econômica entre aumentar o consumo de cimento ou corrigir a finura da areia (quando não existe próximo da obra areia mais grossa). Sabemos ainda que as areias mais finas se comportam muito bem em concreto aparente.

4.1.1.3 - Britas.

O fornecedor das britas de basalto n.º 1 e 2 foi a Pedreira Crescoupe. A proporção empregada na obra foi de:

- Brita n.º 1: 72,4%;
- Brita n.º 2: 27,6%;

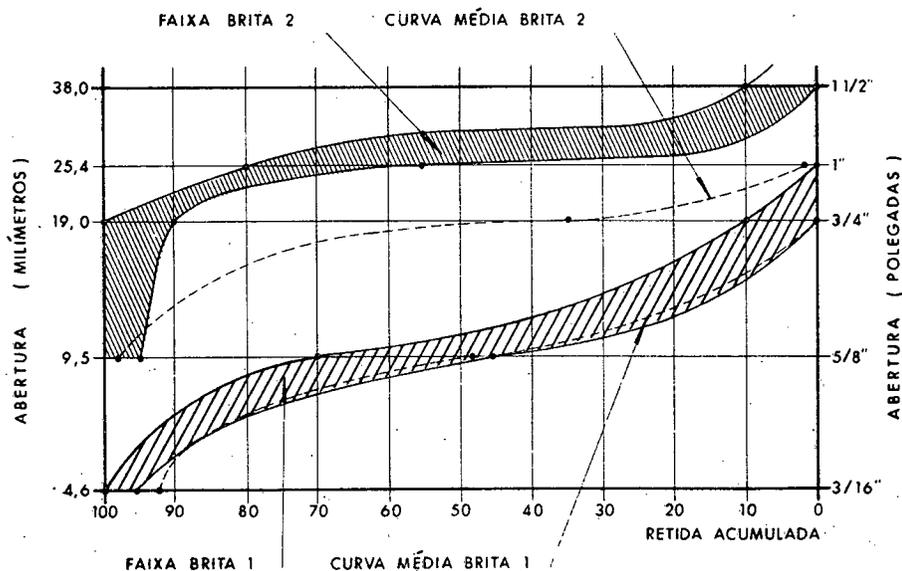
A quantidade elevada do uso de brita n.º 1 com relação a brita n.º 2 é justificada pela grande quantidade de peças esbeltas e o uso de concreto bombeado.

Para liberação dos agregados foram feitos ensaios de ciclagem com sulfato de sódio e reatividade potencial pelo método químico. Em ambos os casos os agregados se mostraram satisfatórios para concreto.

Para verificar a homogeneidade dos materiais também foram feitos ensaios periódicos de acompanhamento.

O resumo dos resultados dos ensaios, encontram-se na tabela e gráfico abaixo.

Brita	Número de Ensaios	Diâmetro Máximo (mm)	Granulometria Média						Módulo de Finura	Densidades		Absorção %	Material Pulverulento %
			1"	3/4"	1/2"	3/8"	4"	8"		Absoluto (g/cm ³)	Aparente (g/cm ³)		
1	14	19	—	—	15	48	92	100	6,40	2,93	1,47	1,68	1,05
2	12	25	2	35	93	98	99	100	7,31	2,94	1,48	1,29	0,10



Os resultados dos ensaios periódicos foram satisfatórios, exceção feita à granulometria da brita n.º 2 que esteve mais fina que a norma recomenda, o que não prejudicou a qualidade do concreto. Trata-se mais uma vez, como no caso da areia, de uma opção econômica.

A finura da Brita n.º 2 se explica pelo fato de a maioria dos fornecedores da região produzirem brita para uso em asfalto.

4.1.1.4 - Água

A água usada para o concreto foi de poço artesiano, sendo tratada e considerada potável. Portanto, não houve maiores preocupações quanto à sua utilização.

4.1.2 - Concreto fresco.

As dosagens experimentais foram contratadas pela Empreiteira junto ao laboratório "L.A. Falção Bauer-Centro de Tecnologia da Construção" e os poucos ajustes foram feitos na Obra em comum acordo entre Empreiteira e Fiscalização.

Os materiais para mistura foram medidos em peso, a não ser no início da Obra quando se mediu agregado em volume, período em que se aguardava a instalação da Central de Concreto.

A trabalhabilidade do concreto fresco variou de 4 a 12 cm no ensaio de abatimento no tronco de cone, adequando-se as dimensões das peças e sistema de lançamento com bombas. Mesmo quando era estipulado abatimento máximo de 8 cm, tolerou-se em alguns casos até 12 cm, pelo aumento de água, ocorrendo diminuição na resistência. Esse fato não preocupou a Fiscalização porque as resistências, de uma maneira geral, estavam acima do necessário.

As resistências de dosagem foram estipuladas de acordo com o item 8.3.1.2, da NB-1/78, tendo como ponto de partida a resistência característica à compressão (f_{ck}) na idade de 28 dias. No caso em questão foram especificadas as resistências de 180, 240 e 330kgf/cm².

Como não se conhecia o desvio padrão habitual da Empreiteira usou-se S_d (desvio padrão) igual a 40kgf/cm², para os traços onde todos os materiais eram medidos em peso, e S_d igual a 55kgf/cm² no caso do cimento ser medido em peso e os agregados em volume. A tabela abaixo mostra a resistência de dosagem usando a fórmula:

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65S_d.$$

Resistência Característica (kgf/cm ²)	Resistência de Dosagem (kgf/cm ²)	
	Agregado em Peso	Agregado em Volume
180	250	270
240	310	-

Somente foram medidos os agregados em volume para a resistência característica igual a 180kgf/cm².

Como a resistência característica igual a 330kgf/cm² foi usada em pavimento, tolerou-se até 20% de resultados abaixo da resistência característica (f_{ck}). A fórmula usada está abaixo:

$$f_{cj} = f_{ck} + 0,85S_d.$$

Portanto, substituindo os valores, teremos $f_{cj} = 365\text{kgf/cm}^2$.

Os traços usados na Ponte com as referidas quantidades de materiais e o seu consumo estão no quadro a seguir.

Traço	fck (kgf/cm ²) 28 dias	Volume Concreto (m ³)	Consumo de Materiais (kg/m ³)				
			Cimento	Areia	Brita 1	Brita 2	Água
CA-1	180	93,0	395	758	427	680	197
CA-1/1	180	50,5	367	760	462	717	181
CA-1/2	180	38,0	323	643	546	817	176
CA-1/3	180	181,0	335	717	508	760	177
25-8B	180	987,0	345	721	710	493	194
25-8B/1	180	358,0	354	715	748	493	181
25-8B/2	180	86,0	324	720	748	493	188
25-8B/3	180	89,5	275	756	746	454	204
25-8B/4	180	321,0	296	806	710	458	189
P1-8B	180	202,0	357	792	1100	—	198
25-8B	240	1351,8	440	678	700	471	192
25-8B/1	240	319,5	364	693	475	810	171
25-5C/1	240	17,0	354	709	475	810	168
19-8B	240	299,0	470	738	1039	—	204
19-8B/1	240	2812,0	424	725	1100	—	202
19-5C	240	12,5	445	752	1090	—	189
19-5C/1	240	17,5	400	776	1100	—	191
25-5B	330	934,0	433	587	406	947	167
ARG.1	240	109,5	540	1497	—	—	257

Foram coletadas amostras dos concretos e moldados corpos de prova, estando os resultados dos ensaios no item 4.1.3 a seguir.

4.1.3 - Concreto endurecido.

Este item analisa as eficiências das dosagens de maneira global, segundo o item 8.3.1.2 da NB-1/78. As análises de aceitação dos lotes subdividindo os trechos das estruturas foram feitas baseando-se no item 15.1.1 da NB-1/78, e encontra-se em seqüência neste relatório nos itens correspondentes às peças que se referem.

Basicamente as verificações feitas para o concreto endurecido foram de resistência à compressão. No concreto das vigas protendidas também buscou-se o Módulo de Elasticidade e, no Pavimento de Concreto, os valores de resistência à tração através dos métodos de ensaio de tração na flexão (ou módulo de deformação) e tração por compressão diametral.

A seguir serão enfocados três parâmetros que identificam o concreto endurecido: resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração.

4.1.3.1 - Resistência à compressão.

A tabela a seguir é um resumo dos controles estatísticos dos concretos usados na Obra e respectivas resistências à compressão.

Traço	fck idade (kgf/cm ² -dias)	Valores Fixados		Número de Amostra	Valores das Resistências Obtidas						Valores dos Desvios Obtidos					
		Resistência de Dosagem fcj (kgf/cm ²)	Desvio Padrão Sd (kgf/cm ²)		Característica fck (kgf/cm ²)			Dosagem fcj (kgf/cm ²)			Padrão Dosagem Sd (kgf/cm ²)			Padrão Sn (kgf/cm ²)		
					Aos 3 dias	Aos 7 dias	Aos 28 dias	Aos 3 dias	Aos 7 dias	Aos 28 dias	Aos 3 dias	Aos 7 dias	Aos 28 dias	Aos 3 dias	Aos 7 dias	Aos 28 dias
CA-1	180-28	270	55	020	149	216	308	204	283	398	33,3	40,3	54,4	24,6	29,8	40,3
CA-1/1	180-28	270	55	022	150	217	318	210	285	381	36,0	41,2	38,4	26,8	30,5	28,4
CA-1/2	180-28	270	55	006	-	-	-	220	297	404	-	-	-	34,8	34,3	29,4
CA-1/3	180-28	270	55	021	151	216	335	216	303	419	39,6	52,8	50,6	29,4	39,0	37,5
25-8B	180-28	250	40	099	147	230	336	197	277	437	30,1	28,7	46,8	25,1	23,9	39,0
25-8B-1	180-28	250	40	030	169	246	384	225	318	452	34,1	43,7	41,1	27,3	35,0	32,8
25-8B-2	180-28	250	40	009	-	-	-	194	262	361	-	-	-	16,9	23,4	37,3
24-8B-3	180-28	250	40	010	-	-	-	116	173	263	-	-	-	13,2	16,7	35,7
25-8B-4	180-28	250	40	026	106	168	261	136	204	306	18,3	21,7	27,3	14,0	16,7	21,0
PI-8B	180-28	250	40	016	-	-	-	183	241	366	-	-	-	18,8	32,4	30,2
25-8B	240-28	310	40	077	241	319	402	290	377	486	29,7	35,2	50,8	24,8	29,3	42,4
25-8B-1	240-07	310	40	021	192	246	324	242	316	411	30,4	24,6	52,7	22,5	31,2	39,1
25-5C-1	240-07	310	40	003	-	-	-	252	344	468	-	-	-	17,9	8,3	24,3
19-8B	240-07	310	40	023	239	320	438	295	389	520	33,7	41,5	50,0	27,0	33,2	40,0
19-8B-1	240-07	310	40	184	217	287	398	260	350	457	25,8	31,7	35,7	21,5	31,7	29,8
19-5C	240-28	310	40	004	-	-	-	324	431	537	-	-	-	19,0	18,2	9,1
19-5C-1	240-28	310	40	009	-	-	-	315	397	500	-	-	-	60,8	76,8	35,9
25-5B	330-28	365	40	027	299	374	482	324	407	511	29,5	38,6	34,2	22,7	29,7	26,3
ARG-1	240-28	310	40	042	188	262	340	246	314	410	35,0	31,4	42,2	28,0	25,1	33,7

Cabe salientar dois aspectos constatados no controle, como segue:

a) Resistências altas.

As características do contrato não atribuíam à Fiscalização determinar o traço e nem verificar sua eficiência quanto à economia. Por isso o aspecto mais verificado foi o de segurança da Obra, que para peças estruturais aumenta quando há aumento de resistência. Os únicos traços de concreto que tiveram restrição quanto ao consumo de cimento foram os do guarda-corpo (25-8B-3 e 25-8B-4, $f_{ck} = 180 \text{ kgf/cm}^2$), onde a redução do consumo minoraria a probabilidade de fissuração devido a sua pequena densidade de armadura;

b) Desvios padrões altos.

Para os traços isolados os valores obtidos foram altos; isto ocorreu devido a constantes trocas de marcas de cimento durante a execução da Obra.

Essas substituições de cimento em função do mercado não puderam ser acompanhadas de um planejamento prévio da Empreiteira. Para não interromper o andamento da Obra, baseando-se no fato das resistências estarem acima da expectativa, a Fiscalização não criou objeção, mesmo sabendo da provável ocorrência de aumento do Desvio Padrão. Como o que importava era a obtenção da resistência característica (f_{ck}), o que foi conseguido aliás com certa folga, tolerou-se o fato em questão.

Outro fato a ser considerado é a correção feita no desvio padrão S_n obtendo-se o desvio padrão de dosagem S_d , correção esta maior quanto menor for o número de amostras. Fazendo-se ainda um agrupamento dos desvios padrões S_n para os concretos $f_{ck} = 180$ e 240 kgf/cm^2 , através da fórmula:

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum N_i S_{ni}^2}{\sum N_i}}$$

Teremos o descrito na tabela seguinte (considerando agora não traços isolados, mas o conjunto deles, para cada resistência característica).

Resistência Característica (f_{ck}) (kgf/cm^2)	Desvio Padrão			Desvio Padrão de Dosagem			Número de Amostra
	S_n (kgf/cm^2)			S_d (kgf/cm^2)			
	3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	
180 (traço em volume)	27,0	33,4	35,1	32,4	40,1	42,1	69
180 (traço em peso)	22,9	25,7	35,1	26,3	29,6	40,3	190
240	22,8	30,9	34,6	25,1	34,0	38,6	321

Através da tabela notou-se que o Desvio Padrão de dosagem (S_d) não foi elevado para o conjunto de traços de cada resistência. Assim sendo a adoção inicial para Desvio Padrão de dosagem de 40 kgf/cm^2 para traço em peso e 55 kgf/cm^2 para traço em volume foi satisfatória para essa Obra.

Verificou-se também a proximidade dos Desvios Padrões aos vinte e oito dias ($S_d = 40,3 \text{ kgf/cm}^2$ para os traços $f_{ck} = 180 \text{ kgf/cm}^2$ em peso, $S_d = 38,6 \text{ kgf/cm}^2$ para $f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$) para resistências diferentes, o que fortalece a NB-1/78 ao definir critérios de qualidade para resistência de dosagem através de Desvios Padrões e não mais através de coeficientes de variação conforme era preconizado pela NB-1/60.

Assim, para os Desvios Padrões obtidos tem-se os seguintes coeficientes de variação respectivos para as resistências estudadas:

$$f_{ck} = 180 \text{ kgf/cm}^2 \quad V = \frac{sd \times 100}{f_{cj}} = \frac{40,3 \times 100}{402} = 10,2\%$$

$$f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2 \quad V = \frac{sd \times 100}{f_{cj}} = \frac{38,6 \times 100}{468} = 8,25\%$$

Nota-se portanto que o coeficiente de variação diminui com o aumento de resistência.

Para a resistência $f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$ tem-se o mesmo f_{cj} , utilizando tanto a NB-1/60 como a NB-1/78. Para resistências acima $f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$ o uso do coeficiente de variação torna-se antieconômico e para valores abaixo seu uso está contra a segurança, ou seja:

$$p/f_{ck} > 200 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow f_{cj}(\text{NB-1/78}) < f_{cj}(\text{NB-1/60})$$

$$p/f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow f_{cj}(\text{NB-1/78}) = f_{cj}(\text{NB-1/60})$$

$$p/f_{ck} < 200 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow f_{cj}(\text{NB-1/78}) > f_{cj}(\text{NB-1/60})$$

Outra ocorrência observada foi o aumento do Desvio Padrão com a idade de ruptura dos corpos de prova. Apesar dos dados insuficientes para uma afirmativa precisa, acredita-se estar a favor da segurança assumindo-se o valor de 90% do Desvio Padrão aos 28 dias para a idade aos 7 dias e o valor de 80% do mesmo para a idade aos 3 dias.

4.1.3.2 - Módulo de Elasticidade (Módulo de Deformação Longitudinal do concreto).

A Projetista não especificou valores de módulo de elasticidade para as vigas pré-moldadas, tínhamos apenas as resistências características nas idades de 7 e 28 dias, épocas em que estavam previstas as duas etapas de protensão. Por motivo de cronograma e de acordo com a Projetista foram mudadas as datas dessas etapas para 3 e 7 dias. A Fiscalização pediu então que se fixasse os módulos de elasticidade para as referidas idades e questionou acerca da Relaxação do Concreto devida a Fluência. Quanto aos módulos de elasticidade ficaram definidos os valores

$E_{c_3} = 250.000 \text{ kgf/cm}^2$ e $E_{c_7} = 320.000 \text{ kgf/cm}^2$, e com relação a Relaxação do Concreto, a Projetista não se preocupou, afirmando já estar prevista no cálculo.

Foram realizados ensaios para verificação do módulo de elasticidade, e como alguns resultados ficaram duvidosos, estes foram desprezados nas primeiras médias para obtenção de um coeficiente que pudesse criar uma lei de formação, podendo-se então escolher entre os resultados duvidosos, os valores mais adequados. A tabela abaixo mostra os resultados obtidos.

Traço	Número de Amostras Duvidosas	Número de Amostras	Média dos Resultados (kgf/cm ²)				Equações	
			F_{c_3}	F_{c_7}	E_{c_3} (x10 ³)	E_{c_7} (x10 ³)	3 dias	7 dias
19-8B	04	50	273	368	346	392	$E = 20940 \sqrt{f_c}$	$E = 20410 \sqrt{f_c}$
25-8B	16	56	287	374	369	423	$E = 21780 \sqrt{f_c}$	$E = 21870 \sqrt{f_c}$

No traço 25-8B foi possível aproveitar doze amostras duvidosas; no traço 19-8B, nenhuma. Com as novas amostras foi feito o controle estatístico que se encontra resumido na tabela abaixo.

Traço	Número de Amostras	3 dias (10 ³ x kgf/cm ²)			7 dias (10 ³ x kgf/cm ²)		
		Média	Característica	Desvio Padrão	Média	Característica	Desvio Padrão
19-8B	50	346	302	26,4	392	345,1	28,4
19-8B/1	25	339	—	—	402	—	—
25-8B	68	375	321	32,4	422	376,0	27,9
25-8B/1	3	335	—	—	442	—	—

Já se previa resultados satisfatórios porque se a resistência atendia, como consequência, o módulo também atenderia, isto porque segundo a NB-1/80, item 8.2.5, tem-se que: $E_c = 21.000 \sqrt{f_{c_j}}$ e $f_{c_j} = f_{c_k} + 35 \text{kgf/cm}^2$.

Daí para as resistências características aos 3 dias (160kgf/cm^2) e aos 7 dias (240kgf/cm^2), tem-se:

- Aos 3 dias $E_c = 21.000 \sqrt{195} \cong 295.000 \text{kgf/cm}^2$;
 - Aos 7 dias $E_c = 21.000 \sqrt{275} \cong 350.000 \text{kgf/cm}^2$,
- valores maiores que o especificado pela Projetista, mas menores que os obtidos na Obra.

É interessante a verificação da validade da equação $E_c = 21.000 f_c$, tendo em vista o baixo valor obtido para o Desvio Padrão (Sd), ao se comparar a fórmula do item 8.3.1.2 com a do 8.2.5, conforme segue:

$$f_{c_k} + 1,65S_d = f_{c_k} + 35 \Rightarrow S_d \cong 21 \text{kgf/cm}^2$$

Estudando-se a equação $E_c = k \sqrt{f_{c_j}}$ e fazendo-se $\sqrt{f_{c_j}} = x$ tem-se uma equação linear $E_c = kx$ e os valores podem ser estudados através de regressão linear, pelo método dos mínimos quadrados.

A seguir tem-se as tabelas divididas por classes de resistência e seus respectivos módulos de elasticidade, juntamente com os gráficos correspondentes, onde se procura determinar o coeficiente k a partir dos dados de f_{c_j} e E_c obtidos na Obra.

Nota-se que o valor de $k = 21 \times 10^3$ foi conseguido, o que equivale dizer que a norma NB-1/78 em seu item 8.2.5 está um pouco conservadora quanto ao Desvio Padrão, ou seja, fixa um E_c que fatalmente se obterá, tendo em vista que o f_{c_j} de dosagem através da fórmula do item 8.3.2.1 é superior ao f_{c_j} empregado na fórmula do item 8.2.5. O mais coerente seria utilizar o item 8.3.1.2 para calcular f_{c_j} e usá-lo na fórmula $E_c = k \sqrt{f_{c_j}}$

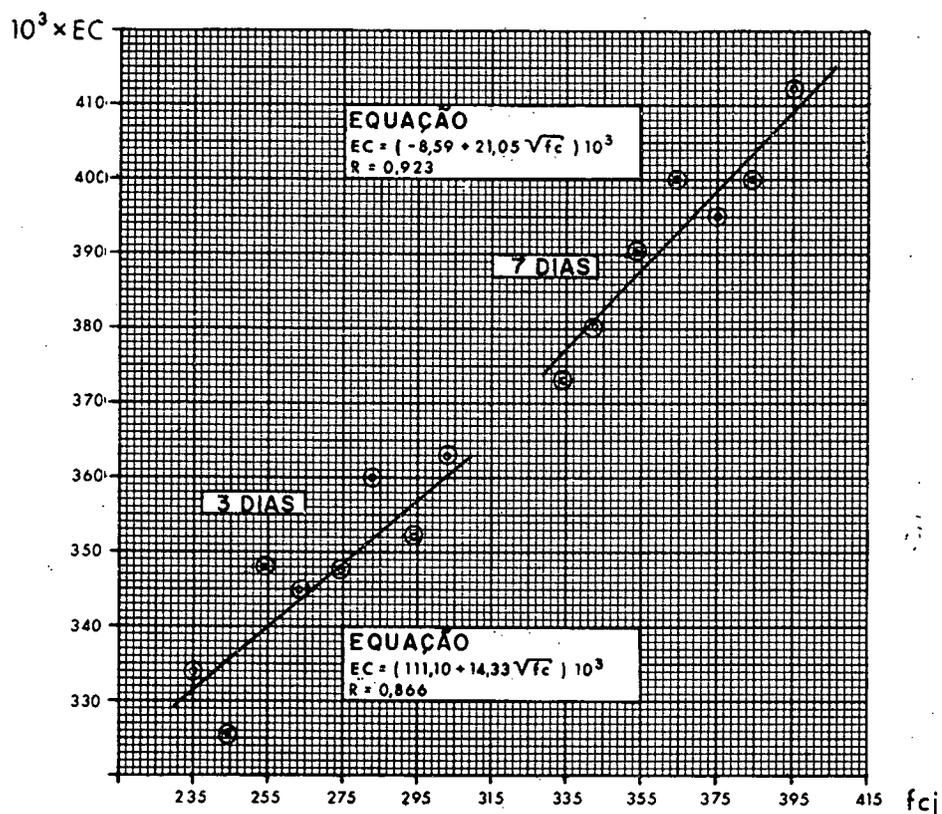
Analisando-se ainda os valores de E_c obtidos na Obra, constatou-se o seguinte:

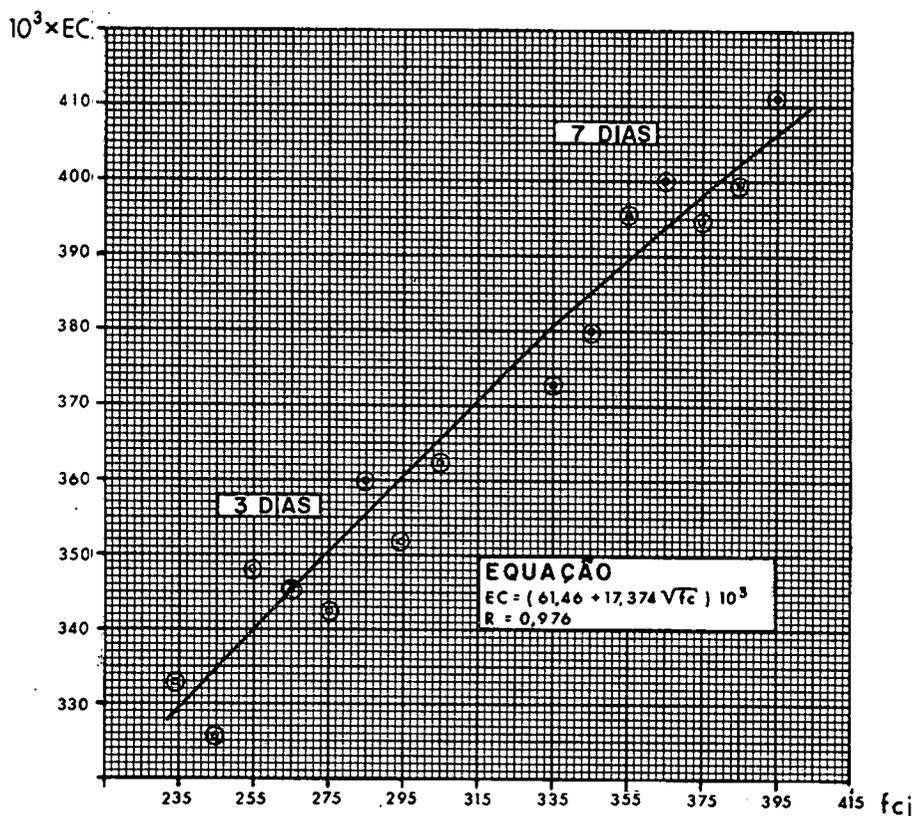
- O Desvio Padrão obtido é aproximadamente 75% do Desvio Padrão das resistências de dosagem (40kgf/cm^2), podendo-se então definir um módulo de elasticidade característico desprezando-se um quantil de 5%, ou seja:

$$E_{c_k} = E_{c_j} - (1,65 \times 0,75 \times 40);$$

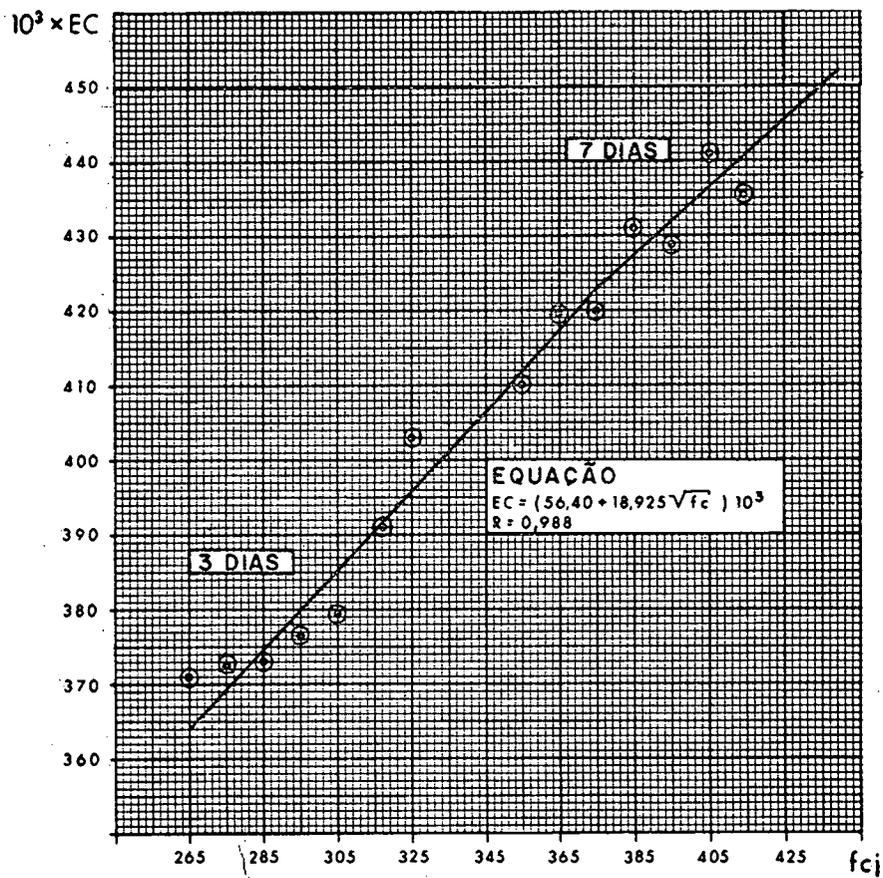
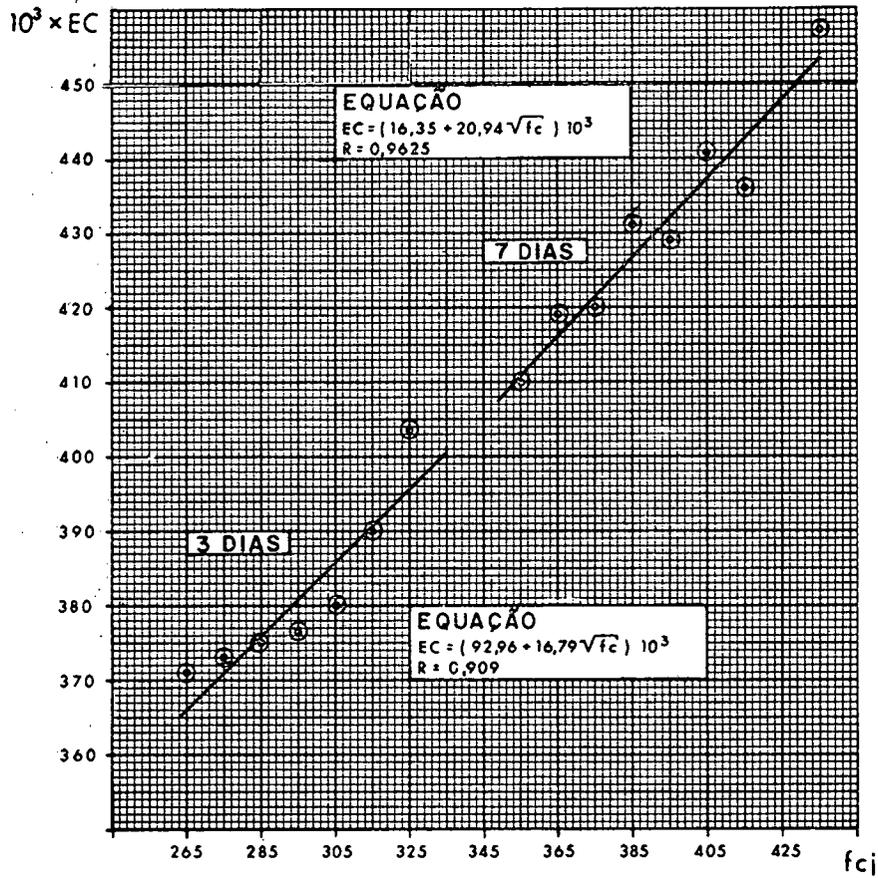
- Os valores de k quando se utilizar concretos com britas n.º 1 e 2 são aproximadamente 5% maiores que os de concretos somente com brita 1, conforme tabelas da folha n.º 25 e 26
- O valor de k não varia com a idade conforme se observou nos dois concretos, sendo que as curvas com a regressão total tiveram o coeficiente de correlação mais satisfatório que as curvas individuais por idade, conforme gráficos das folhas n.º 25, 26 e 27

TRAÇO 19-8B								
Idade	Classe da Resistência	Resistência Média da Classe	$\sqrt{f_{cj}}$ ①	-Modulo de Elasticidade				k ② ÷ ① (x 10 ³)
				Número dos Eventos	Médio dos Eventos (10 ³ kgf/cm ²)	Correspondente da Regressão por Idade	Correspondente da Regressão Total ②*	
3 dias	230-239	235	15,33	6	334	330,8	327,8	21,38
	240-249	245	15,63	4	326	335,1	333,0	21,31
	250-259	255	15,97	5	348	340,0	338,9	21,22
	260-269	265	16,28	10	345	344,5	344,3	21,15
	270-279	275	16,58	6	343	348,8	349,5	21,10
	280-289	285	16,88	6	360	353,1	354,7	21,01
	290-299	295	17,18	6	352	357,4	359,9	20,95
7 dias	300-309	305	17,46	2	363	361,7	364,8	20,89
	330-339	335	18,30	8	373	376,1	379,4	20,73
	340-349	345	18,57	5	380	382,4	384,1	20,68
	350-359	355	18,84	6	395	388,1	388,8	20,64
	360-369	365	19,10	8	400	393,3	393,6	20,59
	370-379	375	19,36	8	395	399,0	397,8	20,55
	380-389	385	19,62	6	400	404,5	402,3	20,50
Média	-	-	-	-	-	-	-	20,88
Nota	♦ A regressão total engloba numa só curva, as regressões aos 3 dias e aos 7 dias.							





TRAÇO 25-8B								
Idade	Classe da Resistência	Resistência Média da Classe	$\sqrt{f_{c_j}}$ ①	Módulo de Elasticidade				k ② ÷ ① (x 10 ³)
				Número dos Eventos	Médio dos Eventos	Regressão por Idade	Regressão Total ②*	
(kgf/cm ²)	fcj(kgf/cm ²)							
3 dias	260-269	265	16,28	8	371	364,4	364,5	22,39
	270-279	275	16,58	8	373	371,4	370,1	22,32
	280-289	285	16,88	11	374	376,5	375,8	22,26
	290-299	295	17,18	12	377	381,5	381,5	22,21
	300-309	305	17,46	7	380	386,2	386,8	22,15
	310-319	315	17,75	5	391	391,0	392,3	22,10
	320-329	325	18,03	6	403	395,0	397,6	22,05
7 dias	350-359	355	18,84	16	410	410,9	412,9	21,92
	360-369	365	19,10	6	419	416,3	417,8	21,87
	370-379	375	19,36	8	420	421,8	422,7	21,83
	380-389	385	19,62	6	431	427,3	427,7	21,80
	390-399	395	19,87	9	429	432,5	432,4	21,76
	400-409	405	20,12	4	441	437,8	437,1	21,72
	410-419	415	20,37	6	436	443,0	441,8	21,69
Média	-	-	-	-	-	-	-	21,98
Nota	* A regressão total engloba, numa só curva, as regressões aos 3 e aos 7 dias.							



4.1.3.3 - Resistência à Tração.

Os ensaios de resistência à tração foram feitos para o concreto do pavimento. Além dos ensaios de Tração na Flexão e Tração por Compressão Diametral também foram feitos ensaios de Compressão Axial. A Projetista especificou uma resistência à tração na flexão de 45kgf/cm² aos 28 dias.

A tabela abaixo mostra o resumo dos resultados.

Ensaio	Compressão Axial	Tração por Compressão Diametral	Tração na Flexão
	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
Resistência Média	511	43,7	60,7
Desvio Padrão	34,2	5,5	6,9
Resistência Característica	482	39,0	54,8

Tentou-se correlacionar os resultados dos três tipos de ensaios, não se conseguindo, porém, devido à sua pequena quantidade. Nota-se, contudo, que os resultados obtidos foram satisfatórios.

4.2 - Aços para armadura de concreto armado.

Foram recebidas durante a construção da Ponte, partidas de barras de aço das Siderúrgicas: Metalúrgicas Nacional S.A.; Gerdau S.A., Dedini S.A., J.L. Aliperti S.A. e Diferral.

As amostras foram coletadas no pátio de armação durante o descarregamento dos veículos e os lotes separados de acordo com as categorias e bitolas, a saber:

P1 = 0,5 Ø - para categorias inferiores à CA-40;

P2 = 0,3 Ø - para categorias iguais ou superiores à CA-40.

Sendo P1 e P2 o peso dos lotes (em toneladas) representados por uma amostra, e o diâmetro da amostra (em mm).

Para coleta das amostras foram seguidos os procedimentos da EB-3/78, a saber:

O material foi separado por lotes, conforme descrito acima.

De cada lote foi retirada uma barra e extraído da extremidade um segmento de 2,20m de comprimento. Os 20cm da parte externa (ponta da barra) foram desprezados.

Durante e após a realização dos ensaios, os lotes eram pintados nas extremidades, obedecendo o seguinte esquema:

- a) Amarelo - em ensaio;
- b) Vermelho - rejeitado;
- c) Branco - liberado.

A liberação foi feita analisando-se separadamente cada lote. Para melhor conhecimento do material reuniu-se os resultados dos ensaios por categoria e por bitola e calculou-se a média. Os resultados estão na tabela da folha seguinte.

<i>Categoria</i>	<i>Bitola (mm)</i>	<i>Número de Amostras</i>	<i>Tensão de Escoamento</i>	<i>Tensão de Ruptura</i>	<i>σ_r / σ_e</i>	<i>Alongamento 10 D</i>
CA-60	4,2	07	—	87,3	—	10,3
CA-60	6,3	10	—	79,5	—	13,6
CA-60	7,0	04	—	85,0	—	10,8
CA-50	6,3	11	53,9	72,7	1,3	26,9
CA-50	8,0	27	52,7	77,9	1,5	17,4
CA-50	10,0	31	55,0	84,9	1,5	15,1
CA-50	12,5	15	52,8	83,8	1,6	14,5
CA-50	16,0	07	52,4	82,6	1,6	14,6
CA-50	20,0	03	52,2	83,2	1,6	15,5
CA-50	25,0	44	53,9	85,8	1,6	12,7

Todo aço aplicado na Obra teve sempre a aprovação da Fiscalização.

Dos lotes amostrados e ensaiados todos atenderam a EB-3/78, exceção feita para os seguintes:

- Os lotes 13 e 156 não apresentaram Tensão de Escoamento;
- Os lotes 91, 158, 159, 160 e 162, apresentaram Tensão de Escoamento abaixo do mínimo especificado pela EB-3/78.

Os lotes acima referidos foram rejeitados para uso em concreto com função estrutural.

4.3 - Cordoalhas e fios para concreto protendido.

As cordoalhas recebidas e utilizadas foram todas de designação C.P. - 175 - RN-12,7, enquanto que os fios eram o C.P. - 150 - RB-7.

As amostras de cordoalhas e fios eram coletadas da seguinte maneira: a cada rolo de cordoalha ou três rolos de fio era retirada uma amostra segundo a EB-3/78.

Durante ou após a realização dos ensaios eram colocados nos lotes plaquetas com os seguintes dizeres: "Em ensaio", "Rejeitado" ou "Liberado".

Analisadas de acordo com a P - EB - 781/75, as amostras comportaram-se da seguinte maneira:

a) Os resultados de fios foram satisfatórios.

b) Os resultados de cordoalhas foram satisfatórios, exceção feita aos seguintes casos:

- Peso por metro linear.

As amostras 79, 79R1, 135, 136 e 138 apresentaram peso por metro linear abaixo do mínimo especificado;

- Carga a 1% de alongamento.

As amostras 25R1, 79 e 79R1 apresentaram valores abaixo do especificado;

- Alongamento sob carga.

As amostras 25R1, 25R2, 31, 53 e 118 apresentaram valores abaixo do especificado, porém a ruptura ocorreu na garra;

As amostras 53R1, 53R2, 101R2, 114, 128R2 e 143 apresentaram valores abaixo do especificado e a ruptura localizou-se no meio;

- Módulo de Elasticidade.

As amostras 27 e 54R1 apresentaram valores elevados.

- Estricção

As amostras 25R1, 25R2, 76R1, 79R1 e 99R1 apresentaram valores abaixo do mínimo especificado.

Foram rejeitados apenas os lotes correspondentes as amostras 25, 53 e 79, sendo que os demais foram consideradas em condições de uso.

4.4 - Aparelhos de apoio de Elastômeros armados.

O elastômero armado usado foi a almofada de Neoprene fretado da "Mepel", com dureza Shore A igual a 60 ± 5 .

Para verificar o desempenho do material foram realizados ensaios seguindo instrução da "Especificação de Materiais e Serviços" da Projetista da Ponte, exceção feita ao item 2.1.4 referente a Ciclagem em Câmara de Ozônio.

Os resultados dos ensaios encontram-se no relatório C-19/79 do EPL/C, onde se constata que no ensaio de cisalhamento ocorreu um deslocamento de aproximadamente 1cm para a tensão tangencial de 10kgf/cm^2 . Após o ensaio a ligação elastômero-aço apresentou rasgamento e deslocamento total da capa protetora. Os demais ensaios apresentaram resultados dentro das especificações.

O referido relatório foi enviado à Projetista que liberou o material para uso, sem restrições, o que foi feito.

4.5 - Calda para injeção em bainhas de protensão.

Neste item se analisa o material usado e também sua aplicação nas peças. Foram injetadas bainhas das vigas, Transversinas e Lajes.

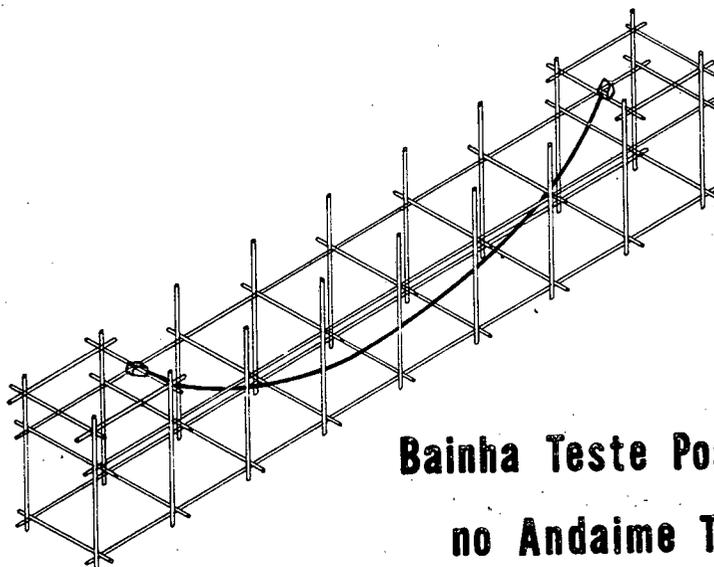
O volume teórico de calda injetado foi de 49.848ℓ para as vigas, 3.482ℓ para as Transversinas e 11.872ℓ para as Lajes.

4.5.1 - Estudos preliminares.

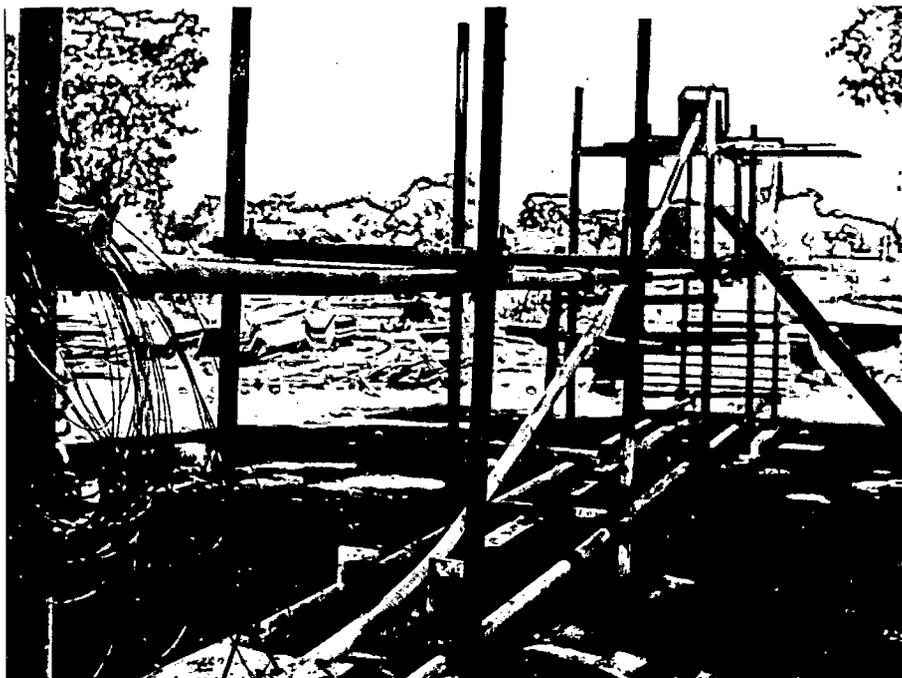
Foram feitos testes prévios para verificar o comportamento da calda quando injetada com a bomba disponível na Obra e que visaram também estudar a influência da pressão de injeção (mantida até o endurecimento da calda) na sedimentação. A calda usada para o teste foi a seguinte:

Fator água/cimento	0,38
Porcentagem de aditivo plastificante (BV-40 da Sika)	1,00%
Fluidez no cone de Marsh	9,50seg

Montou-se sobre andaimes tubulares uma bainha real com a curvatura máxima do projeto de bainhas das vigas, preenchida por cordoalhas não protendidas. Para simular o concreto envoltório e garantir a vedação da bainha, esta foi revestida com um tubo de PVC de 3" de diâmetro e o espaço entre a bainha e o tubo foi preenchido com calda. Nas extremidades foram colocadas mangueiras plásticas de 3/8", ligando-se assim o interior da bainha com o ambiente externo.



**Bainha Teste Posicionada
no Andaime Tubular**



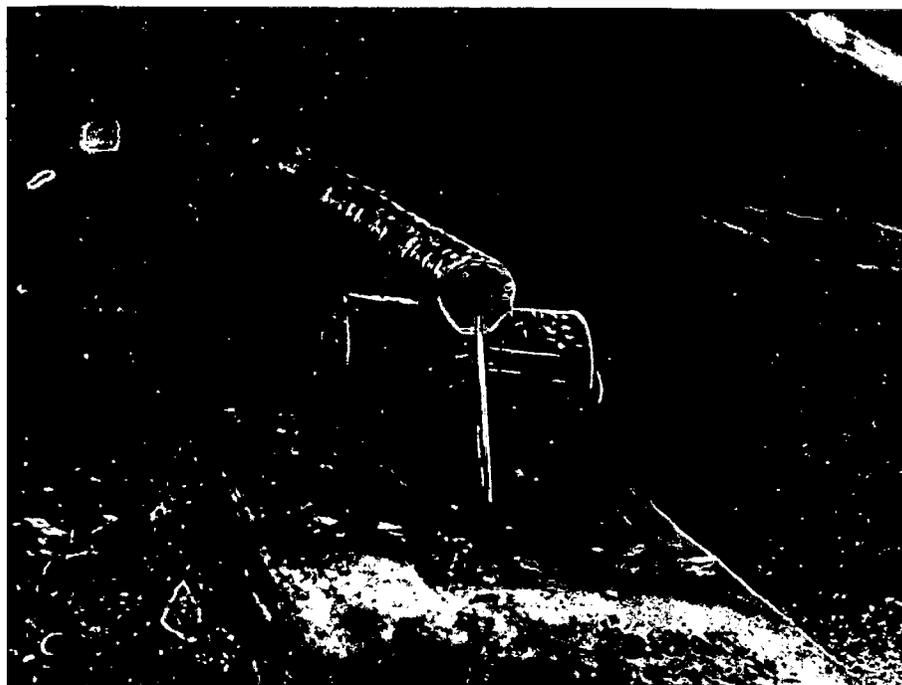
Bainha-teste antes de ficar embutida no PVC, posicionada no andaime tubular.

Uma semana após ter sido injetada com uma pressão de 4 a 5kgf/cm² e estrangulada com pressão de 8kgf/cm², a bainha foi serrada em várias seções para verificar o comportamento da calda quanto aos vazios. A foto abaixo, mostra os resultados obtidos, podendo-se notar a ausência de vazios e de sedimentação, o que atesta a importância da manutenção da pressão até o endurecimento da calda que aumenta, sobremaneira a eficiência da injeção.



Seção da bainha injetada e estrangulada com 8 kgf/cm² de pressão.

Para comparação, foi feita uma outra injeção estrangulando-se agora com pressão zero. A bainha ficou na horizontal, e para vedação foi usada Fita Crepe e pintura com Resina Epoxi. Após a injeção a bainha foi serrada, como mostra a foto da folha seguinte.



Bainha injetada e estrangulada sem pressão.

Nota-se na foto anterior que no topo superior da bainha ficou um vazio; comprovou-se que a diferença fundamental entre os dois testes foi devido a pressão de 8kgf/cm^2 no estrangulamento, efetuada no primeiro teste.

Para confirmação da importância da pressão de estrangulamento foi feito mais um teste em dois tubos verticais de PVC de 3" de diâmetro e 6m de altura. Foi injetada calda de baixo para cima, sendo que somente um dos tubos era vedado na extremidade superior, com saída de mangueira plástica de 3/8", ficando o outro tubo com a extremidade aberta. As fotos a seguir mostram os tubos após o endurecimento da calda.



Tubo vertical injetado e estrangulado com pressão de 10kgf/cm^2 .



Tubo vertical injetado sem pressão.

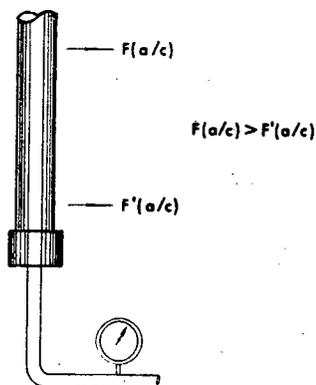
O tubo injetado sem pressão teve uma sedimentação de 2cm e o tubo injetado com pressão de 10kgf/cm² ficou cheio de calda inclusive até a mangueira de 3/8" colocada para o estrangulamento.

A hipótese que poderia explicar o fenômeno consistiria em dois fatos advindos da introdução de pressão durante a injeção e sua posterior manutenção, conforme segue.

- 1º fato: Mudanças na relação água/cimento provocadas pelo ato de injetar e conseqüente estrangulamento. Assim, analisando o caso do tubo vertical ocorreria o seguinte:

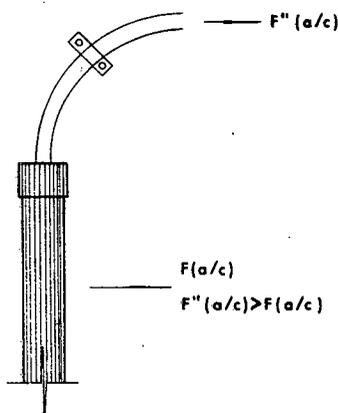
a) Antes do Estrangulamento.

Durante a injeção há uma tendência de "empurrar" mais água livre para cima, já que se injetou de baixo para cima, e assim na parte superior se terá um fator água/cimento maior que o da parte inferior, tendo portanto, uma calda potencialmente mais disposta a exsudar, fato este comprovado no tubo testado sem pressão (condição análoga à situação antes do estrangulamento).



b) Durante o Estrangulamento.

Como o processo de estrangulamento não é instantâneo, a calda que sai do respiro tem um fator água/cimento mais alto que a calda que está dentro do tubo, também devido a tendência de "empurramento" da água livre.



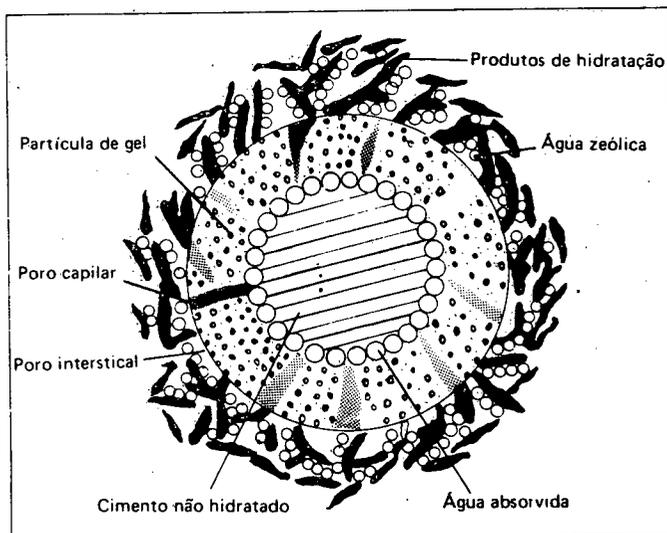
Resumindo os itens a e b, tem-se que o fator água/cimento da calda no tubo após estrangulado é menor do que o da mistura antes de injetar ($f''(a/c) > f'(a/c)$).

c) Após o Estrangulamento.

Com a manutenção da pressão, haveria uma tendência de reorganização da mistura para se tornar mais homogênea e igualar o fator água/cimento ao longo do tubo, formando-se assim um fluxo contrário a exsudação, porque havia anteriormente mais água na parte superior do tubo, a qual tenderia a descer.

2.º fato: O aumento da pressão gera um novo equilíbrio na tensão superficial de água livre da pasta, e este novo equilíbrio origina dois fatos:

O primeiro, aumento substancial da água absorvida, ocasionando um pequeno aumento no coloide e o segundo, com o aumento da água absorvida ocorre uma redistribuição da água livre na pasta e conseqüente pulverização e/ou estrangulamento dos poros capilares, os quais deixam de ser caminhos preferenciais, facilitando assim a formação de um conjunto coeso e estável, deixando de ocorrer fluxos de água. ①

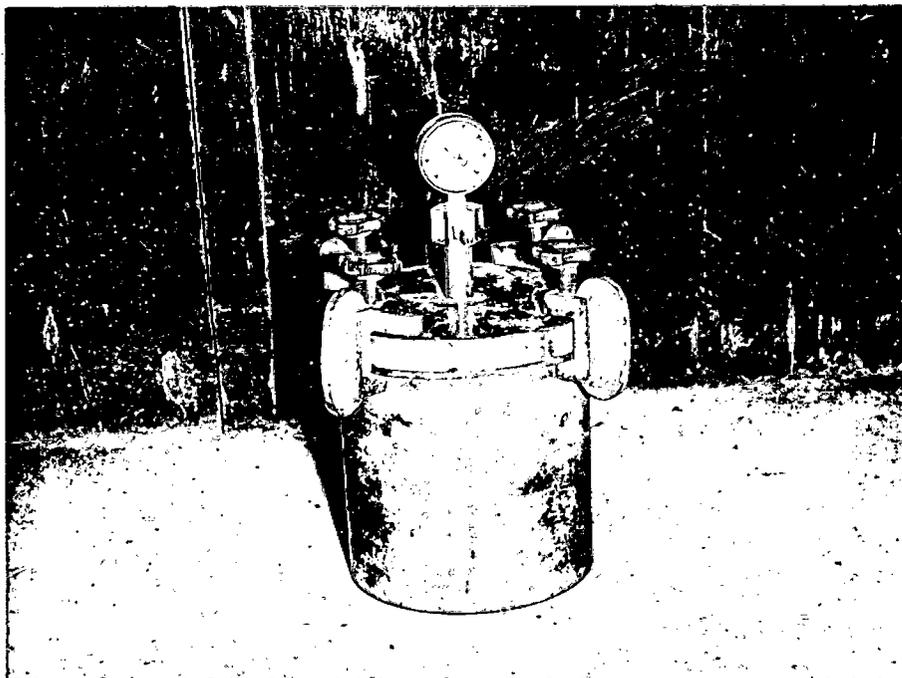


Com o aumento substancial da água absorvida e a redução dos Poros Capilares há inibição da sedimentação evitando a retração hidráulica ou por secagem.

① "A água evaporável (água livre) pode apresentar-se absorvida à superfície do cimento devido ao fenômeno explicado pelas forças de Van der Waals. Esta água é reversível e pode retornar, dependendo da tensão superficial. Parte da água absorvida é mantida entre certos planos dos cristais e é chamada água Zeólica" (extraído do artigo "Como se pode fazer o concreto impermeável?", de L.A. Falcão Bauer e M.A. Noronha, da revista Construção Pesada).

Tentando explicar o fenômeno foram feitos testes, que consistiram em moldar séries de três corpos de prova para serem rompidos nas idades de 3 e 7 dias, sendo que uma série foi submetida à pressão de aproximadamente 10kgf/cm² durante 24 horas e outra ficou com a pressão ambiente.

Para se aplicar nos seis corpos de prova (três para três dias e três para sete dias) a pressão de 10kgf/cm², adaptou-se o aparelho de ar incorporado, segundo foto abaixo.



Aparelho para aplicar pressão.

Os corpos de prova foram moldados fora da pressão e após moldados foram colocados dentro do aparelho. Neste processo perdeu-se um pouco da eficiência de pressão, pois no período compreendido entre a moldagem até a aplicação de pressão a calda ficou sem pressão, ocorrendo alguma sedimentação. Mais interessante seria injetar um tubo (diâmetro maior que 5cm) sob pressão e, após a cura, extrair os corpos de prova.



Moldagem dos corpos de prova.

O resultado dos ensaios encontram-se no quadro abaixo:

Teste	Idade: 3 dias		Idade: 7 dias	
	Sem Pressão	Com Pressão	Sem Pressão	Com Pressão
	Tensão Média (kgf/cm ²)			
1º	415	397	527	461
2º	345	374	489	474
3º	367	385	469	436
Média	380	376	495	457

Pelos resultados obtidos verifica-se que houve um decréscimo de resistência quando da aplicação da pressão. O fato se dá devido à majoração das moléculas, criando uma maior facilidade ao deslizamento relativo (maiores braços de alavanca).

Portanto, tem-se o seguinte, resumindo todo o exposto:

Primeiro: A minoração da resistência é justificada pela majoração da molécula.

Segundo: A majoração da molécula é devida ao aumento da água absorvida.

Terceiro: O aumento da água absorvida também provoca a redução dos poros capilares, inibindo a sedimentação.

4.5.2 - Valores obtidos na Execução da Injeção.

Com os conceitos obtidos nos testes, foram definidas as diretrizes da injeção, seguindo-se ainda as especificações da Projetista e aproveitando-se também a experiência anterior da Fiscalização da CESP acumulada em Ilha Solteira.

Foram usados na Obra dois tipos de calda, descritas abaixo:

Calda A

- Fator água/cimento 0,38
- Percentagem de aditivo plastificante (BV-40 da Sika) 1,00%

Calda B

- Fator água/cimento 0,40
- Percentagem de aditivo plastificante (BV-40 da Sika) 0,60%

Durante a execução da injeção dos cabos da Ponte foram feitos vários ensaios levando-se em conta as especificações da Projetista e considerando-se três aspectos: resistência à compressão, fluidez e exsudação das caldas.

4.5.2.1 - Resistência a Compressão.

A Projetista previu uma resistência característica (f_{ck}) aos vinte e oito dias superior a 300kgf/cm², e valores obtidos em ensaios de compressão axial, em corpos de prova cilíndricos de 5cm de diâmetro e 10cm de altura, estão na tabela seguinte.

Tipo de Calda	Parâmetros estatísticos (kgf/cm ²)	Número de Amostras	Idade em dias		
			3	7	28
A	Resistência Média	40	347	458	603
	Desvio Padrão (Sn)		50,5	63,0	79,7
	Desvio Padrão de Dosagem (Sd)		63,0	78,0	99,6
	Resistência Característica		243	328	438
	Desvio Padrão do Ensaio		5,1	6,3	7,2
B	Resistência Média	18	332	478	650
	Desvio Padrão (Sn)		50,3	61,0	75,3
	Desvio Padrão de Dosagem (Sd)		—	—	—
	Resistência Característica		—	—	—
	Desvio Padrão do Ensaio		10,7	49,0	19,9

Do quadro acima pode-se concluir o seguinte:

- a) As duas caldas se comportaram muito além do especificado quanto à resistência característica. Mesmo a Calda B, que não teve número suficiente de amostras para cálculo estatístico, mostrou-se eficiente, haja vista o elevado Desvio Padrão de Dosagem obtido a partir da Resistência Média Estimada e da Resistência de Projeto ou seja:

$$650 = 300 + 1,65sd \quad \Rightarrow \quad sd = 212\text{kgf/cm}^2$$

- b) Obteve-se altos valores de Desvios Padrões, tanto do ensaio como das amostras. Este fenômeno ocorre em função da heterogeneidade do corpo de prova devido à sedimentação. Existem artifícios que poderiam minimizar esta ocorrência, mas, como não estão normalizados, por enquanto é conveniente fazer uma correção no desvio padrão, como se explica a seguir: Para os conjuntos das duas caldas o desvio padrão foi:

$$S_n = \sqrt{\frac{40 \times 79,7^2 + 18 \times 75,3^2}{58}} = 78,0 \text{ kgf/cm}^2$$

Em estudo feito para a mesma Ponte, usando-se o mesmo cimento, notou-se que o Desvio Padrão para o concreto foi em torno de 35kgf/cm², e para a pasta obteve-se o valor de 78kgf/cm². A razão entre os dois desvios padrão foi de 2,2, o que leva a sugerir que a Resistência de Dosagem para a calda tenha o mesmo tratamento que a do concreto, porém no controle se use metade do valor de Sn obtido nos ensaios, porque a sedimentação que existe no ensaio fica inibida na injeção da bainha devido a pressão aplicada no estrangulamento, sendo então, a variação de resistência no campo menor que nos ensaios.

4.5.2.2 - Fluidez.

A Projetista especificou o tempo da passagem de um litro de pasta através do funil Marsh entre 13 a 25 segundos.

A calda A, na entrada do cabo teve, em média, o tempo 9,4 segundos, e a Calda B, 8,7 segundos. A alta fluidez se deu em função da quantidade de plastificante, o que ajuda a viscosidade, sendo um aspecto positivo.

Foi mantida na saída do cabo uma diferença de fluidez de no máximo 10% em relação à entrada e o tempo obtido foi em média de 8,9 segundos para a Calda A e 8,3 segundos para a Calda B.

4.5.2.3 - Exsudação.

A Projetista especificou que seu valor não deveria exceder a 2% do volume após três horas da mistura.

Para a Calda A se teve uma exsudação média de 1,28% tendo em média estabilizado em duas horas. A Calda B teve uma exsudação média de 2,15%, também estabilizando em duas horas. Este fato foi motivo para não se utilizar mais a Calda B. O ensaio de Exsudação foi realizado em paralelo com os trabalhos de injeção.

4.5.3 - Procedimento da Injeção.

A execução da injeção foi baseada na especificação da Projetista, e na experiência obtida em Ilha Solteira.

Os procedimentos básicos estão abaixo descritos.

4.5.3.1 - Preparo da Calda.

Foi usado um misturador cuja rotação era superior a 1500rpm.
A ordem de colocação dos materiais e tempos de mistura são descritos a seguir:

- a) Colocação total da água no agitador;
- b) Com o motor em movimento era colocado o cimento no período de um minuto, e após a colocação deixado em movimento durante mais dois minutos (total de três minutos);
- c) Sem desligar o motor, adicionava-se o aditivo e deixava-se em movimento mais dois minutos. O total da operação era de cinco minutos, portanto;
- d) Após a mistura, a pasta era coada e despejada concomitantemente em um recipiente onde era depositada pronta para ser injetada.

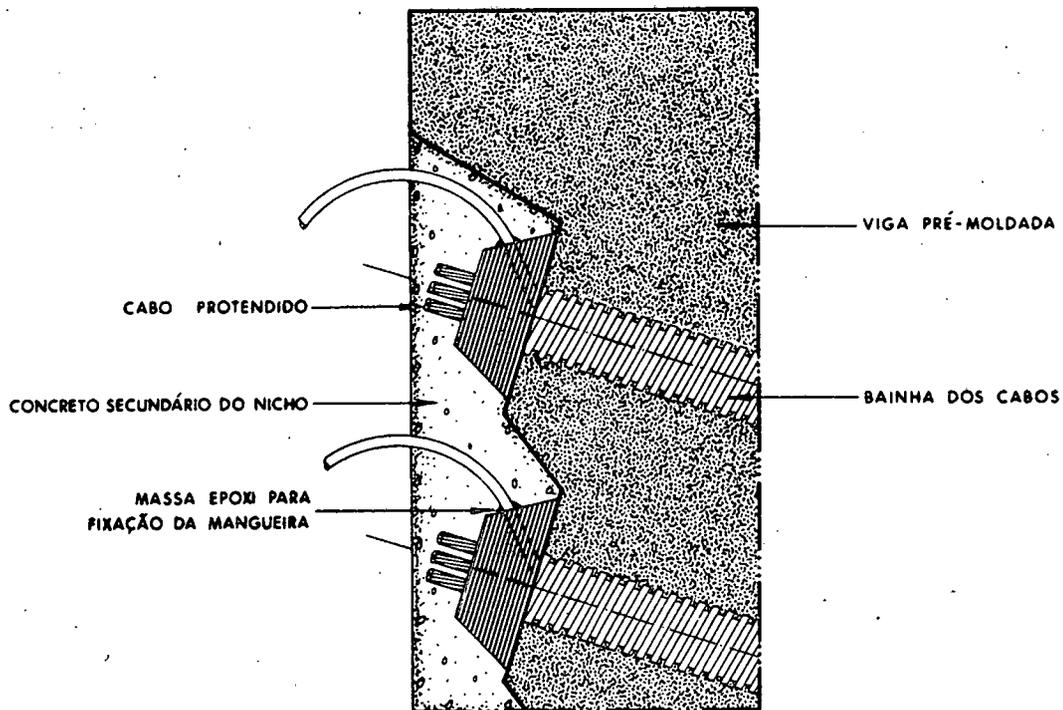


Agitador e depósito da pasta.

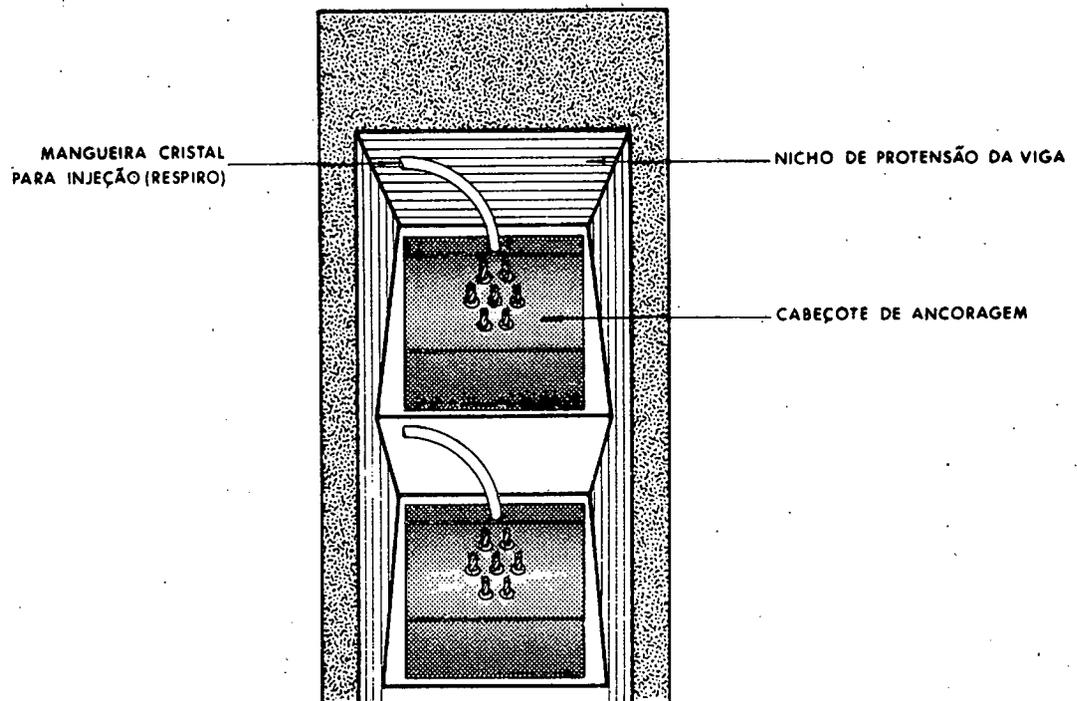
- e) Como não havia agitação mecânica no depósito, houve necessidade de se agitar manualmente a pasta, e o período máximo que esta ficou no depósito foi de quinze minutos.

4.5.3.2 - Estanqueidade da Bainha.

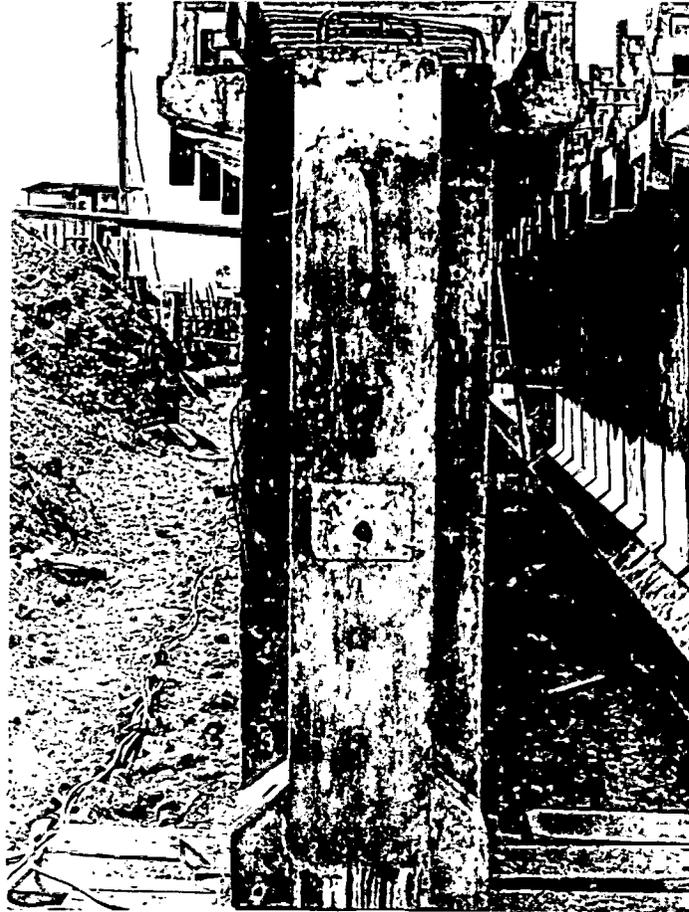
Visando a perfeita vedação na bainha para garantia da manutenção da pressão no seu interior, rejuntou-se com Durepoxi a saída da mangueira no cabeçote de ancoragem, após o que concretou-se o nicho, conforme indicado no desenho e fotos a seguir.



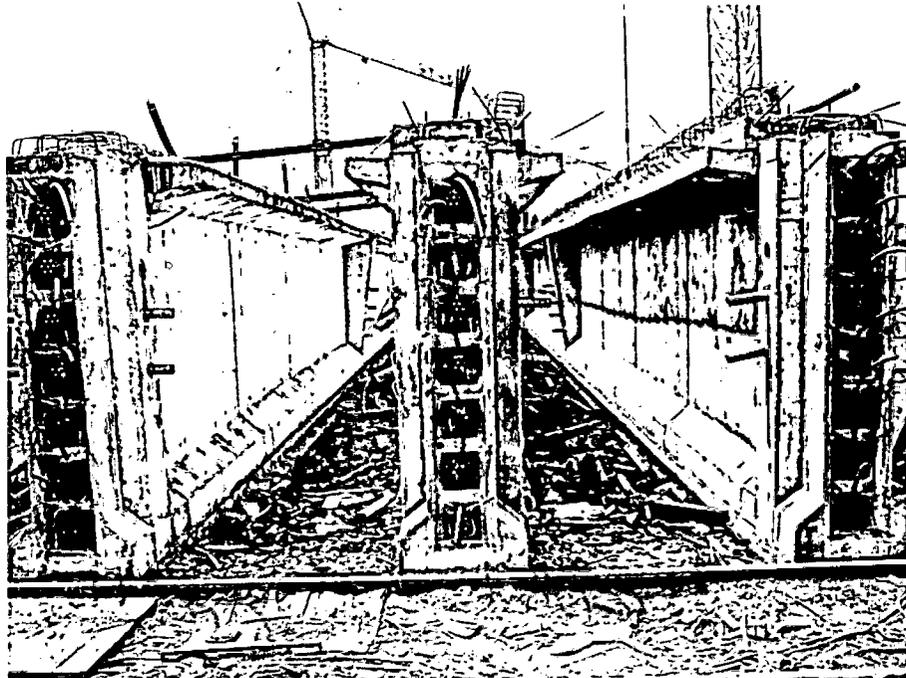
Detalhe do Concreto Secundário e Ancoragem



Detalhe do Nicho de Protensão



Nicho já com concreto secundário, e bainha pronta para receber a calda.



Aspecto do nicho do concreto secundário, já com a mangueira fixada com Durepoxi.

4.5.3.3 - Limpeza dos cabos.

Antes de se iniciar a injeção nos cabos protendidos, com os nichos de protensão já concretados, executava-se uma limpeza com água no interior das bainhas. Esta lavagem era necessária para retirada do óleo solúvel colocado no aço para protegê-lo de corrosão, além de eliminar eventuais materiais estranhos depositados no interior da bainha.

Quando a água de lavagem saía limpa, era indício de que a bainha estava em condição de receber a pasta. Em seguida era retirada toda a água de lavagem por meio de ar comprimido e injetada a calda, sem interrupção de trabalho.

Em princípio a Projetista não concordou que se tirasse a água de lavagem com ar comprimido, alegando que o ar poderia introduzir óleo do compressor nas bainhas, além de que as cordoalhas ficariam com as superfícies úmidas e poderiam sofrer corrosão. Essas restrições foram superadas com uma verificação apurada dos filtros de óleo do compressor e impondo-se a execução da injeção logo após a limpeza com ar.

Enquanto a calda não saísse da peça com sua fluidez normal, era rejeitada e lançada fora, pois vinha misturada com água de lavagem. Em injeções sem o uso de ar comprimido houve um aumento em torno de 12% tanto no tempo de operação como também no consumo de calda, o que comprova a utilidade de seu uso, desde que a injeção seja feita logo após.

Aproveitou-se a passagem do ar para verificação de eventuais vazamentos. Estrangulava-se os respiros de saída e aplicava-se pressão no manômetro até 8kgf/cm². Caso a pressão baixasse, era sinal de vazamentos. Tentava-se primeiramente localizar o vazamento com ar e, caso nada se detectasse, era injetada água sob pressão para nova verificação. Os vazamentos eram submetidos a reparos no sentido de vedá-los totalmente, após o que se reiniciavam os serviços normais.

4.5.3.4 - Período de Injeção.

No período compreendido entre dez e quinze horas foi evitado que se injetasse, devido a mudança na fluidez da calda com o aumento de temperatura.

4.5.3.5 - Respiros.

O espaçamento dos respiros foi de no máximo 14m. Quando existia mais que um respiro, estrangulamento era processado no sentido do mais perto para o mais distante da extremidade onde se injetava. A mangueira de respiro ficava sempre vertical após estrangulada, propiciando a verificação de sedimentação no próprio respiro, servindo assim como indicativo da qualidade da calda e da eficiência da expulsão da água de limpeza. Na obra em questão 99,7% dos respiros, após o corte, estavam totalmente cheios de pasta já endurecida.

Cumprе salientar a importância da qualidade da mangueira de respiro. A que teve comportamento mais adequado foi a mangueira 'Cristal' de $\varnothing 3/8''$, de parede de 2mm. Foi utilizada inicialmente a mangueira de Polietileno preta de $\varnothing 3/8''$ e 1mm de espessura com menor sucesso, tendo a Fiscalização vetado seu uso por se tornar quebradiça ao tempo e não suportar as pressões de injeção.

5 - Infra e Meso-Estruturas.

5.1 - Introdução.

Para os apoios da Ponte foram projetados tubulões com camisas de concreto armado, dada a ordem de grandeza das cargas estruturais, excetuando-se o apoio junto à ombreira da margem esquerda do Rio onde foi executada uma sapata corrida para distribuição das tensões na rocha alterada do local.

Cada um dos apoios distribuía as cargas para dois tubulões isolados, espaçados de (eixo a eixo) 7,25m no sentido transversal da Ponte; o diâmetro externo do fuste dos tubulões foi mantido inalterado (1,60m) em todos os apoios. Nos tubulões das margens foram previstas câmaras de trabalho para sua escavação,

onde a parede da camisa do fuste passava de 40cm para 20cm, nos primeiros 2,00m de camisa a serem cravados. A câmara de trabalho apresentava, portanto, o diâmetro interno igual a 1,20m, ao passo que a camisa do restante do fuste mantinha 40cm de parede, até a cota de arrasamento do tubulão. As bases dos tubulões das margens tinham o diâmetro de 3,50m, com altura de 1,65m.

Os apoios no leito do rio se diferenciam dos demais no que diz respeito à espessura da camisa do fuste, mantido constante e igual a 20 cm ao longo do trecho entre o engaste na base pré-moldada e sua cota de arrasamento acima do nível d'água do rio, bem como no emprego de bases pré-moldadas com altura e diâmetro iguais a 2,00m e 3,50m, respectivamente.

Após o apoio de cada base pré-moldada no topo rochoso, executou-se de acordo com o projeto, uma escavação interna à base com 75cm de profundidade, onde houve o engaste na rocha de quatorze chumbadores de aço CA-50 e diâmetro de 25mm.

A resistência característica do concreto estrutural de fundação aos vinte e oito dias foi estipulado igual ou superior a 180kgf/cm², sendo empregadas brita 1 e 2 para agregado de concreto, no diâmetro máximo de 25mm.

A tensão admissível da rocha de suporte dos tubulões foi fixada em 15kgf/cm².

Ao todo foram cravados trinta e dois tubulões, dois em cada um dos dezesseis apoios

5.2 - Processos executivos de cravação dos apoios das margens.

O processo empregado consistiu na cravação de camisas de concreto armado, de seção circular com diâmetro externo de 1,60m, vazadas, restando um espaço livre interno suficiente para a passagem de um operário, retirada do material da escavação e demais operações para concretagem dos tubulões. Foram concretados segmentos de camisa de 4,00m em 4,00m, sendo que no primeiro segmento havia em sua parte inferior uma câmara de trabalho com 2,00m de altura por 1,20m de diâmetro para a movimentação do operário.

No aterro de penetração da margem direita, as formas para moldagem das camisas foram montadas sobre a superfície do aterro de penetração, ao passo que, na margem esquerda, procedeu-se a escavação a céu aberto com profundidade de 1,50m e raio de 1,20m, aproximadamente, para o enraizamento da camisa. Tal escavação, denominada de escavação primária, atingiu unicamente a camada de material lançado para o aterro de penetração, evitando-se escavar nessa fase o subjacente material argiloso de várzea, uma vez que a montagem da forma das camisas seria facilitada com a escavação mantida a seco. Em seguida, concretava-se o primeiro segmento de 4,00m sobre a superfície, na margem direita, e sobre o fundo das escavações primárias, na margem esquerda. Foram deixados ferros de espera para ligação com o segundo segmento.

Para a totalidade dos tubulões das margens, atingiu-se o topo rochoso com apenas dois segmentos de camisa, o que veio a confirmar a previsão de rocha a pequena profundidade.

A execução da escavação primária na margem esquerda reduziu o volume de escavação a partir da câmara de trabalho, bem como facilitou sobremaneira o escoramento da camisa para arriação. As vigotas para guia do tubulão foram apoiadas contra as paredes da escavação primária, eliminando-se com esse procedimento, a construção de uma plataforma de eucalipto em torno das camisas, como foi executado nos quatro tubulões da margem direita. No último caso, as guias para arriação foram cunhadas contra a plataforma.

A desforma das camisas foi autorizada após as primeiras vinte e quatro horas, sendo raro as peças necessitarem de qualquer reparo. A resistência média estipulada para desforma foi de 80 kgf/cm².

Para a concretagem das camisas dos tubulões, foram montadas formas circulares de madeira com diâmetro interno de 1,60m, fracionadas em quatro partes, consistindo em sarrafos justapostos unidos entre si por braçadeira metálica a cada 80cm, até à altura total de 4,00m.

A montagem de formas para moldagem das camisas do apoio 1, no interior do aterro de encabeçamento da Ponte, somente foi autorizada após a execução do aterro. Essa exigência se prendeu à possibilidade de haver deslocamentos dos tubulões, caso se executasse o aterro após o término da infraestrutura do apoio. A cravação dessas camisas somente foi iniciada, depois de ser garantido seu confinamento lateral pelo alteamento do aterro.

Após a liberação de forma, armação e qualidade (tratamento de juntas, calafetação de formas, equipamentos, etc.), o lance de camisa era dado como pronto para a concretagem.

As juntas de concretagem dos segmentos de camisa foram tratadas por apicoamento manual da superfície com barras de aço. Como esse processo de tratamento de junta poderia possibilitar a quebra das bordas da camisa, foi acertado com a Empreiteira a fixação de um sarrafo de cota na borda externa da face superior de cada lance.

Esses sarrafos moldaram nessa posição um rebaixo (2cm no horizontal por 5cm de altura em torno da camisa), cuja superfície não seria tratada na concretagem do lance seguinte, delineando uma junta horizontal contínua e sem grandes irregularidades. O próximo lance se iniciava pelo lançamento de uma camada de argamassa com 5 cm de espessura, do mesmo traço de concreto utilizado, proporcionando bom acabamento da junta.

Como dito anteriormente, a única diferença entre os processos executivos dos tubulões cravados em cada margem, residiu na escavação primária adotada na margem esquerda e no processo de apoio para as guias que orientavam a arriação dos tubulões. Para apoio das guias dos quatro tubulões da margem direita, foram engastadas no aterro de penetração e terreno natural, plataformas de madeira, cada uma das quais com quatro montantes de eucalipto distantes da camisa cerca de 1,00m, locados segundo os vértices de um quadrado e contraventados. Dessa forma, as guias para cravação da camisa foram apoiadas contra essas plataformas e se constituíam de pranchões e vigotas de madeira. Tais guias foram posicionadas em quatro linhas verticais, diametralmente opostas entre si, segundo dois planos perpendiculares.

Antes de se liberar a cravação do primeiro segmento de camisa, a equipe de topografia retornava ao tubulão para conferir a sua locação e prumo. Iniciava-se, então, a escavação na câmara de trabalho e a descida da camisa pelo seu peso próprio, sucessivamente, até que o segmento se apresentasse totalmente cravado. Concretava-se então novo segmento de 4,00m, emendado ao primeiro, e assim sucessivamente até a cravação atingir uma profundidade abaixo do nível d'água, quando a infiltração de água para o interior da câmara de trabalho começava a prejudicar os trabalhos de escavação.

Como foi lançado solo argiloso e alteração de rocha no aterro de penetração, sua escavação ocorreu sem infiltração d'água, dada a baixa permeabilidade dos materiais desse aterro.

O primeiro segmento de camisa pode ser sempre cravado a céu aberto, pois, na várzea, sob o aterro de penetração, a escavação adentrou uma camada de argila orgânica de baixa permeabilidade. Embora esta camada estivesse saturada, somente se necessitava retirar água do fundo da escavação de quando em quando. Essa camada de argila orgânica apresentou espessura variável, diminuindo à medida que se aproximava das ombreiras. Na base inferior dessa camada de solo, foi detectada uma camada de areia e cascalho, geralmente pouco espessa, antes de atingir o topo da rocha.

A alta permeabilidade deste material impossibilitou o prosseguimento da escavação a céu aberto. Quando a escavação atingia essa camada permeável era instalada na extremidade superior da camisa uma campânula, que possibilitava o prosseguimento da escavação sob ar comprimido. A campânula era ligada à camisa por meio de parafusos chumbados no concreto.

As camisas dos tubulões das margens direita e esquerda foram cravadas até penetrarem cerca de 50cm na camada de rocha alterada. Ao atingir-se esse ponto, era feito um poço da altura da base prevista pelo projeto, com diâmetro igual ao diâmetro externo da camisa (1,60m). Na abertura do poço foram

empregados, de acordo com o grau de alteração da rocha e estado do fraturamento, rompedores pneumáticos e/ou explosivos. Após o término do poço era solicitada a presença da equipe de geotecnia que liberava o alargamento da base, conforme projeto. Posteriormente era novamente solicitada a presença da equipe de geotecnia que, após a verificação final do fundo rochoso, liberava-o para a sequência dos serviços.

O critério que norteou a definição da cota de assentamento da fundação estabeleceu, para apoio, rocha pelo menos da classe III (rocha praticamente sã, com número de fraturas por metro variando de 10 a 20).

Caso não se encontrasse rocha para apoio do tubulão na abertura do poço sua escavação prosseguia, até que a rocha de suporte fosse liberada pela equipe de geotecnia, quando então era liberado o alargamento da base; nesses casos o ponto onde se iniciava a abertura da base estava situado numa cota inferior à da "faca" da camisa, ponto previsto inicialmente para início da abertura da base, ou seja, ponto de partida para a conformação de seu teto. Assim sendo, surgia nessas situações um "pescoço" entre a "faca" da camisa e a base, havendo no mesmo o prolongamento da armadura de engaste do fuste na base. A "faca" das camisas foi escorada com perfis metálicos "I" ou montantes de eucalipto, normalmente em número de dois.

5.3 - Concretagem dos tubulões das margens.

O transporte do concreto para a infra-estrutura dos apoios da margem esquerda foi feito, devido à necessidade de travessia do rio, por meio de "dumpers", barcos e novamente "dumpers". Os "dumpers", que efetuavam o transporte do concreto da Central até a margem direita do rio, alimentavam as caçambas nos barcos atracados sob uma plataforma de madeira junto a essa margem, onde basculavam o concreto. A grua posicionada na margem esquerda, coube o içamento das caçambas cheias de concreto trazidas pelos barcos, e o seu posicionamento em "dumpers" adaptados para recebê-las. Algumas vezes foi empregado um caminhão pequeno para levar as caçambas da margem esquerda para os apoios.

O transporte para os apoios da margem direita era feito através de "dumpers" adaptados para trazer as caçambas.

Sob os cachimbos das campânulas foram montadas plataformas de madeira, para onde o equipamento de lançamento de concreto içava as caçambas, que ali eram descarregadas. Daí então, o concreto era lançado para o interior do tubulão em queda livre, em camadas de concretagem de aproximadamente 50cm de espessura, dando início a vibração, serviço executado sempre sob as vistas de um fiscal da equipe de concreto. Terminado o preenchimento da base, o lançamento prosseguia até a penetração do concreto em torno de 1,00m na câmara de trabalho, para ser garantido o "selamento" da região limitada pela "faca" da camisa. O tubulão foi mantido pressurizado cerca de vinte e quatro horas após o término dessa concretagem.

O preenchimento do fuste, após limpeza e tratamento da junta de concretagem, foi executado já a céu aberto, após a obtenção dos resultados de ruptura dos corpos de prova moldados no decorrer da concretagem. O critério de vibração para a concretagem do fuste foi o mesmo adotado para a base, até se atingir o nível de arrasamento.

É conveniente registrar as alterações introduzidas na disposição das armaduras de ligação fuste-base, agrupando-se as barras três a três, de forma a facilitar o espalhamento do concreto dentro das bases e a introdução do vibrador.

O desaprumo de tubulões executados por meio de camisas pré-moldadas está ligado não só à qualidade de execução como também às características do material que atravessa, tornando-se praticamente inevitável em todas as cravações. Uma das causas mais frequentes do desaprumo é a formação de cotovelos na emenda dos segmentos, combinada a desvios de inclinação na cravação do primeiro segmento de camisa. Na concretagem do segundo segmento a equipe de Topografia procurou eliminar possíveis cotovelos.

Como nos tubulões mais desfavoráveis quanto a esse aspecto foram cravados apenas cerca de 8,00m de

camisa, ou seja, dois segmentos, os desvios de inclinação dos tubulões se conservaram dentro do limite admissível de 1%, não sendo necessário nenhum reforço de ferragem.

Não foi registrado, também, qualquer problema comprometedor de desbarrancamento de bases, muito embora estas fossem abertas em basaltos fraturados.

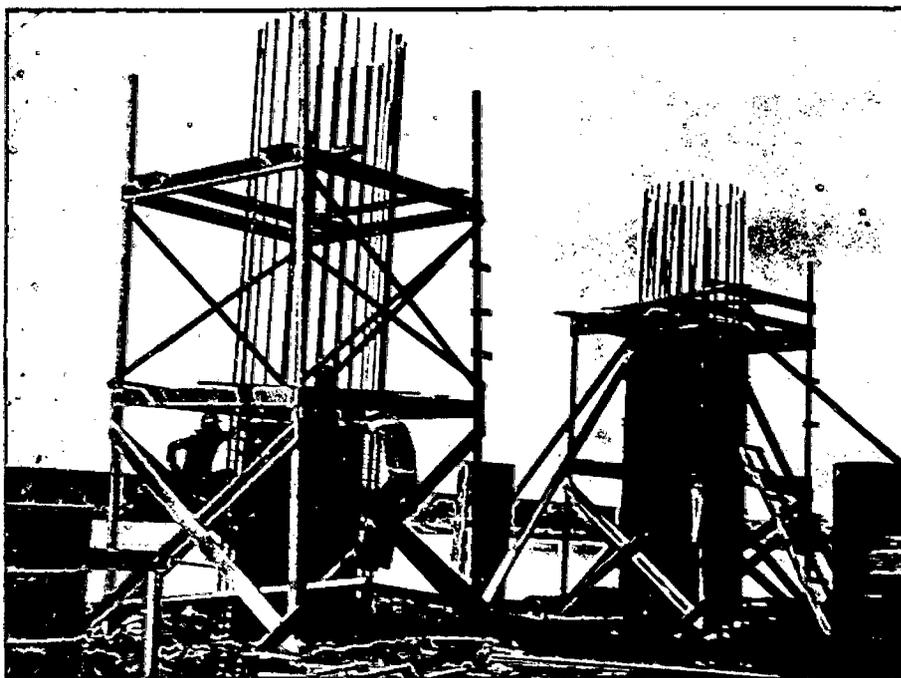
Durante a cravação dos tubulões, a escavação atravessou a camada de aluvião das margens (argila + areia), basalto alterado e basalto praticamente são, onde foram assentadas as bases. Ao mesmo tempo, a escavação foi classificada em três tipos, para efeito de pagamento:

- Material de primeira categoria: escavado manualmente;
- Material de segunda categoria: escavado com rompedores;
- Material de terceira categoria: escavado com emprego de explosivos.

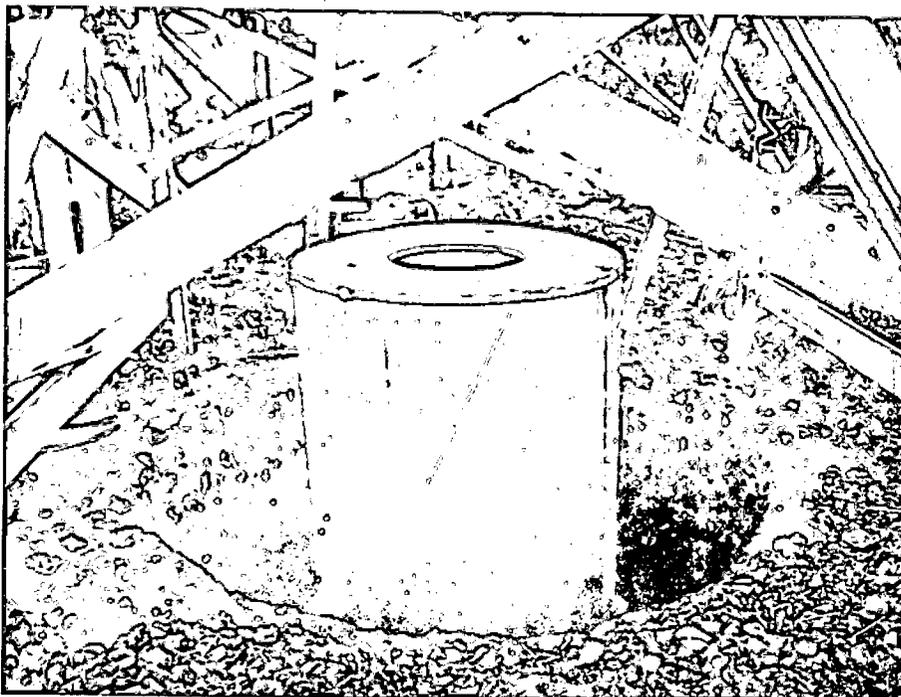
5.4 - Concretagem dos pilares dos apoios das margens.

O método executivo foi o mesmo empregado na moldagem das camisas dos tubulões, assim como foram empregadas as formas cilíndricas de madeira que já vinham sendo utilizadas, fazendo-se apenas o revestimento interno dos moldes com folhas-de-flandres, com a intenção de se aprimorar o acabamento do concreto aparente. Em conformidade com o projeto, foi deixada uma janela de 30 x 35cm em cada um dos pilares, 1,00m abaixo da face inferior da viga-travessa, para receber o escoramento desta.

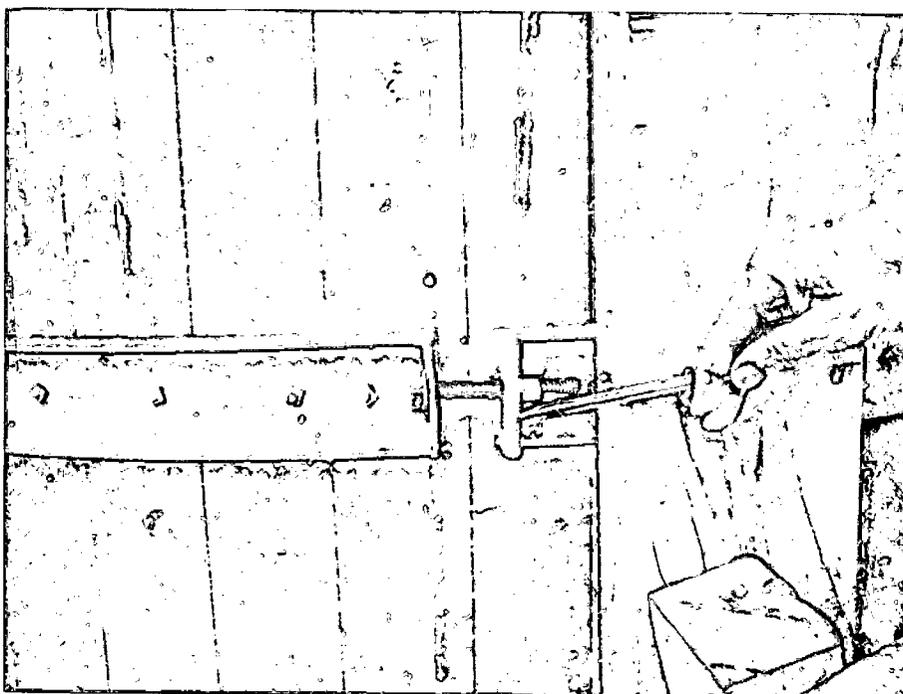
A cura com água se estendeu por um período mínimo de sete dias, contados a partir do fim da concretagem.



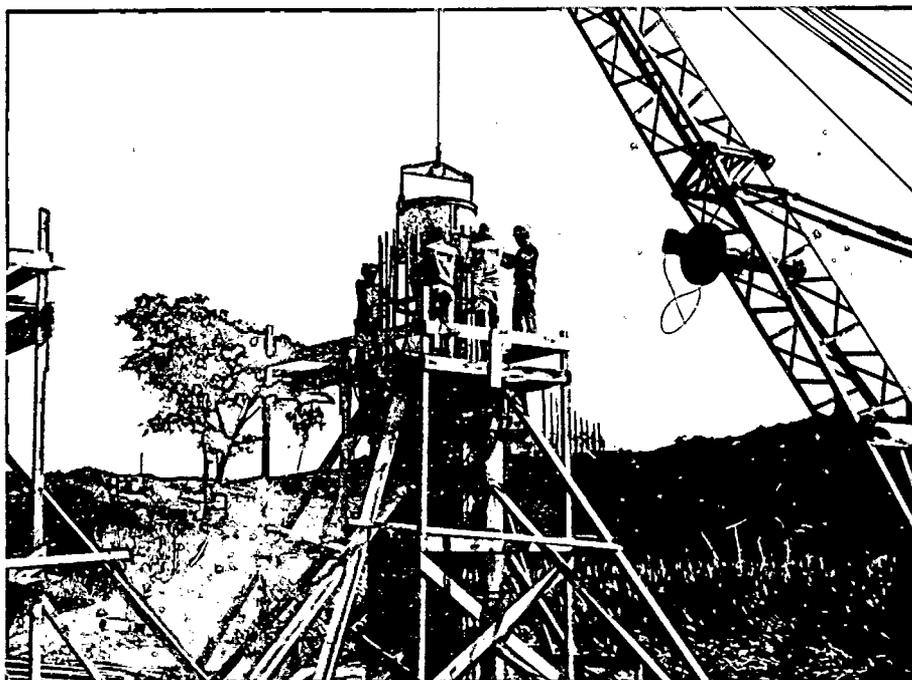
Preparo dos tubulões de um apoio sobre o aterro de penetração da Margem Direita, vendo-se o escoramento da forma.



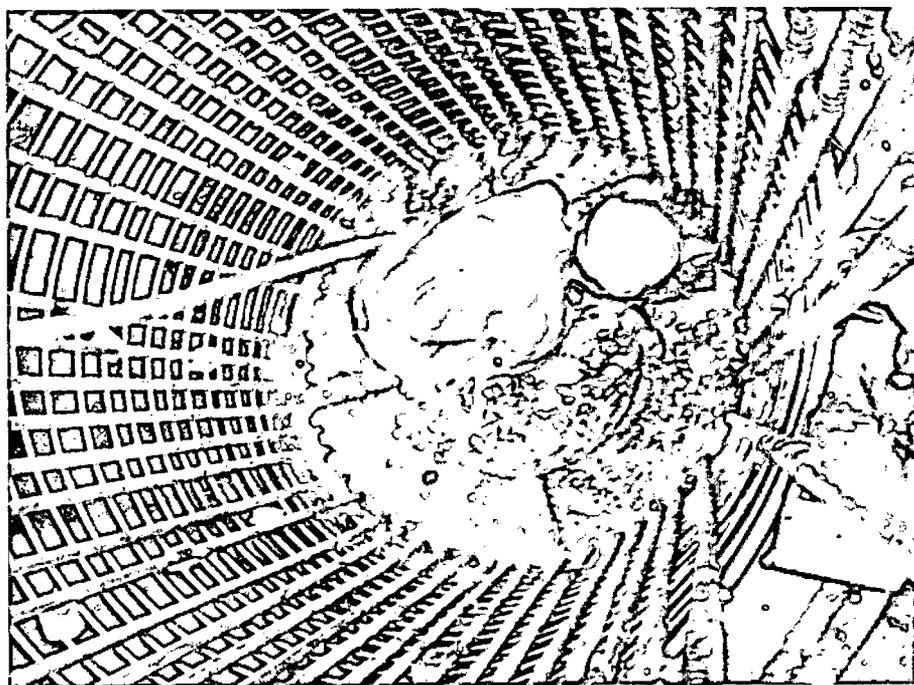
Escavação primária executada no início da implantação dos tubulões sobre o aterro de penetração da Margem esquerda.



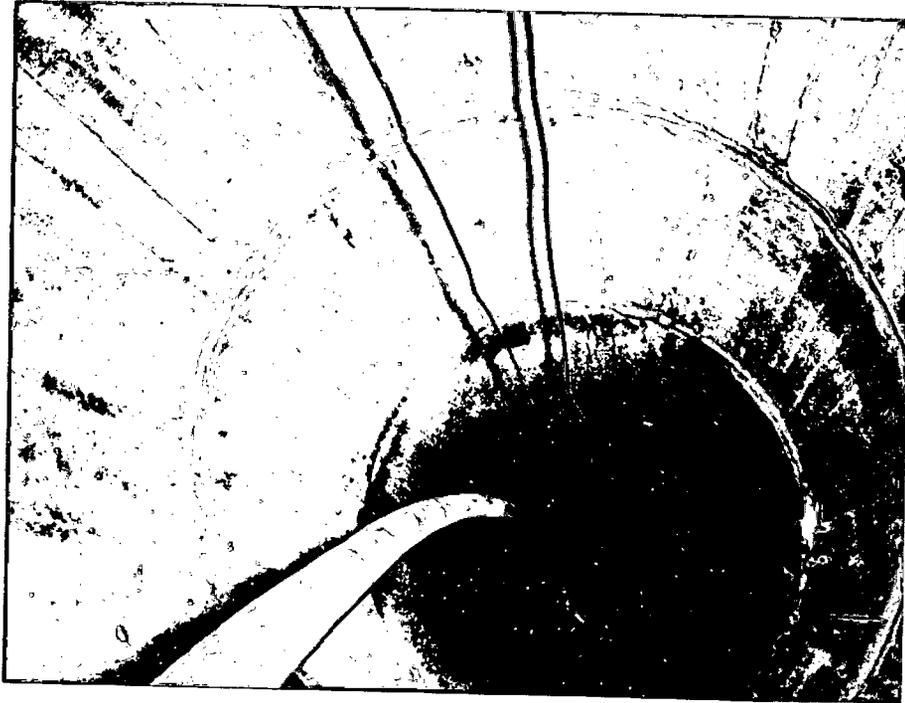
Detalhe da fixação entre braçadeiras metálicas que ligam os módulos da forma externa das camisas dos tubulões.



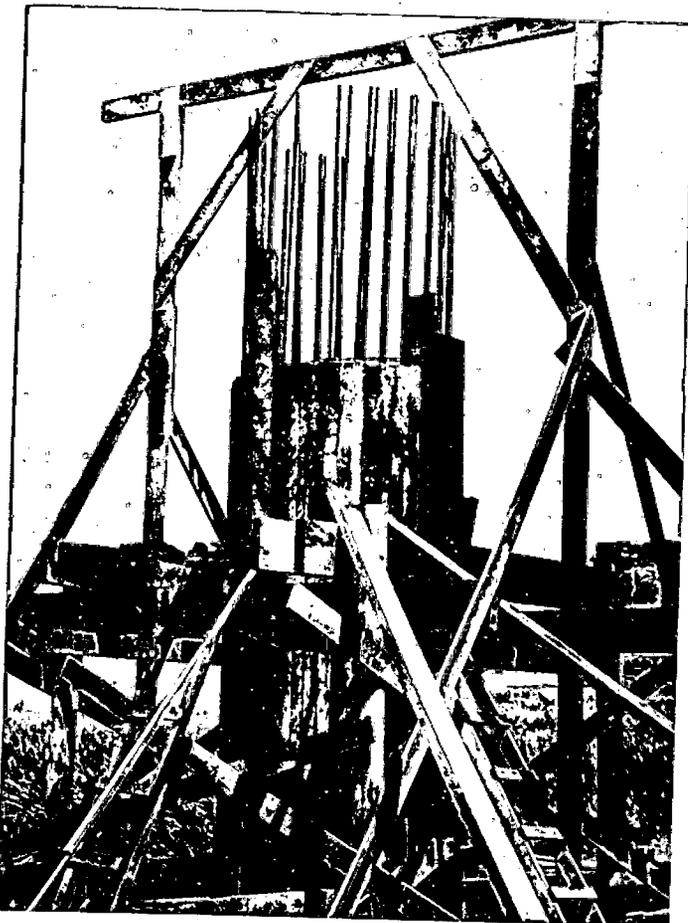
Concretagem do primeiro segmento da camisa de um tubulão da Margem Direita.



Forma interna da câmara de trabalho e do fuste, servindo de plataforma de trabalho para o vibradorista.



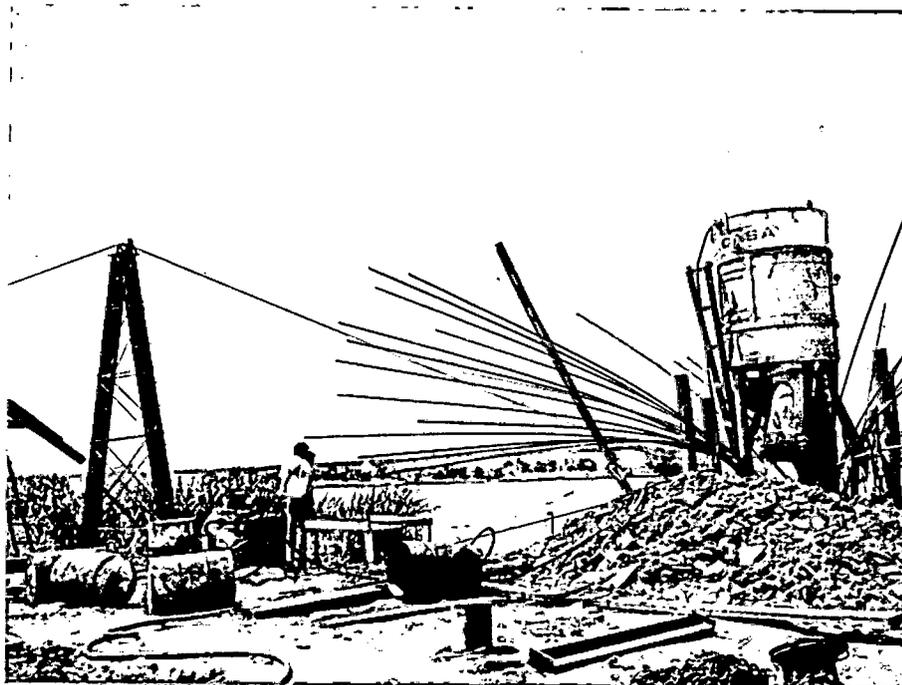
Interior do tubulão, vendo-se a redução do diâmetro interno da camisa e a iluminação para adensamento do concreto da base.



Cravação da parte de um tubulão da margem direita. Vendo-se os montantes de eucalipto da plataforma engastada no aterro de penetração, servindo de escoramentos para as guias de pranchões adjacentes à camisa.



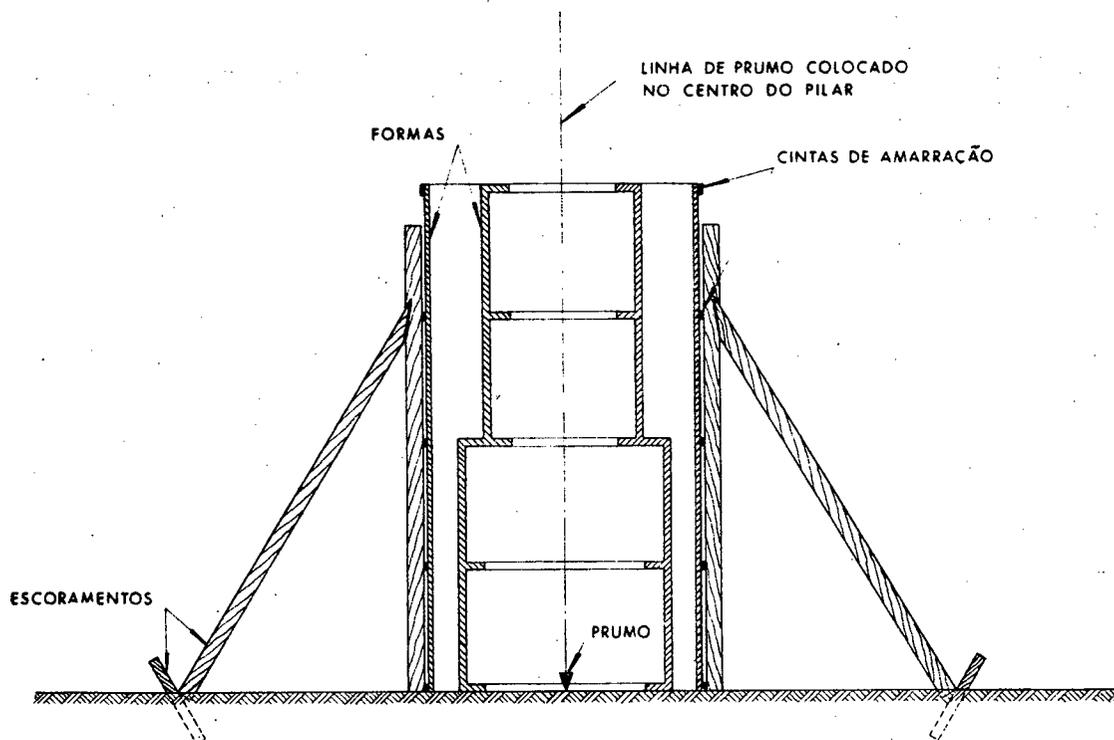
Cravação da parte de um tubulão da Margem Esquerda, onde as guias de pranchões eram pressionadas contra a própria parede da escavação primária.



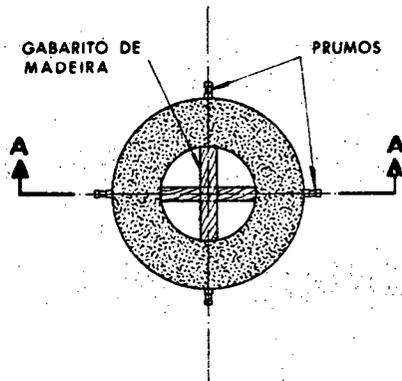
Campânula de ar comprimido fixada na extremidade superior da camisa de concreto.



Detalhe dos parafusos chumbados nas extremidades das camisas para fixação da campânula de ar comprimido.

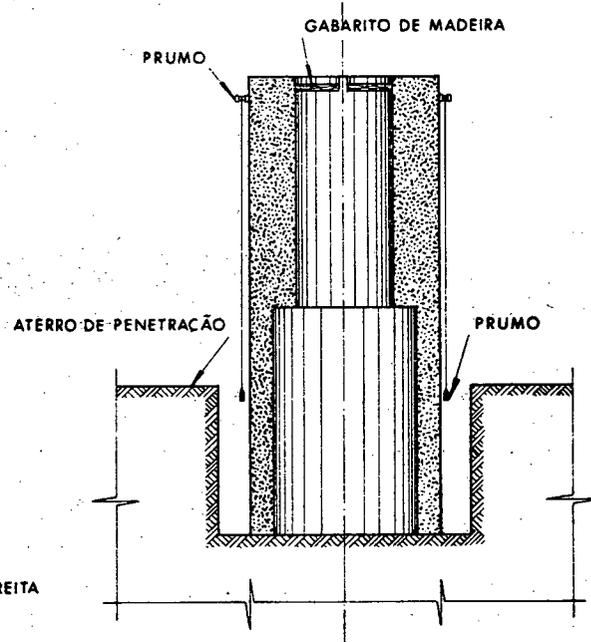


**Situação dos Apoios na Margem Direita
para Liberação Topográfica**



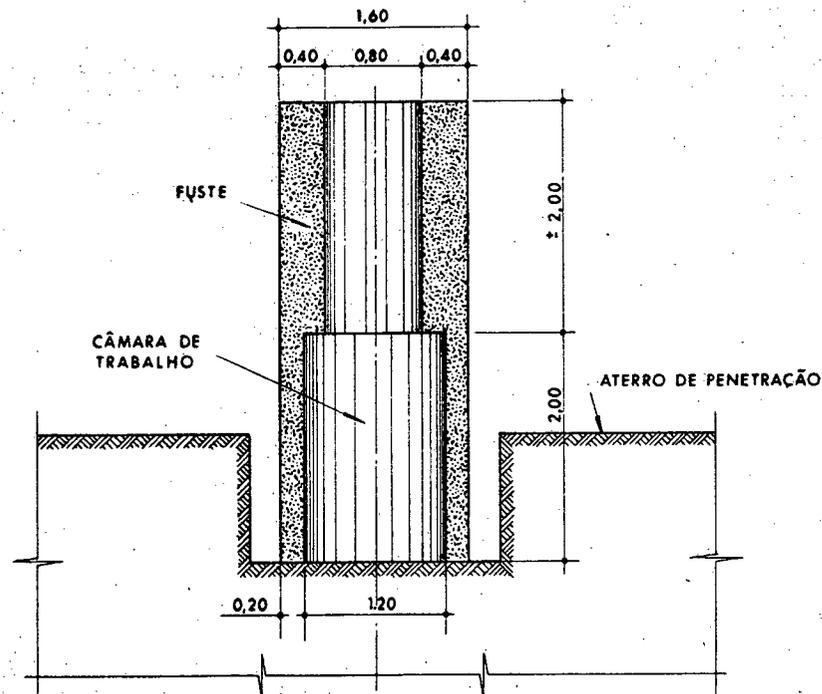
Planta

OBS: O MESMO MÉTODO DE LIBERAÇÃO FOI
 EMPREGADO NOS APOIOS DA MARGEM DIREITA

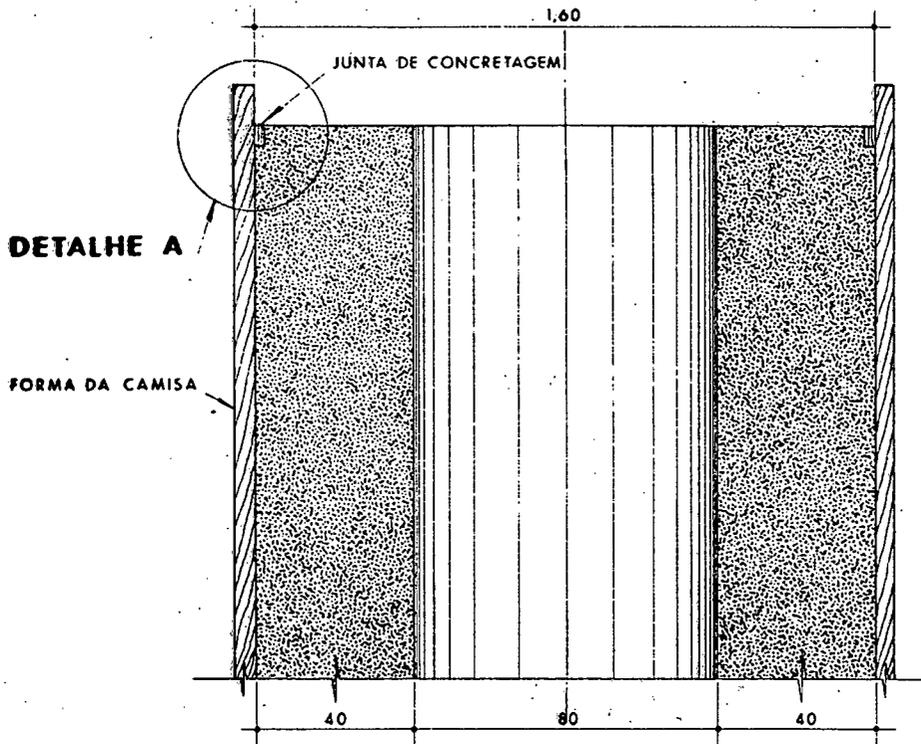


Corte A-A

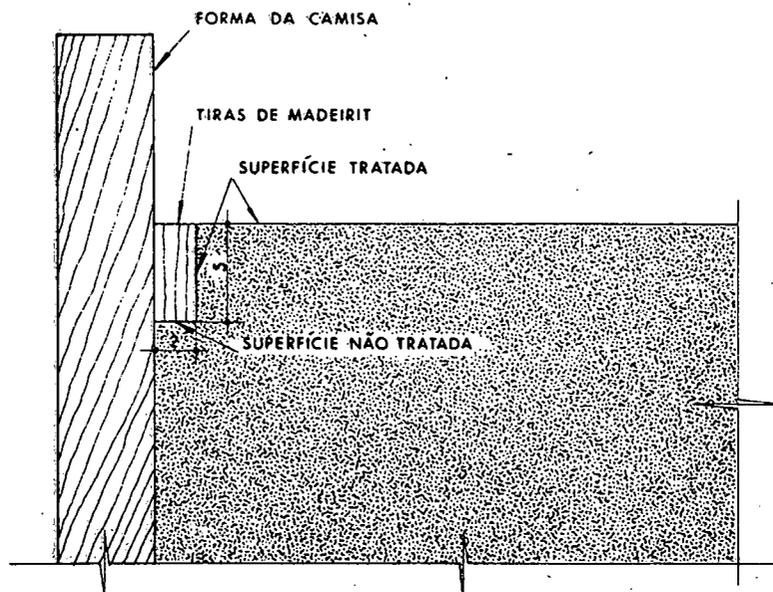
**Liberação Topográfica da Camisa do Tubulão
 para início de Escavação — Margem Esquerda**



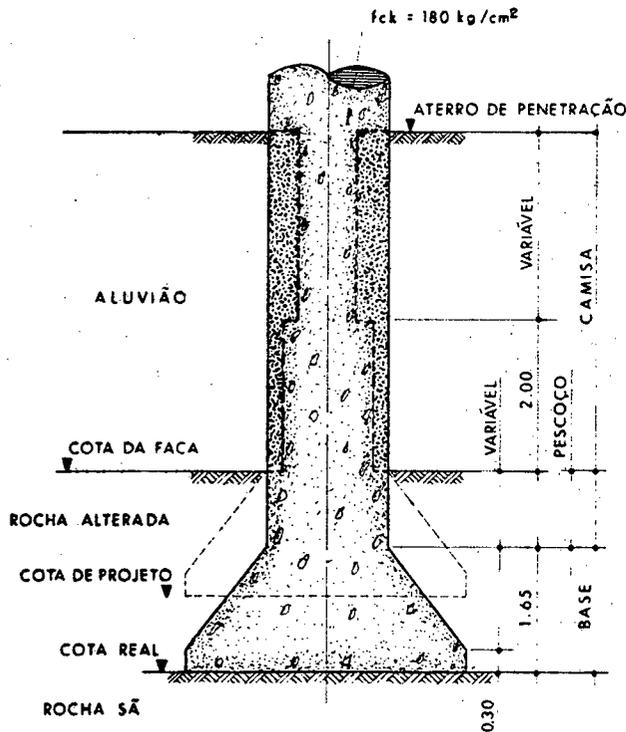
Camisa dos Tubulões — Margem Esquerda



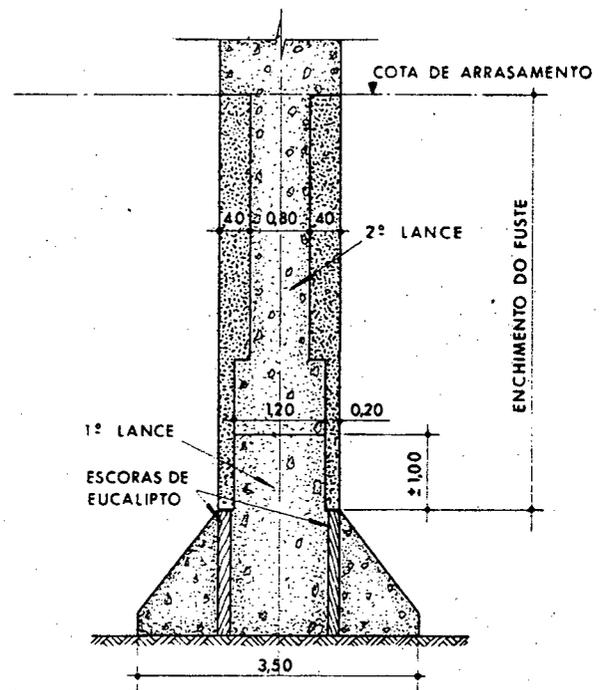
Corte da Junta



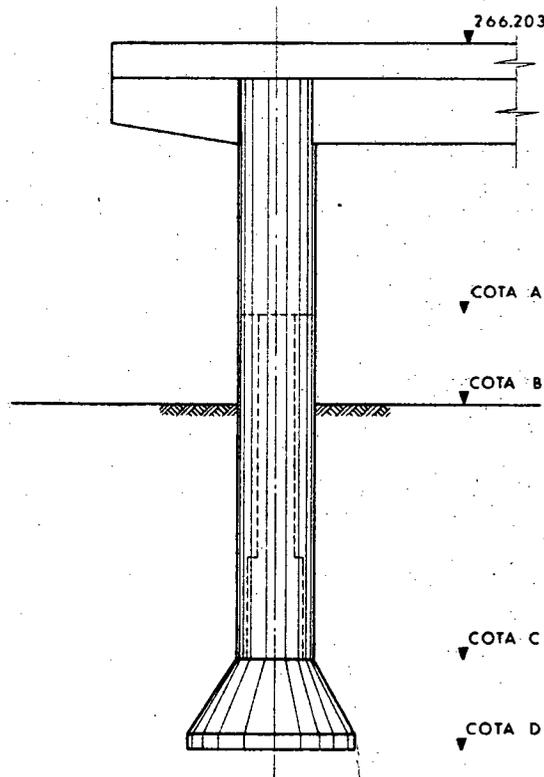
Detalhe A



**Aprofundamento do Poço
 até a Rocha Sã**



**Plano de Concretagem
 da Base e Fuste**



**Tubulões nas Margens
 Cotas de Assentamento das Bases na Rocha**

Cotas de cravação dos tubulões no aterro de penetração						
Apoios	Lado	Cota "A"	Cota "B"	Cota "C"	Cota "D"	Data da Concretagem da base
01	E	284,287	285,037	278,387	276,512	19/05/79
	D	284,433	285,031	278,533	276,563	14/05/79
02	E	282,840	281,031	272,940	271,190	17/03/79
	D	282,661	280,826	272,761	270,761 *	08/03/79
03	E	282,468	281,433	272,768	270,968	22/03/79
	D	281,842	281,663	272,142	270,362	14/03/79
10	E	280,717	280,791	273,917	272,067	26/04/79
	D	280,444	280,807	273,644	271,744	31/03/79
11	E	279,980	281,037	274,180	272,180	07/04/79
	D	280,265	280,930	274,465	271,995	04/05/79
12	E	280,750	281,049	275,250	273,530	08/04/79
	D	280,434	280,968	274,934	273,154	02/05/79
13	E	281,542	281,067	275,742	273,972	11/04/79
	D	281,311	281,050	275,511	273,691	26/04/79
14	E	281,020	281,052	275,220	272,720	10/05/79
	D	280,219	281,036	274,419	272,519	22/05/79
15	E	280,780	280,948	274,980	272,480	15/05/79
	D	280,329	280,934	274,529	272,454	31/05/79
16	E	280,320	280,390	286,320	274,620	13/09/79
	D	280,581	280,518	276,581	274,881	31/08/79

Observação: E = Esquerdo (Montante)
D = Direito (Jusante)

5.5 - Concretagem das vigas-travessa dos apoios das margens.

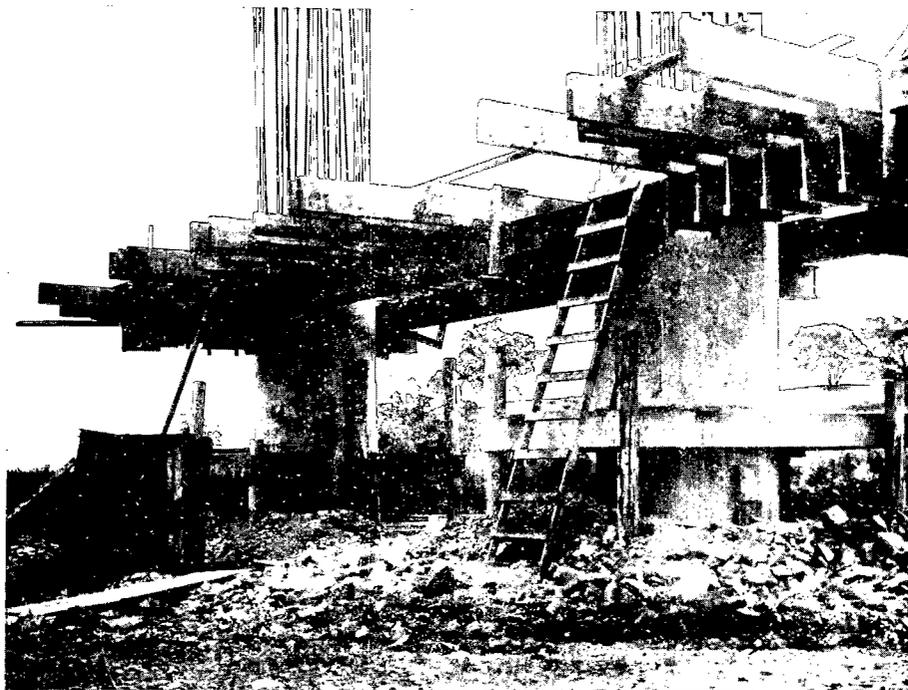
A janela referida anteriormente se localizava na cota 283,903m (seção 30 x 35cm), atravessando diametralmente o pilar, com seu eixo paralelo ao eixo longitudinal da ponte. Foram passados em cada uma das janelas do apoio n.º 2, perfis metálicos "I" de doze polegadas para escoramento da viga-travessa. As principais características dessas vigas de travamento dos pórticos são: 2,00m de altura, largura de mesa igual a 2,00m, espessura de alma e mesa iguais a 70cm e comprimento de 14,00m.

O primeiro passo foi a execução da forma de fundo das vigas, através de uma estrutura de vigotas de madeira (6 x 16cm), apoiadas em perfis metálicos "I" também de doze polegadas que foram colocados no sentido transversal da ponte e distribuídos simetricamente nos dois extremos dos perfis apoiados nas janelas. Os perfis transversais ficaram simplesmente apoiados nos das janelas. A forma de fundo da viga foi fixada aos pranchões de madeira e, uma vez pronta, era verificada pela equipe de Topografia.

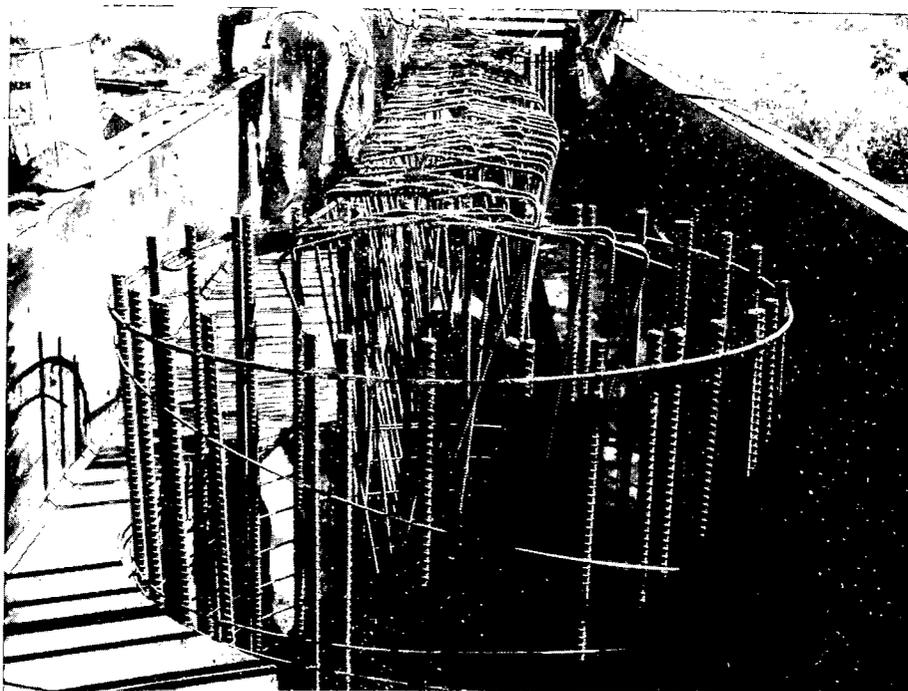
As formas das duas primeiras vigas de travamento foram confeccionadas no próprio local, a título de experiência, mas esse processo não foi aprovado, entre outras razões, pelo seu longo tempo de execução (superior a quinze dias), dificuldades quanto ao reaproveitamento de material, além de ser extremamente artesanal, em nada se valendo dos benefícios do reúso de formas após sua remoção e limpeza. A partir de então, foram confeccionados na carpintaria jogos de forma para quatro vigas-travessa, o que minimizou os tempos de colocação e fechamento de forma. Os módulos da forma lateral tiveram estrutura de madeira, que recebeu o "madeirit" revestido de folhas-de-flandres para maior durabilidade do conjunto e aprimoramento da qualidade da superfície de concreto.

O refinamento do processo executivo conduziu, finalmente, a uma ordem de execução das tarefas que se mostrou bastante satisfatória, a saber: após a liberação das formas de fundo das vigas de travamento, outra equipe executava os serviços de armação, após o que entrava novamente a equipe de carpinteiros que executava o fechamento lateral da forma. Depois das liberações de forma, armação e qualidade, a viga de travamento era considerada pronta para concretagem.

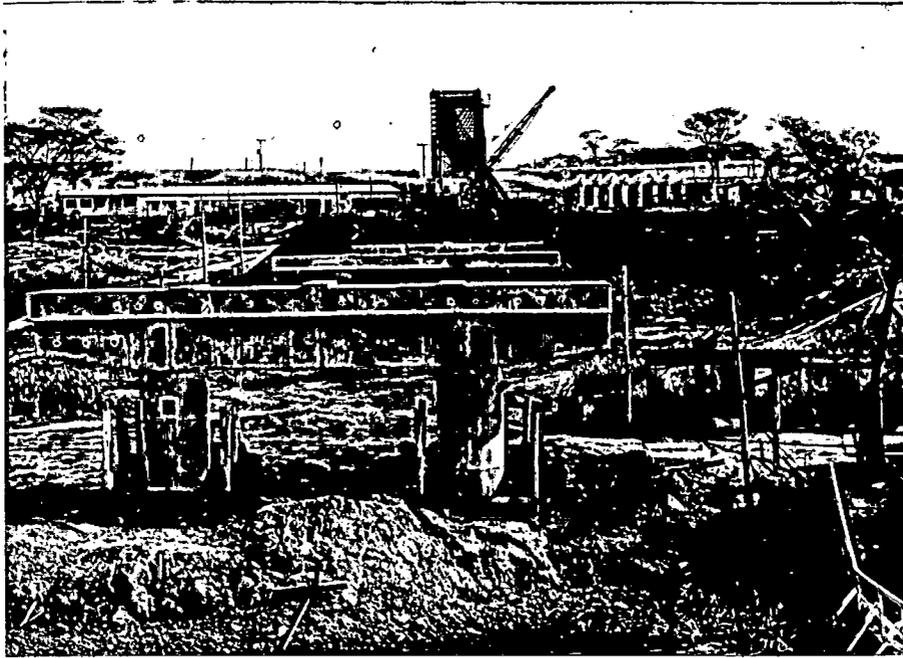
O esquema montado para transporte e lançamento de concreto foi análogo ao empregado quando da concretagem dos apoios da ponte, obedecendo-se também ao intervalo mínimo de cura de sete dias, que foi observado em todas as estruturas, caso não houvesse a aplicação de uma demão de película impermeabilizante (Curing).



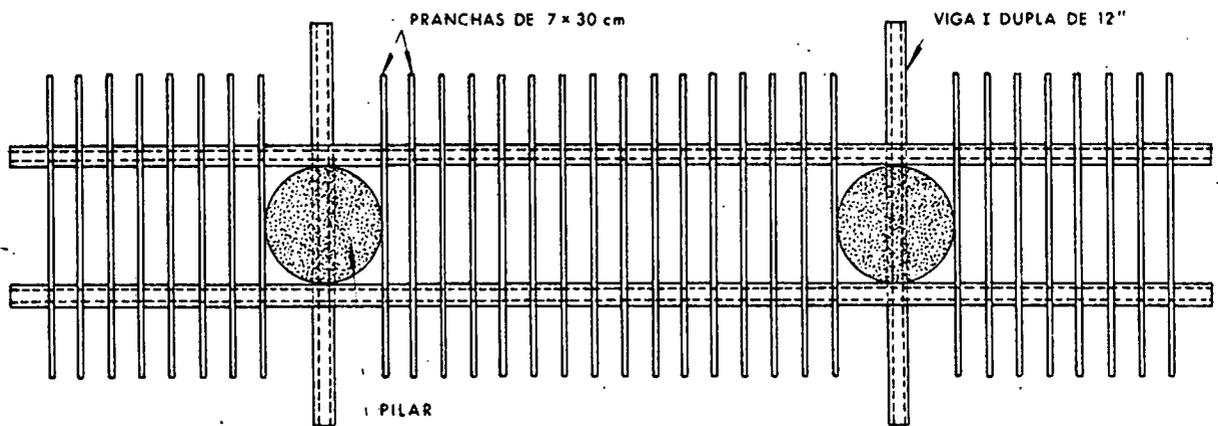
Cimbramento da Viga-Travessa, vendo-se os perfis metálicos transpassando os pilares através das janelas deixadas quando da sua concretagem.



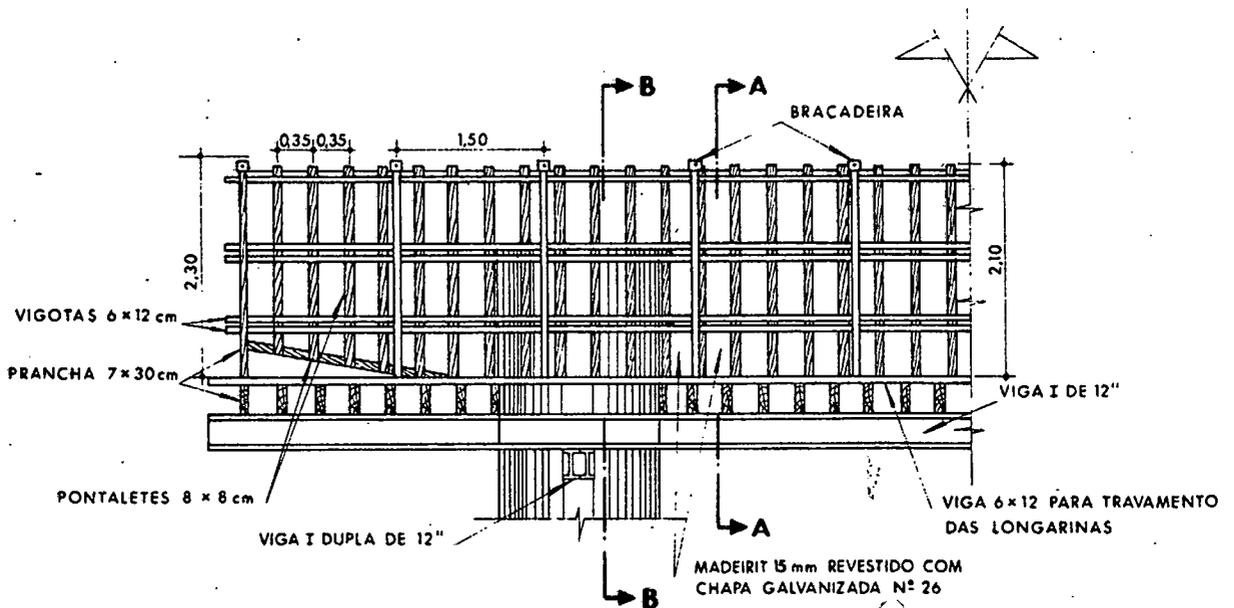
Ferragem da Viga-Travessa, vendo-se a dificuldade de trabalho do armador no arremate final na alma da viga.



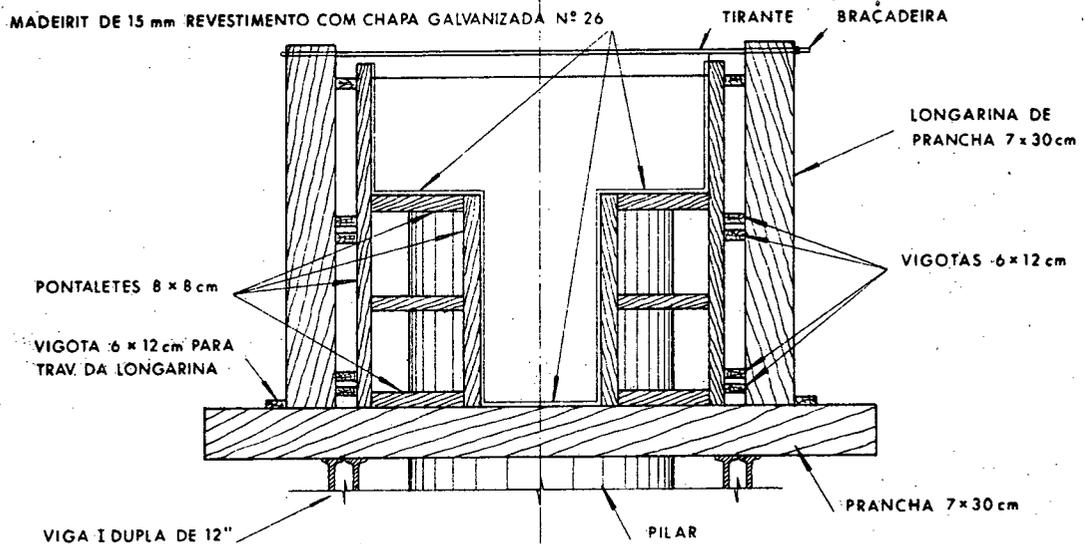
Vista dos apoios da Margem Direita com as Vigas-Travessa executadas.



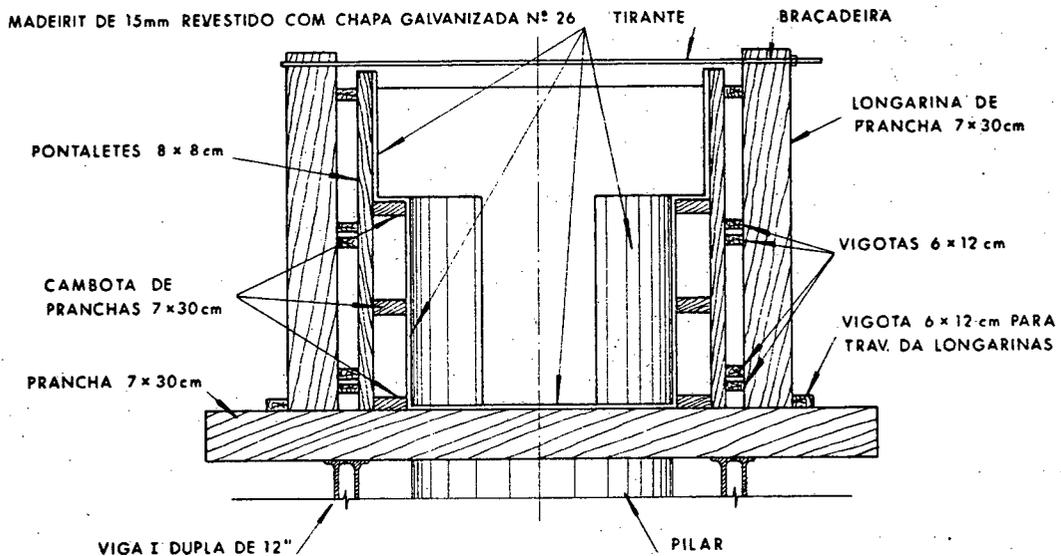
Cimbramento da Viga



Vista Lateral da Viga

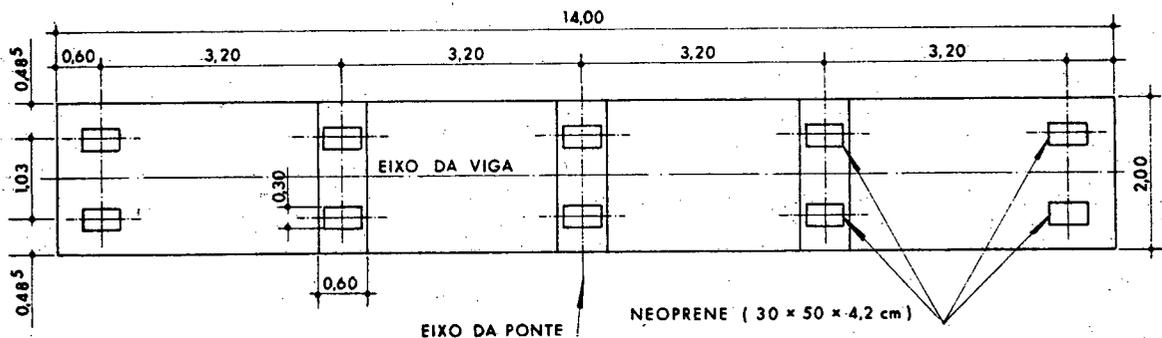


Corte A-A



Corte B-B

Cimbramento e Formas da Viga Travessa



Planta

Locação dos Aparelhos de Apoio sobre a Viga-Travessa

5.6 - Processos executivos de cravação e concretagem dos apoios do leito do rio.

Como já dito anteriormente, o primeiro projeto executivo da Ponte previa a construção de todos os apoios do leito do rio a céu aberto, através do lançamento de ensecadeiras.

Contudo, é conveniente lembrar que o projeto, executivo da Ponte ora construída foi de total responsabilidade da Empreiteira, já que esta contratou o projeto, que veio fazer parte de sua proposta.

O novo projeto definiu bases pré-moldadas para os apoios assentados no rio, que seriam arriadas de plataformas de trabalho construídas unicamente para esse fim. A lâmina d'água deveria ser vencida, por conseguinte, pela arriação do conjunto formado pela base e segmentos de camisa, o qual foi pouco a pouco se aproximando do aluvião do leito do rio; uma vez apoiado neste, houve a instalação da campânula e pressurização do tubulão para vencer a coluna d'água do rio e permitir a escavação manual do tubulão a seco, conforme fotos apresentadas nas folhas n.º 59, 60, 61, 62 e 63.

É interessante descrever o processo executivo desses apoios, ressaltando a participação das plataformas de trabalho, que foram construídas a partir de cravação de oito perfis metálicos "I" de 12" por uma cábrea flutuante. Esses perfis de sustentação das plataformas foram contraventados e escorados para resistir a deslocamentos laterais, uma vez que os perfis cravados não podem ser considerados totalmente engastados no aluvião, devido às variações na espessura da camada e a existência de rocha subjacente impenetrável à percussão.

Acima do nível d'água do rio, na cota de arrasamento dos tubulões foram executados dois tablados reaproveitáveis, apoiados em perfis horizontais, por sua vez ligados aos perfis cravados. Sobre cada um desses tablados foi montada a forma da base pré-moldada com 1,50m de altura, 3,50m de diâmetro externo e espessura das paredes verticais igual a 20 cm.

O primeiro passo foi montar a forma interna das bases, seguindo-se a armação, fechamento da forma externa, liberação e concretagem. Antes da arriação, foi concretado um lance de camisa com 2,50m de altura e parede de 20cm de espessura ligado à base pré-moldada. O conjunto então formado, com altura total de 4,00m era arriado, sendo sustentado por duas talhas presas a ganchos chumbados na base, descarregando o peso do conjunto na plataforma de trabalho.

Após verificação da locação do conjunto arriado pela equipe de Topografia e manobras para seu retorno ao eixo, conforme projeto, eram apoiadas na face externa da camisa quatro guias metálicas, diametralmente opostas segundo planos perpendiculares entre si. As guias eram sustentadas por perfis metálicos soldados à plataforma e eram atirantadas para evitar desvios no seu eixo quando da arriação do conjunto. Dessa forma, eram concretados sucessivos segmentos de camisa, até uma altura que permitisse o assentamento do conjunto na rocha, com uma folga de cerca de 1,00m de camisa acima do nível da água normal para facilitar a instalação de campânula, montagem das formas do pilar e suportar eventuais variações do nível d'água.

De acordo com o projeto, as bases pré-moldadas deveriam ser encravadas 50 cm na rocha, o que quase sempre não aconteceu, dadas as características da rocha de fundação nessa cota, normalmente não liberada pela equipe de geotecnia. Não havendo a liberação da rocha, a escavação prosseguia até se atingir um horizonte com condições de suporte das bases, sendo então liberado pela equipe de geotecnia.

O projeto determinava a ancoragem de chumbadores na rocha, para resistir a esforços de tração não suportados pela ligação simples base-rocha, decorrentes das sollicitações atuantes nessa seção.

Os tirantes de 25mm de diâmetro foram chumbados na rocha, instantes antes da concretagem das bases, com metade de seu comprimento engastado na rocha, o que corresponde a 75 cm.

Como no tubulão esquerdo do apoio número quatro se suspeitasse do grau de fraturamento da rocha, foi realizado um teste de arrancamento de tirantes "in situ", com 80cm ancorado na rocha de apoio da base. No ensaio de arrancamento, verificou-se que a rocha fraturou com uma pressão no macaco de 250 kgf/cm², o que corresponde a uma força de 20,276t, resultado acima do valor exigido em projeto, que era de 7,5t.

Na hipótese do aprofundamento da escavação, foi adicionada, por recomendação da Projetista, uma

armadura junto à face interna das bases pré-moldadas, sendo aí utilizadas barras de aço CA-50-A, com diâmetro de 25mm e espaçamento igual a 10cm. As armaduras foram colocadas verticalmente no espaço entre a face superior da base e o fundo da escavação.

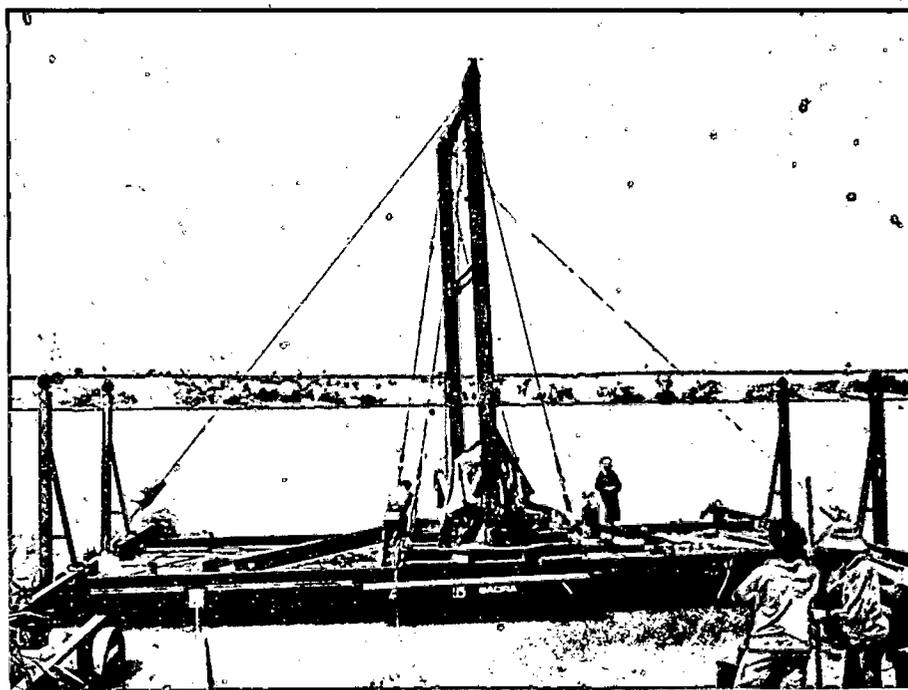
As formas dos pilares e vigas de travamento dos apoios, foram as mesmas aplicadas nos apoios das margens. Todo o concreto lançado na infra e meso-estruturas dos apoios do rio teve a resistência característica à compressão aos vinte e oito dias igual ou superior a 180kgf/cm².

O transporte de concreto junto às plataformas de trabalho movimentou "dumpers" e barcos, sendo içado por guinchos nelas instalados, e lançado em calhas metálicas adaptáveis aos diversos pontos de lançamento.

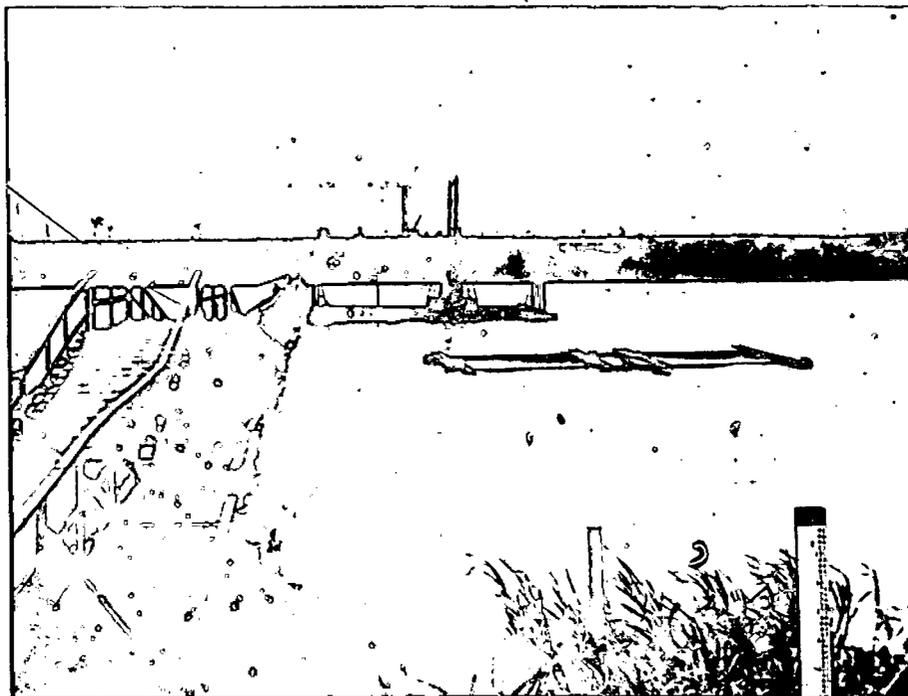
Após a cravação das estacas de sustentação das plataformas, a cábrea sofreu modificações que possibilitaram-na auxiliar no içamento de caçambas de concreto, quando atracada junto às plataformas.

Na extremidade superior das estacas da plataforma, numa cota superior à do topo da viga-travessa, foram montadas duas vigas de rolamento ao longo de seu comprimento. Sobre essa estrutura foi montado um vagonete com duas comportas de acionamento manual, totalmente desenvolvido no Canteiro de Obras, para o lançamento de concreto na viga de travamento.

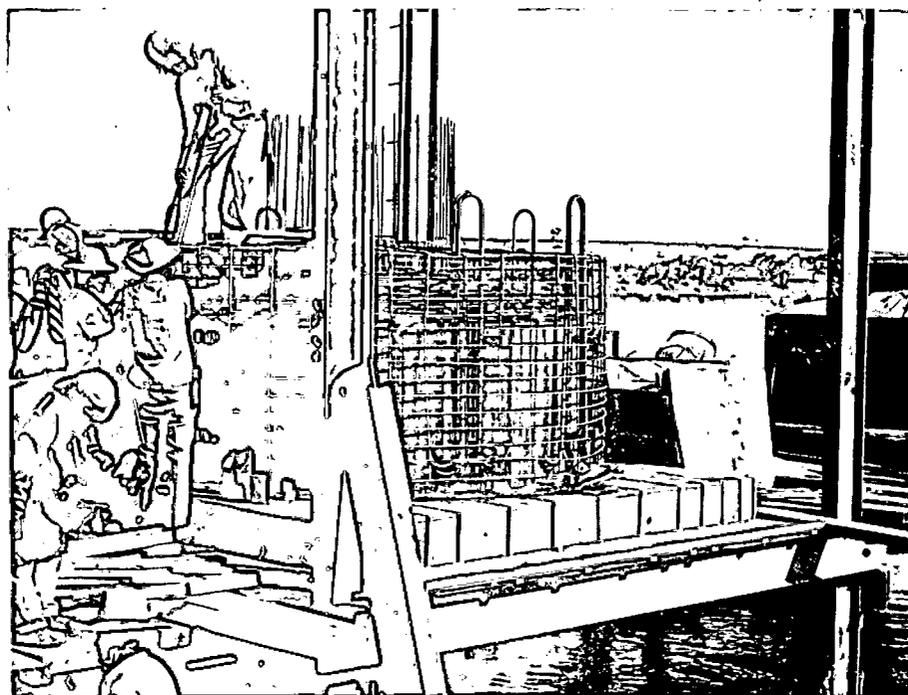
A alimentação do vagonete coube à cábrea, atracada numa posição que permitisse a recepção, içamento e descarga da caçamba trazida pelo barco, bem como a devolução da caçamba vazia.



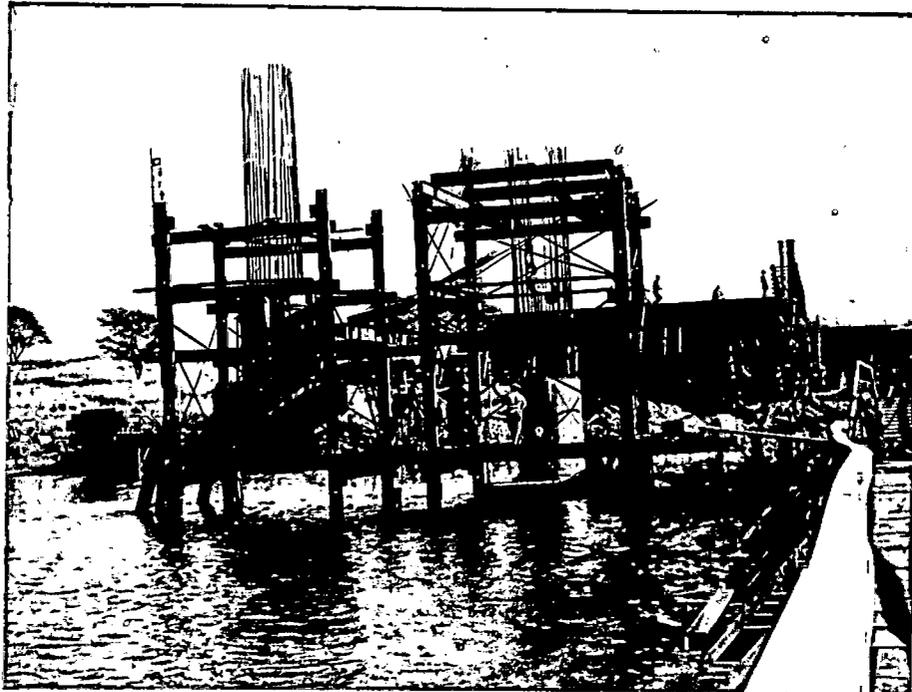
Cábrea flutuante projetada para cravação de perfis metálicos de sustentação das plataformas de serviço dos apoios, assentados sobre o leito do rio.



Vista da Infra-estrutura de uma plataforma, já executada. Em segundo plano, a cábrea na cravação de perfis metálicos para outra plataforma.



Armação da base de um tubulão sobre o tablado, vendo-se os ganchos que sustentarão através de talhas a arriação da referida base.



Arriação da base de um tubulão, vendo-se a outra base do mesmo apoio, em fase de cura.



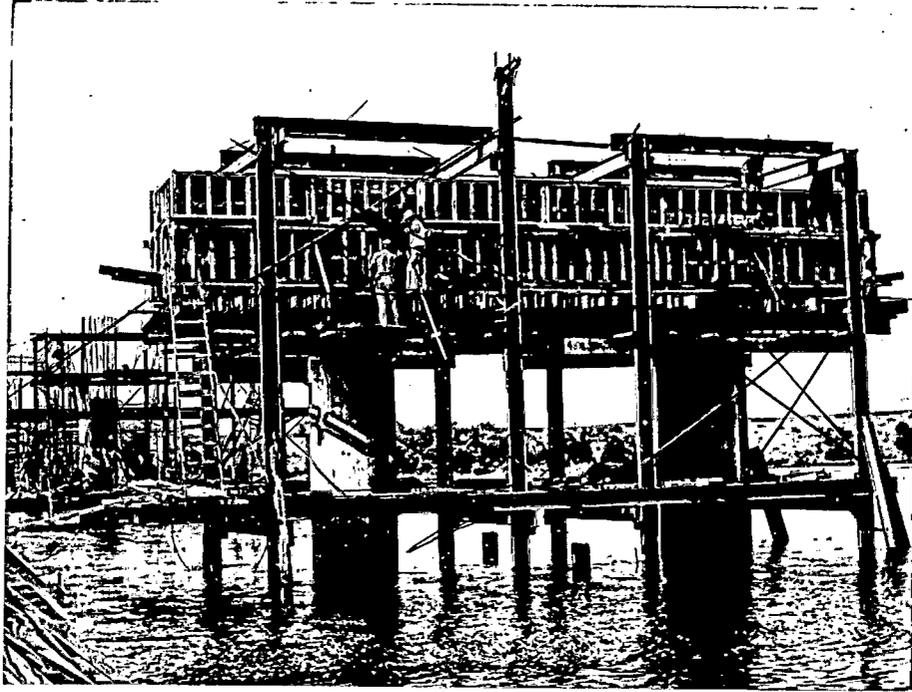
Escavação de aluvião no leito do rio.



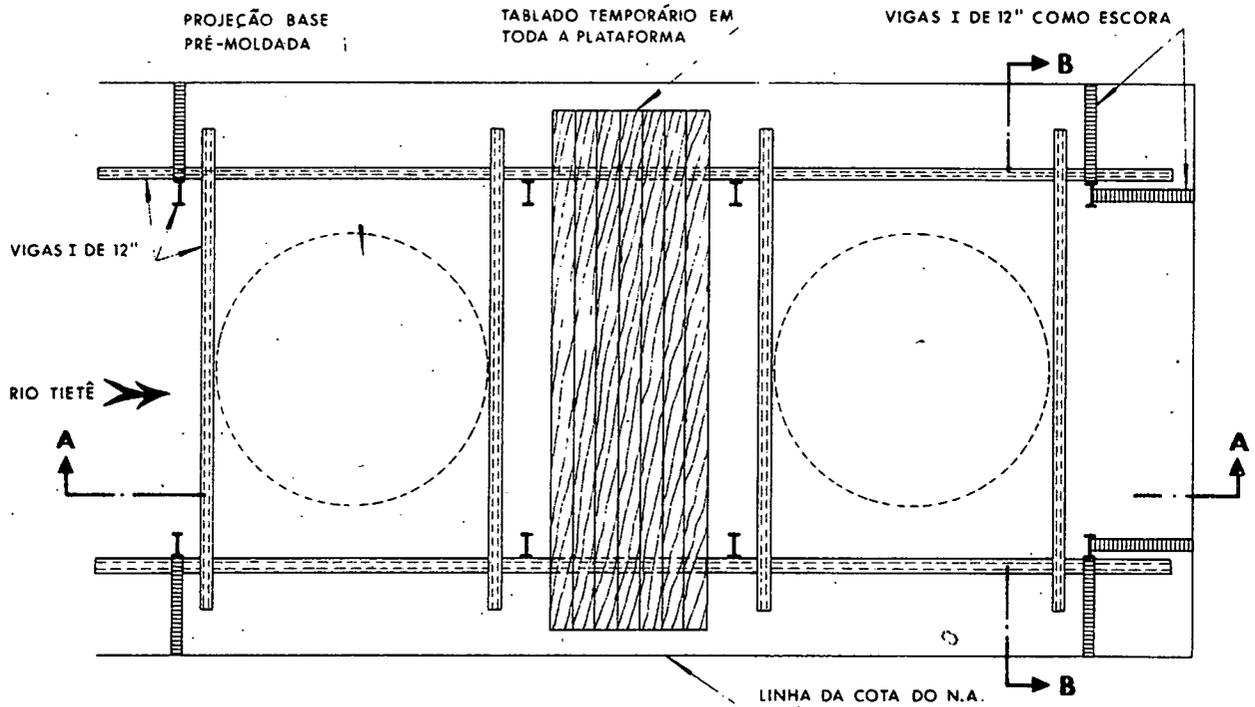
Escavação da rocha no interior da base.



Limpeza do fundo da base para possibilitar a equipe de geotecnia dar o parecer sobre a qualidade da rocha.

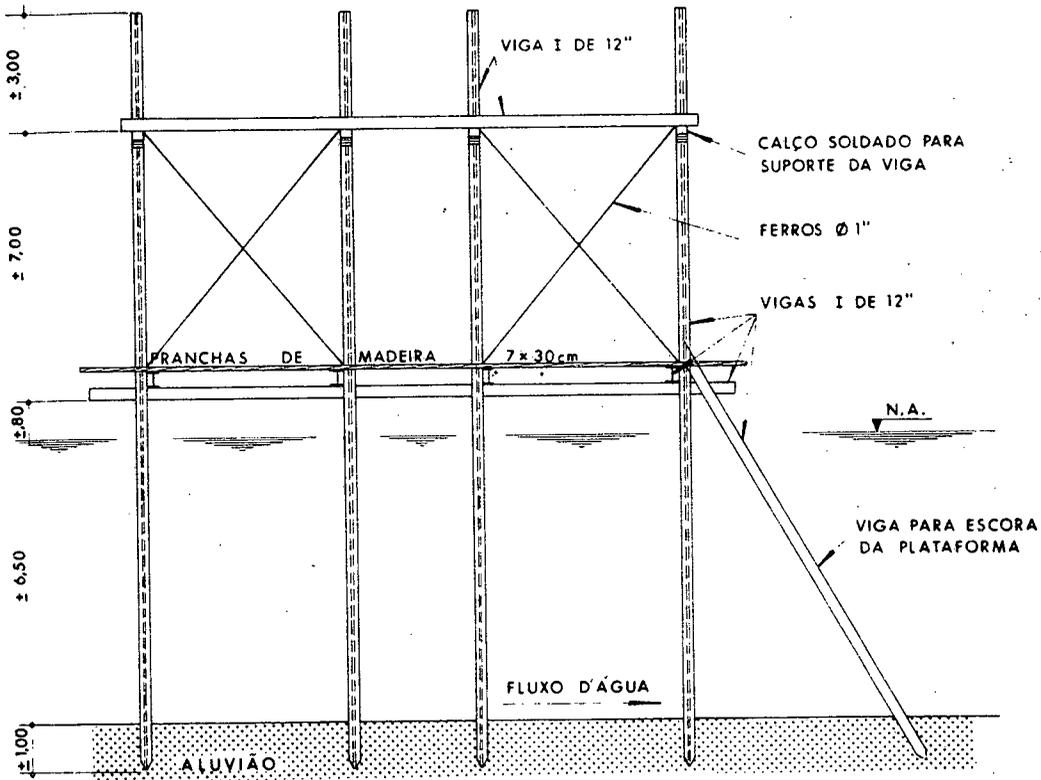


Apoio assentado no leito do rio, vendo-se a montagem da forma para concretagem da Viga-Travessa.

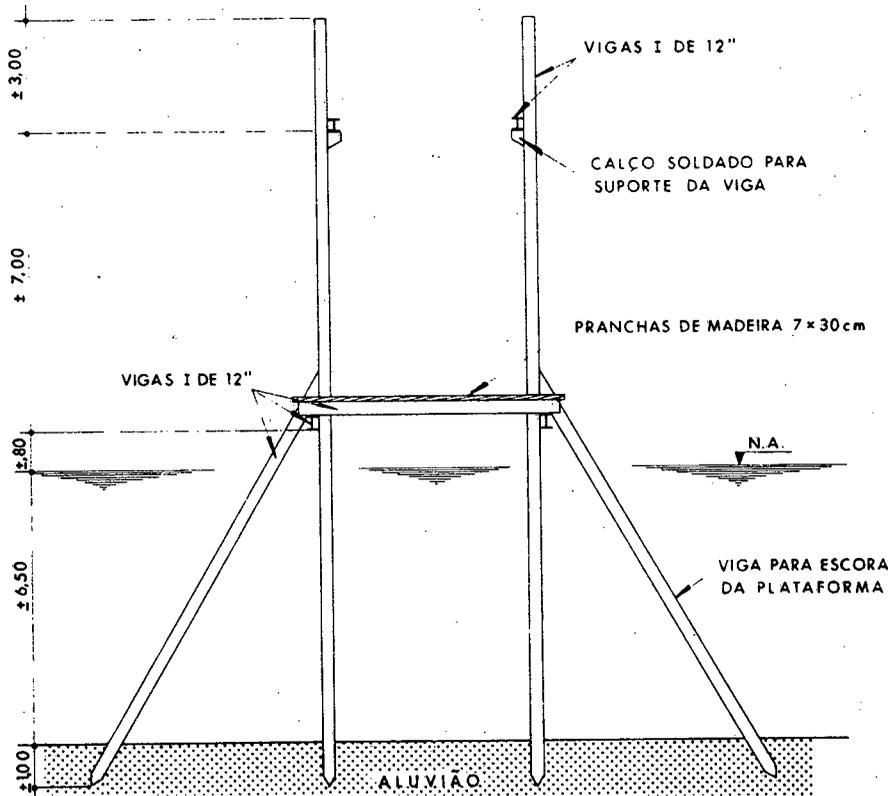


Planta

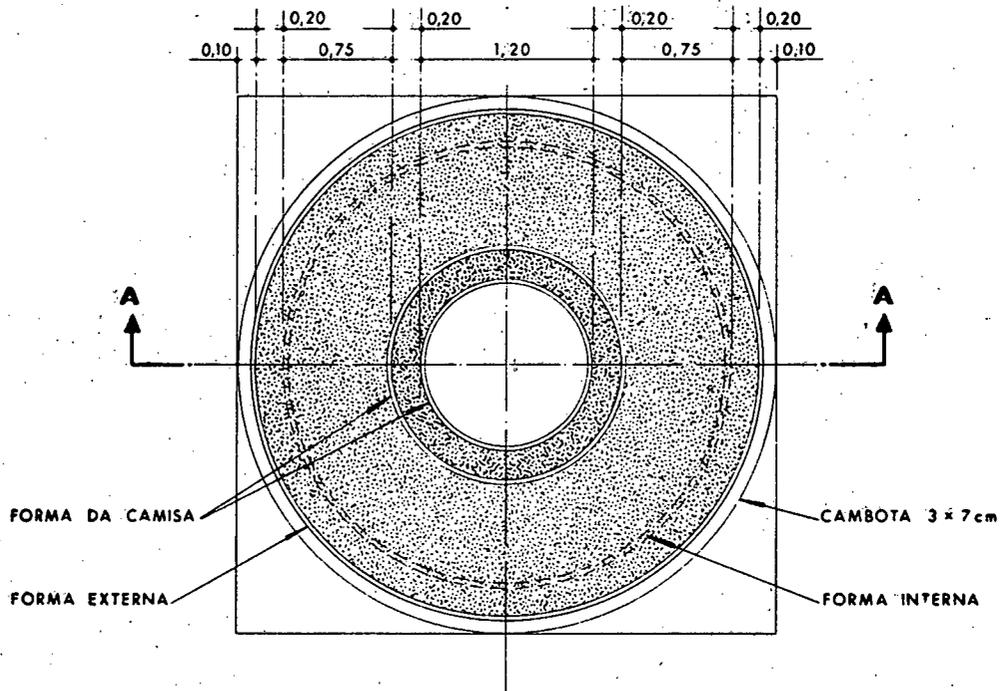
Cimbramento da Viga-Travessa



Corte A-A

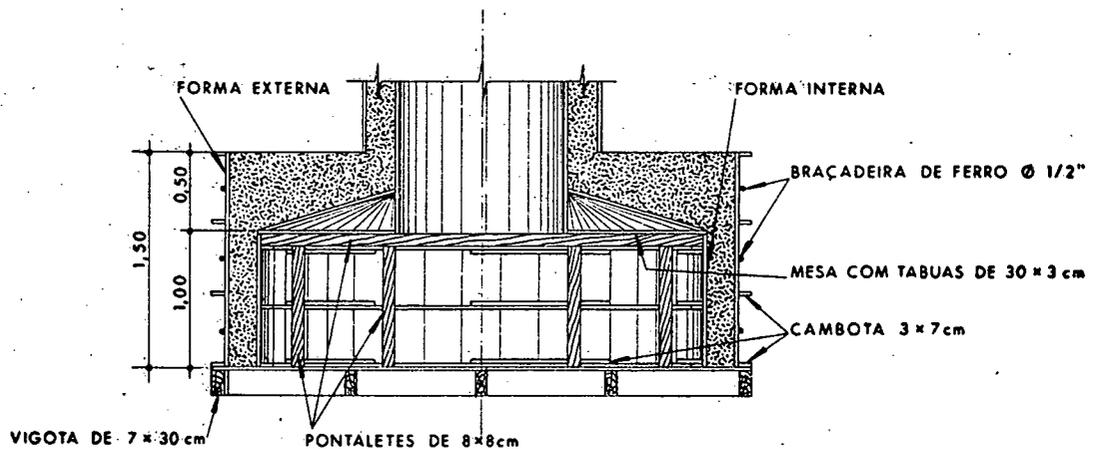


Corte B-B



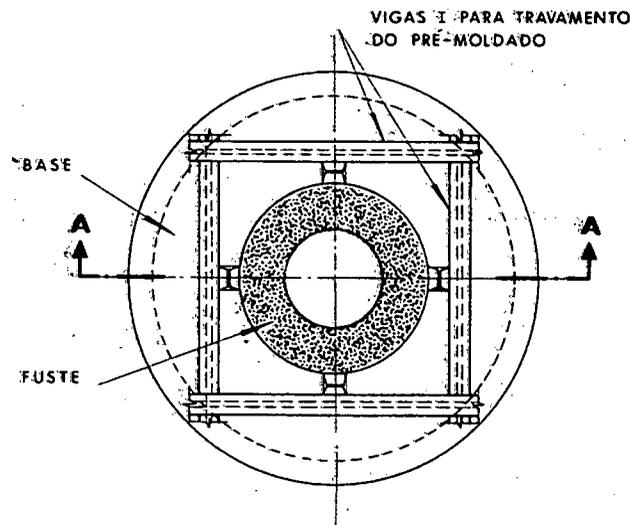
Planta

OBS: - FORMA EXTERNA COM 12 PAINÉIS DE 0,90 x 1,50 E UM PAINEL DE 0,20 x 1,50 cm
 FORMA INTERNA COM 10 PAINÉIS DE 0,90 x 1,00 E UM PAINEL DE 0,20 x 1,00 cm

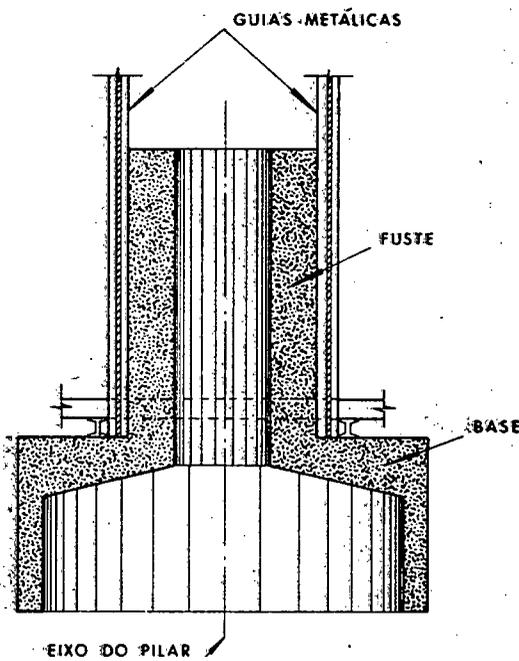


Corte A-A

Forma da Base Pré-Moldada no Leito do Rio

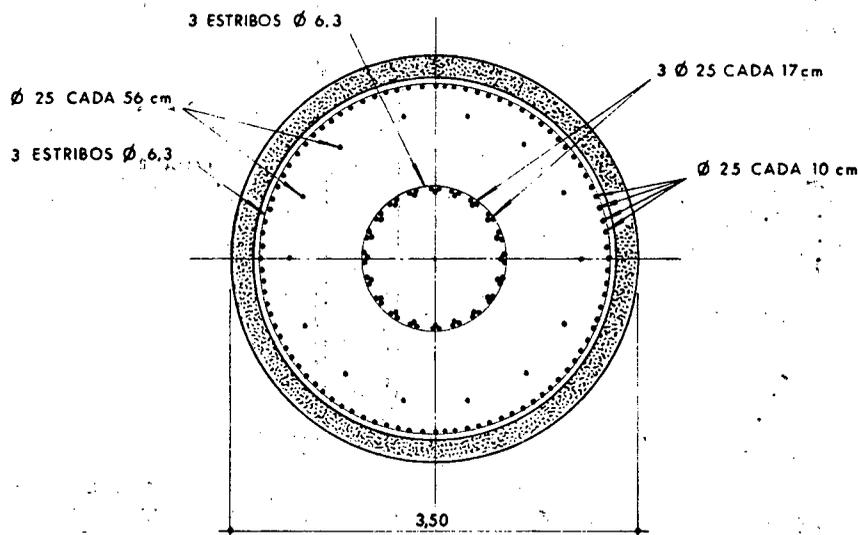
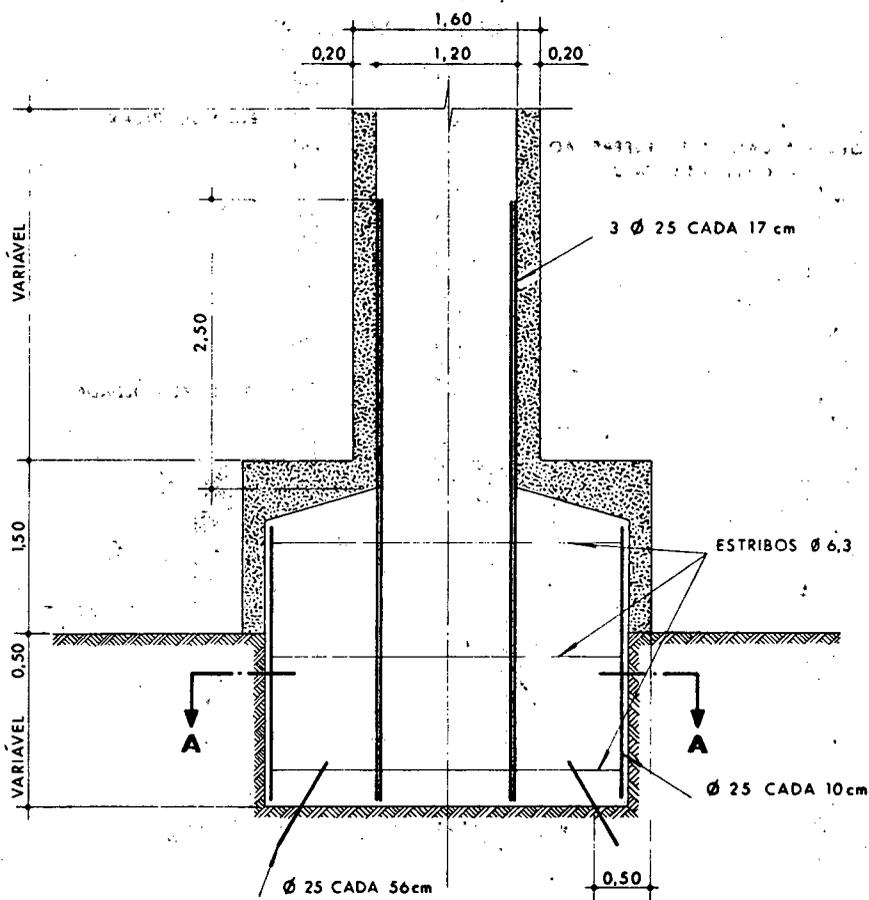


Planta



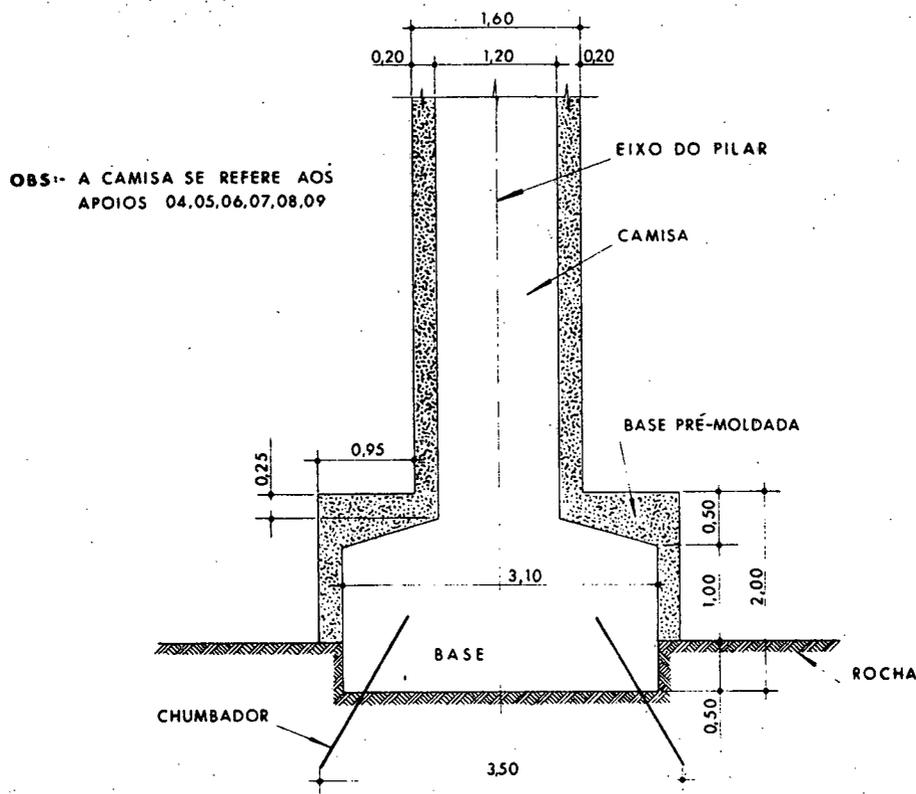
Corte A-A

Travamento do Pré - Moldado com Perfis "I"

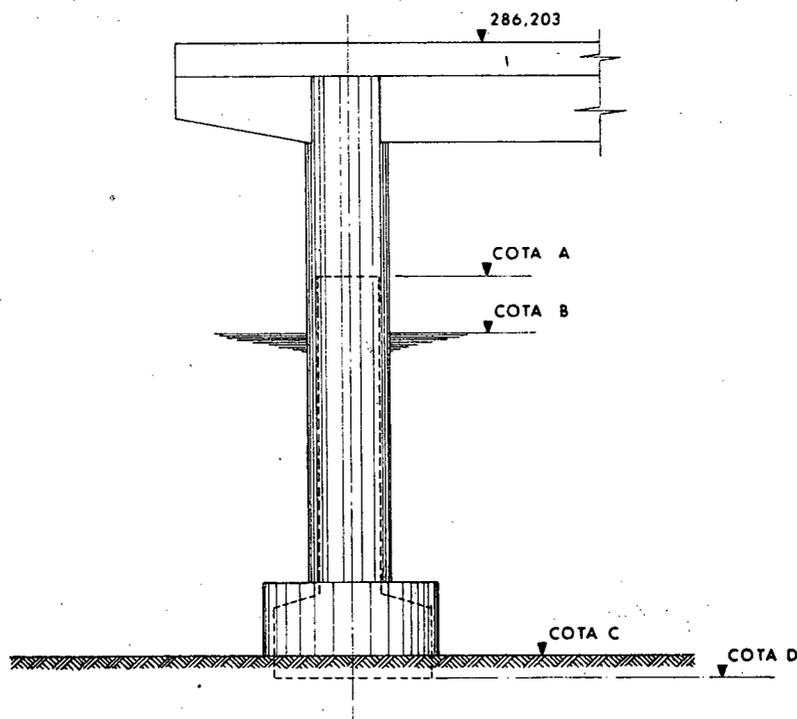


Corte A-A

Armação para Assentamento das Bases no Leito do Rio



Camisa dos Tubulões



Tubulões no Leito do Rio

Cotas de Assentamento das Camisas e Bases

Cotas de cravação dos tubulões no leito do rio						
Apoios	Lado	Cota "A"	Cota "B"	Cota "C"	Cota "D"	Data de Concretagem da Base
04	E	280,823	279,948	272,823	272,273	14/06/79
	D	280,827	279,719	272,827	272,027	19/06/79
05	E	280,900	279,997	272,900	271,850	22/06/79
	D	280,685	279,979	272,685	271,735	29/06/79
06	E	281,593	279,693	272,093	270,243	16/07/79
	D	281,001	279,917	272,001	270,201	27/07/79
07	E	280,478	279,810	271,478	270,278	09/08/79
	D	280,449	279,733	271,449	270,199	02/08/79
08	E	280,420	279,979	271,420	270,720	04/09/79
	D	280,434	279,947	271,434	269,834	12/09/79
09	E	280,238	279,873	272,238	271,118	24/08/79
	D	280,355	279,959	272,355	271,305	17/08/79

5.7 - Controle de qualidade do concreto dos apoios.

5.7.1 - Concreto dos tubulões e pilares.

Para esse concreto especificou-se:

- a) $f_c \geq 80\text{kgf/cm}^2$: para a desforma das camisas em 24 horas;
- b) $f_{ck} \geq 180\text{kgf/cm}^2$: tensão de aceitação automática da peça aos 28 dias.

A condição "a" ($f_c \geq 80\text{kgf/cm}^2$) foi sempre satisfeita, como atestam os concretos CA-1, CA-1/1 e CA-1/3, que em média deram os seguintes valores:

$$f_{c_3} = 210\text{kgf/cm}^2, f_{c_7} = 290\text{kgf/cm}^2 \Rightarrow f_{c_7} = 1,38f_{c_3}$$

Baseando-se no fato de que a curva de variação da resistência com a idade, marcados os tempos em escala logarítmica e as resistências em escala aritmética, obtém-se uma representação praticamente linear, com inflexão na idade de sete dias:

$$\frac{f_{c_7} - f_{c_3}}{f_{c_3} - f_{c_1}} = \frac{\log 7 - \log 3}{\log 3 - \log 1}$$

substituindo os valores de f_{c_3} , f_{c_7} e calculando-se os logaritmos tem-se:

$$\frac{290 - 210}{210 - f_{c_1}} = 0,77124$$

donde $f_{c_1} \cong 107\text{kgf/cm}^2$, justificando a liberação.

Para a condição "b" ($f_{ck} \geq 180\text{kgf/cm}^2$), o critério de aceitação foi por apoio, juntando-se os valores obtidos no lado esquerdo e direito. Os estudos das peças seguiram a NB-1/78, item 15.1.1.3. O resumo dos resultados encontra-se na tabela seguinte.

Apoio	Resistência Característica Estimada (kgf/cm ²)		
	3 dias	7 dias	28 dias
01	167	234	328
02	191	257	342
03	165	235	346
04	160	223	327
05	139	233	356
06	172	243	349
07	167	237	341
08	172	238	333
09	141	212	297
10	161	224	309
11	154	224	330
12	165	217	346
13	151	212	322
14	152	213	313
15	163	229	349
16	162	226	340

Com estes resultados pode-se concluir que a aceitação foi automática em todos os casos, havendo até um excesso nos valores, o que aumenta o coeficiente de segurança dos tubulões e pilares.

5.7.2 - Concreto das vigas-travessa.

Para esse concreto também foi especificado $f_{ck} \geq 180 \text{ kgf/cm}^2$. Foi o critério de aceitação das estruturas o de juntar-se as amostras de todas as vigas-travessa em um só lote, embora fosse feito também um acompanhamento individual para cada apoio, onde eram moldadas duas amostras para as idades de três, sete e vinte e oito dias.

O resumo dos resultados encontra-se abaixo.

	Idade (dias)		
	3	7	28
Resistência Característica Estimada: f_{ck} Estrutura (kgf/cm ²)	180	252	340

Com os resultados acima pode-se concluir que a aceitação foi automática em todos os casos, havendo até um excesso nos valores, o que aumenta o coeficiente de segurança também das Vigas-travessa.

6 - Superestrutura.

6.1 - Vigas pré-moldadas.

6.1.1 - Descrição geral.

No início dos trabalhos da Empreiteira no Canteiro, estavam previstos no projeto executivo da Ponte quinze tramos e o lançamento de cinco longarinas pré-moldadas de concreto protendido em cada um dos mesmos. Como consequência do projeto do aterro de encabeçamento da margem esquerda ter-se baseado num perfil geológico não muito real, fato evidenciado pelas escavações, na época da construção, além do esperado, com o aumento do volume de escavação do aluvião e, conseqüentemente, acréscimo do volume de material compactado. Optou-se então pela execução de mais um vão em estrutura de concreto, o que diminuiu sobremaneira o volume do aterro de encabeçamento.

As longarinas pré-moldadas de concreto protendido tinham as seguintes características:

- Número de elementos: 80 (cinco vigas/tramo);
- Comprimento: 41,97m;
- Espessura da alma variável nos 5,25m a partir do eixo das transversinas extremas, de 30cm a 17cm, espessura mantida constante daí em diante.
- Largura da mísula que aloja os cabos de protensão = 65cm;
- Largura da mesa: 1,20m;
- Altura: 2,15m;
- Número de transversinas: duas extremas com dois cabos de protensão e três intermediárias com quatro cabos de protensão (em cada cabo, utilizados doze fios de ϕ 7mm);
- Número de cabos de protensão da viga: doze cabos (em cada cabo, utilizadas sete cordoalhas de $\phi = 1/2''$);
- Fases de protensão: os sete cabos ancorados nas extremidades da viga foram protendidos numa primeira fase e em duas etapas, anteriores ao lançamento das vigas; os cinco cabos relevados foram protendidos numa segunda fase, após a execução da laje do tabuleiro;
- Sistema de protensão: Rudloff;
- Volume de concreto por viga: $\sim 31,0 \text{ m}^3$;
- Resistência característica do concreto. (será tratada adiante em item específico).

6.1.2 - Formas laterais das vigas pré-moldadas.

Para a moldagem das longarinas do tabuleiro, foram confeccionadas na carpintaria formas com estruturas de madeira, providas de fechamento com chapas de compensado do tipo "madeirit" de 15mm de espessura, por sua vez recobertas internamente com chapas galvanizadas n.º 26. Utilizou-se esse revestimento visando atingir o reaproveitamento dos moldes, protegendo a chapa de "madeirit" das fases sucessivas de umedecimento e secagem, evitando-se assim a descolagem das lâminas do "madeirit" e o empenamento da superfície das chapas. Esse procedimento aumentou a vida útil das formas (reuso observado de dezoito vezes).

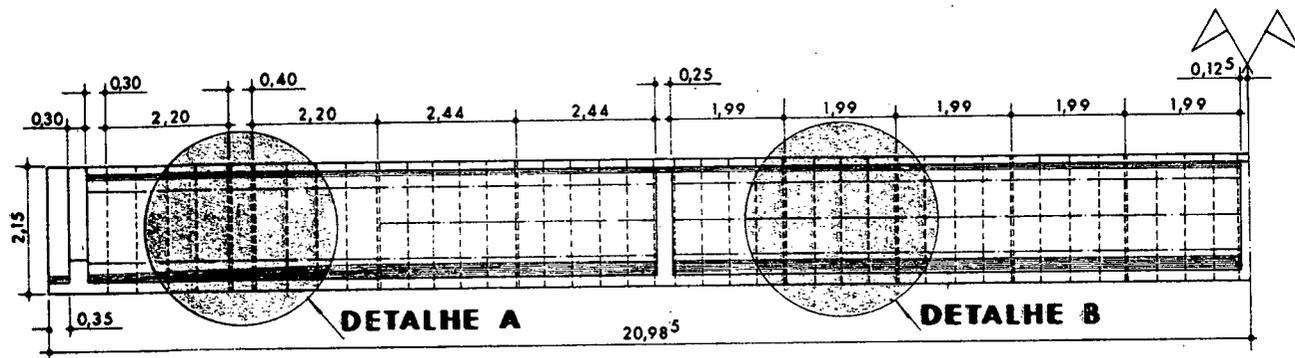
Nas operações de fechamento de forma foram posicionados dezoito painéis em cada uma das laterais da viga, perfazendo trinta e seis unidades para seu fechamento completo. A Empreiteira dispôs, no pátio de pré-moldados de cinco jogos completos de formas, o que eleva a $5 \times 36 = 180$ o número de módulos ou painéis utilizados, ou seja, número suficiente para a concretagem conjunta das cinco vigas de um lote, as quais foram, posteriormente, lançadas num mesmo tramo da Ponte. No lote de cinco vigas pré-moldadas, as duas extremas diferenciavam-se das demais pela existência de nichos de ancoragem dos cabos de protensão das transversinas.

Conforme mostrado no desenho a seguir, foi executado o travamento, dos painéis em quatro níveis diferentes, através de agulhas, no caso dos painéis típicos, ou seja, quando a espessura da alma é constante. Na região limítrofe às transversinas extremas, onde ocorre a variação gradual da espessura da alma, o travamento por meio de agulhas foi executado em três níveis distintos. Deve-se lembrar que a variação da espessura da alma nos extremos da viga, foi obtida, em cada um dos extremos, por meio de quatro painéis, variando-se a largura das vigotas dos montantes da forma, de forma a se criar, nos 5,10m de transição, a variação da alma dos 30cm, ao lado da transversina extrema para os 17cm do trecho de alma constante.

Um ponto no molde da viga que não apresentou bom desempenho foi o pé da forma, com vazamento freqüente de nata e argamassa, não obstante os múltiplos cuidados para vedação da região. Uma sugestão que se apresenta é a de prolongar esse "madeirit", comprimindo-o contra o pontalete corrido do berço da viga, pela ação das agulhas do pé da forma.

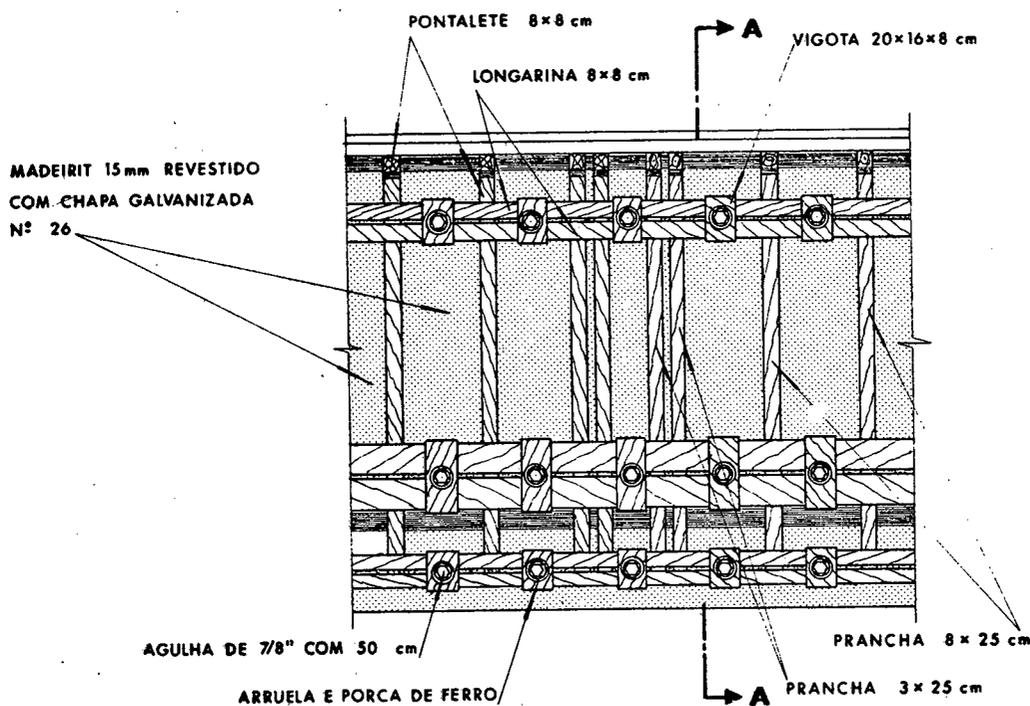
Na união entre módulo de forma lateral, a vedação se deu com sacos de aniagem embebidos em água, pressionados contra as frestas da forma no mesmo dia de concretagem, para evitar o seu ressecamento e desprendimento, o que viria a marcar a junção entre painéis pelo surgimento de uma região com concreto mais claro, decorrente da fuga de pasta de cimento e ou argamassa do concreto.

Nos extremos da viga, a placa pré-moldada da cabeça da viga efetuou de forma natural o fechamento das formas laterais.

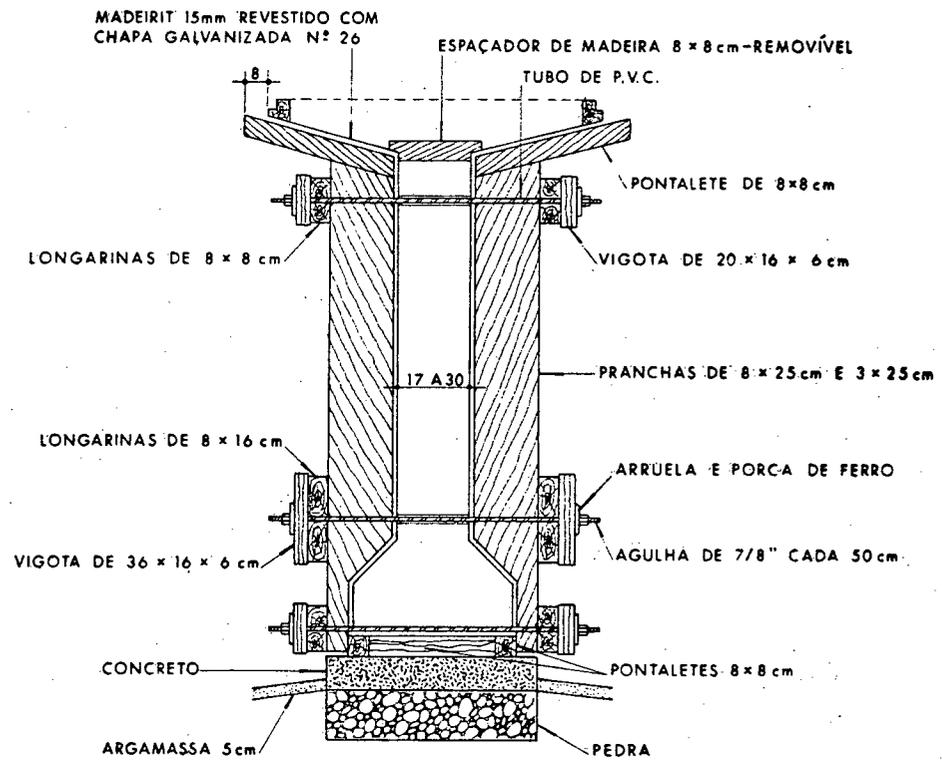


Vista Lateral

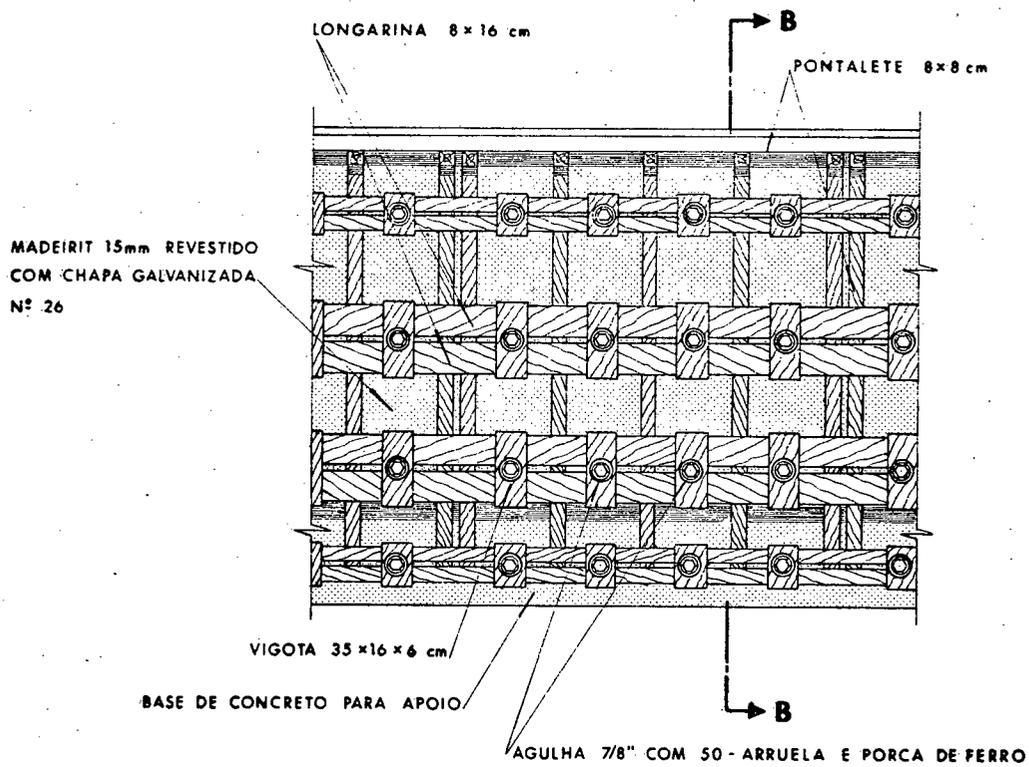
Formas Laterais das Vigas Pré-Moldadas



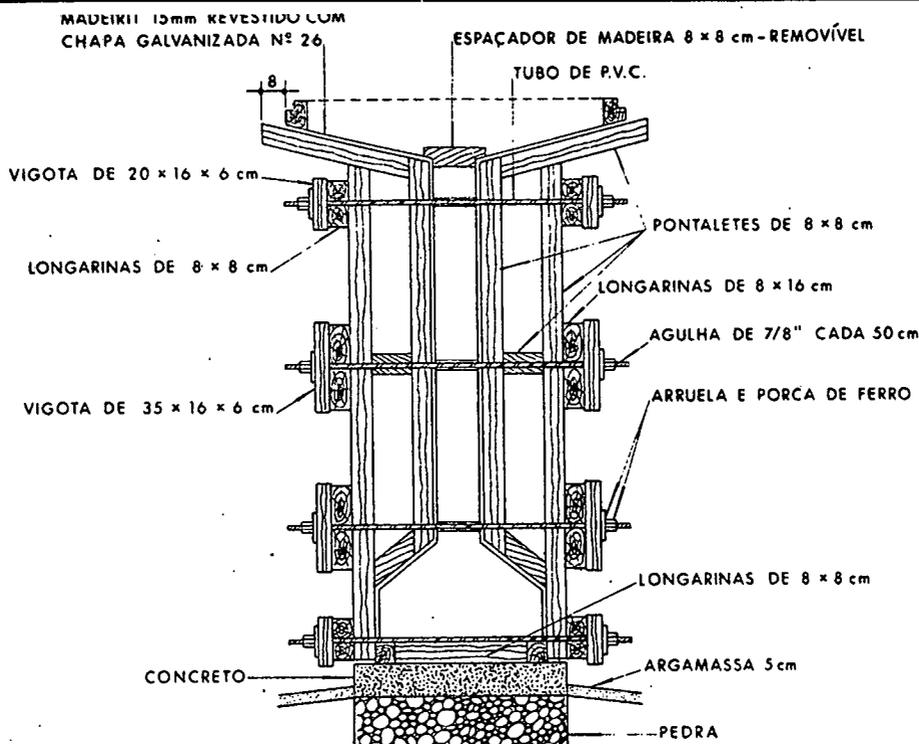
Detalhe A



Corte A-A



Detalhe B



Corte B-B



Detalhe do travamento das formas laterais para concretagem das vigas pré-moldadas.

6.1.3 - Armação das Vigas Pré-moldadas e fechamento de formas.

Com a liberação do lote de berços pelo traslado das vigas protendidas para a área de estocagem, a colocação da forma de madeira numa das laterais da viga servia de gabarito para o posicionamento da armadura frouxa da mesma. O caminhamento vertical e horizontal das bainhas metálicas de protensão foi assegurado pela amarração a estribos verticais e a prismas de concreto sobre a forma de fundo das vigas. Esses pontos fixos obedeceram à locação dos cabos em planta em relação ao eixo da viga e à locação dos mesmos em elevação. Visando transmitir maior rigidez às bainhas, foram criadas amarrações intermediárias, de modo a se impedir eventuais deslocamentos horizontais e verticais no instante da concretagem.

Como precaução contra carreamento de calda de cimento e/ou argamassa para dentro da bainha no momento da concretagem, as luvas, depois de rosqueadas às extremidades dos dutos, receberam uma demão de carbolástico. Sobre estas enrolou-se uma fita plástica não adesiva, por sua vez envolvida por uma fita crepe.

Os cabos de protensão foram passados nas bainhas antes do fechamento da forma da viga, assegurando maior rigidez ao conjunto, o que minimizaria possíveis desvios de locação por ocasião da concretagem. Por outro lado, a passagem dos cabos antes da concretagem e a execução de movimentos nos mesmos após a concretagem determinaria o desentupimento de pontos dentro da bainha em que ocorressem vazamentos de calda e/ou argamassa provinda de furos não detectados durante as inspeções ou criados pela imersão dos vibradores no concreto, pois o eventual contato destes com as bainhas poderia provocar o amassamento e a abertura das costuras.

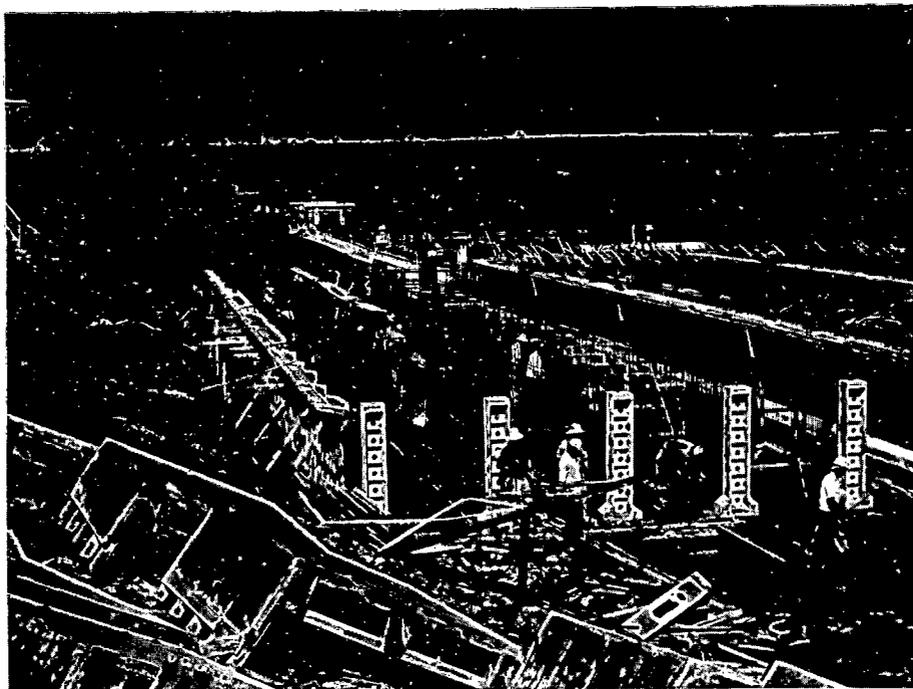
Nas placas pré-moldadas das extremidades das vigas, ocorreram as junções entre as bainhas e as luvas plásticas semi-embutidas nas placas, dispostas no final do segmento de bainha concretado na peça, entre o fundo do nicho e a face interna da cabeça pré-moldada. A junção citada também foi vedada com carbolástico e fita adesiva.

Uma vez liberadas pela Fiscalização as armaduras frouxas e as bainhas, procedia-se ao fechamento da forma lateral, a qual continha os "tijolinhos", para que o cobrimento mínimo das armaduras fosse assegurado.

Em etapa posterior ao fechamento da forma, procedia-se à armação da mesa da viga e ao posicionamento das formas dos nichos relevados, ao mesmo tempo em que ficavam de espera os ferros do berço corrido para passagem dos trilhos da treliça. Na concretagem das últimas vigas, foi executada em conjunto a concretagem da viga e do berço, sendo deixados embutidos neste os segmentos de bainhas dos cabos da laje a ser protendida. Essas operações simultâneas eliminaram o tratamento da junta horizontal entre o berço e a viga pré-moldada, normalmente levada a efeito na zona de estocagem.

No extremo da viga foi mantida uma "janela" para a limpeza de seu fundo, fechada antes da concretagem.

Após o ajuste de pequenos desencontros entre dois painéis adjacentes, da vedação de todas as juntas de forma, e uma vez liberada pela Topografia, a peça estava em condições de receber o concreto.



Execução da armação frouxa, da viga pré-moldada, vendo-se em primeiro plano os módulos das formas laterais da viga.



Armação frouxa e ativa da viga pré-moldada aguardando o fechamento das formas para iniciar a armação da mesa.



Detalhe das junções das bainhas junto à placa pré-moldada.

6.1.4 - Concretagem das Vigas Pré-moldadas.

O esquema básico traçado para a produção de elementos pré-moldados, previa o posicionamento de uma grua com 27,00m de raio de giro a partir do centro de rotação, responsável pelo lançamento de caçambas com 0,50m³ de concreto em sua ponta de lança.

O guindaste de lançamento de concreto foi instalado em posição equidistante de dois lotes de berços, de modo a se aproveitar integralmente o alcance máximo de lança e a manobra de assentamento do guindaste, uma vez que o local de sua instalação propiciaria o lançamento de concreto em até dez vigas, sem necessidade de remoção do equipamento.

Quando se procedia ao transporte transversal das vigas pré-moldadas, do lote de berços mais afastados do eixo longitudinal da ponte para a região de estocagem, havia a necessidade de remoção da grua para a passagem das vigas. O remanejamento da grua também se fazia necessário para o lançamento de concreto nas vigas do outro conjunto de dois lotes de berços. A relocação da grua gerou perda de continuidade no ciclo de produção de vigas, pois ocorreram situações em que a frente de lançamento ficou paralisada, com vigas prontas para receber concreto, à espera da reinstalação da grua, manobra que envolvia o abaixamento de sua lança, retirada de seus apoios sobre o terreno e a necessidade de ser rebocada. Essas manobras de posicionamento consumiam três dias em média, o que veio a prejudicar a produção de pré-moldados, nos casos de transferência da grua quando a frente de concretagem já estivesse liberada.

Pelas diversas implicações funcionais decorrentes do equipamento em si e do planejamento do pátio de pré-moldados, sugere-se em situações análogas, o emprego de equipamentos de lançamento móveis, mais versáteis e funcionais, podendo minimizar o transporte manual de formas no preparo para concretagem e na desforma, uma vez que não ficam restritos apenas à área sob o raio de ação da lança, como ocorre com os equipamentos estacionários.

Uma segunda grua com alcance de 25,00m foi posicionada junto à margem esquerda, e, por ocasião de sua desmobilização, transferida para o pátio de pré-moldados na margem direita. Cada uma das duas gruas, a partir de então, foi encarregada de cobrir dois lotes de berços, o que não eximia sua remoção, quando as vigas dos lotes mais afastados do eixo eram transferidas para a área de estocagem.

Na época em que foram concretadas as vigas, a central de concreto instalada na ombreira direita, ao lado do pátio de pré-moldados, contava com uma betoneira de eixo horizontal com capacidade de mistura de 0,5m³ de concreto por betonada e 2,5 minutos como tempo de mistura. A produção máxima horária da central nessas condições esteve em torno de 6m³.

A não constância do número de "dumpers" alimentadores do guindaste de lançamento de concreto, motivada por avarias mecânicas ou por estarem à disposição de outras frentes de trabalho, interferiu no ciclo médio de concretagem de uma viga, uma vez que a central limitava sua produção caso não houvesse transporte horizontal suficiente. Na concretagem de uma viga, operaram no mínimo dois "dumpers".

Os primeiros trabalhos de concretagem no pátio de pré-moldados estiveram a cargo dos "dumpers" com as caçambas originais de 0,5m³, que transportavam o concreto da central para o pátio de pré-moldados, de onde era basculado para uma caçamba de 0,5m³ presa ao guindaste. Para a transferência de concreto da caçamba do "dumpers" para a grua, foi necessário uma pequena escavação no terreno para embutimento parcial da caçamba presa à grua, devido à pequena altura do "dumper".

As dificuldades inerentes ao processo exposto, como perda de material na transferência do concreto, uma vez que a operação era praticamente manual, necessidade de manobra de "dumpers" e lança da grua, propiciavam um declínio na produção do guindaste, fatores esses que o levaram ao desuso e à busca de outra solução mais favorável.

O aprimoramento do transporte horizontal veio com a supressão da caçamba basculante dos "dumpers" e com a soldagem de um porta-caçambas nesse local, adaptação que lhe assegurou o transporte de caçambas de 0,5m³ de concreto.

O concreto especificado para as vigas pré-moldadas exigia uma resistência característica à compressão aos vinte e oito dias igual ou superior a 240kgf/cm^2 (vide item 6.1.5). A apresentação do traço ficou a cargo da Empreiteira, que contratou os serviços de um laboratório idôneo, notando-se na dosagem as seguintes características: diâmetro máximo do agregado igual a 25,0mm e baixa trabalhabilidade (abatimento do tronco de cone = 6 ± 1).

A trabalhabilidade especificada para o concreto das vigas pré-moldadas mostrou-se inadequada, dificultando sobremaneira o adensamento de concreto na mísula da viga. As condições de concretagem nessa região foram agravadas pela grande concentração de bainhas metálicas dos cabos de protensão, sendo exíguo o espaço livre entre duas bainhas, além de um pequeno recobrimento da armadura frouxa, de cerca de 2,0cm.

Com vista à melhoria das condições de lançamento de concreto e de seu adensamento, foi aplicado nas primeiras vigas um concreto de maior trabalhabilidade, com abatimento no tronco de cone de $8 \pm 1\text{cm}$. A observância da concretagem das cinco vigas do primeiro lote conduziu à definição de uma metodologia de zoneamento, aplicável às demais vigas, com respeito ao diâmetro máximo do agregado.

De acordo com o zoneamento adotado, na região da mísula, foi lançado um concreto com diâmetro máximo do agregado igual a 19,0mm, ao passo que na alma e mesa da viga foi empregado um concreto com diâmetro máximo do agregado igual a 25,0mm, mantida sempre a resistência característica à compressão aos vinte e oito dias.

A aplicação do concreto com "slump" de $8 \pm 1\text{cm}$ não evitou a ocorrência de ninhos de concretagem, localizados preferencialmente na mísula e em suas imediações, o que levou ao lançamento de concreto com maior trabalhabilidade ainda, agora com "slump" de $12 \pm 1\text{cm}$.

Com a adoção de todas as medidas apontadas, os ninhos de concretagem nas vigas, foram sistematicamente reduzidos, e, quando registrados, limitavam-se a pequenos defeitos na superfície, não comprometedores e de fácil e rápido reparo.

A partir da trigésima primeira viga foram lançados aproximadamente $2,0\text{m}^3$ de argamassa do mesmo traço de concreto, uniformemente distribuídos ao longo de todo o comprimento da viga, na porção inferior de sua mísula, uma região de difícil concretagem pelo grande número de bainhas, onde o adensamento só é possível e eficaz pelas vibrações transmitidas à forma.

A concretagem das vigas pré-moldadas, foi levada em sub-camadas, adensadas em média por três vibradores de imersão, dois deles com diâmetro de 35mm e o terceiro com diâmetro de 45mm, além de quatro vibradores de forma para o adensamento do concreto da mísula. Dos quatro vibradores de forma disponíveis, dois deles entravam em operação simultânea, após o lançamento do concreto de 19mm na mísula da viga, enquanto os outros dois que estavam acionados eram transferidos para frente. Assim, sempre se contava com dois vibradores de forma em operação, instalados frente a frente em lados opostos da viga. Os vibradores de imersão adensaram o concreto da alma e da mesa da viga, onde puderam ser introduzidos não sem algumas dificuldades, em razão da esbeltez da alma e da concentração de armadura frouxa e dos cabos de protensão.

O projeto original previa blocos a serem concretados junto com as vigas sobre a mesa, para servirem de apoio aos trilhos da treliça. Dada a dificuldade de posicionamento das formas e a pouca praticabilidade dessa solução, optou-se pela execução de um berço corrido, no qual se previu a passagem transversal dos cabos de protensão da laje, além das caixas de protensão dos cabos relevados. A figura adiante ilustra essas duas situações. A menos da viga central de cada tramo, todas as demais receberam os berços corridos, os trilhos das duas vigas que ladeiam a central de cada tramo apenas foram removidos depois de ter cessado o tráfego dos carros longitudinais que transportaram vigas do pátio para o lançamento.

Na maioria dos elementos pré-moldados, os berços corridos foram concretados na área de estocagem, depois de concluídas as duas etapas de protensão da primeira fase, juntamente com a injeção das bainhas e a concretagem dos nichos dos cabos de extremidade. Após a interrupção de concretagem na face superior da viga, houve tentativa para se processar o "corte verde", que consiste na limpeza e lavagem do concreto logo após o fim da pega, para se retirar a nata superficial, usando-se jatos de ar e água.

Este processo de preparo de superfície para concretagem, é recomendado para a retomada de lançamento entre 8 e 15 horas. Na Obra esses prazos não puderam ser respeitados, o que provocava um envelhecimento da junta tratada, passando-se então a empregar o jato de areia para tratamento dessa junta de concretagem (entre a face superior de mesa e o berço corrido).

De acordo com o processo construtivo da laje protendida do tabuleiro, foram previstas emendas junto às faces laterais dos berços corridos, sendo a armadura frouxa emendada por traspasse e as bainhas metálicas, com luvas rosqueadas.

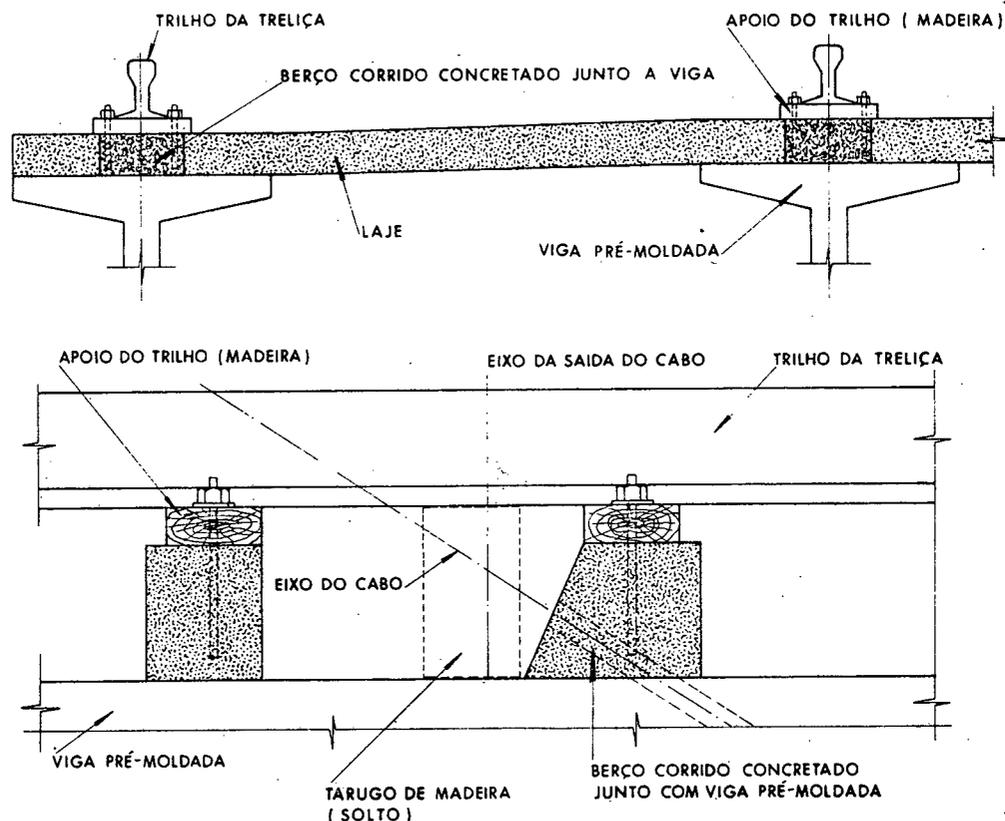
Com o propósito de otimizar o fluxograma de produção de pré-moldados, a desforma das vigas foi liberada após vinte e quatro horas, contadas a partir do término da concretagem.

Após o término da concretagem, todos os doze cabos de protensão foram movimentados nas bainhas, com o intuito de se eliminar qualquer ponto de adesão as mesmas. O comportamento geral das bainhas com os cuidados tomados foi bastante satisfatório, não surgindo nenhum problema que viesse a comprometer os trabalhos de protensão.

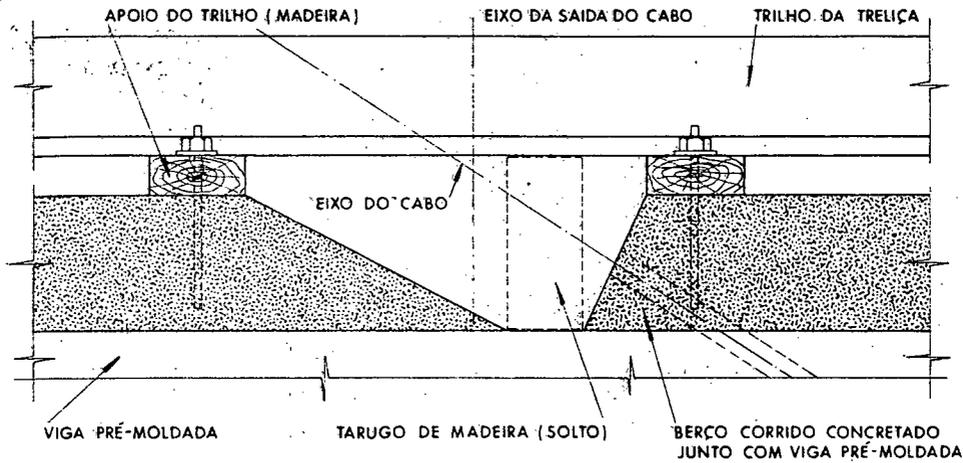
Para cura, era instalado em nível superior ao da mesa da viga um duto perfurado condutor de água, que mantinha um filme d'água sobre a face livre dos pré-moldados, através da disposição de pequenos diques nas bordas da mesa. Em outras vigas, o mesmo duto conservava saturada uma camada de areia distribuída ao longo de toda a superfície.

A cura à água mostrou-se ineficaz nas faces laterais do elemento, logo após a desforma, devido ao inter cruzamento de trabalhos no pátio, tais como: concretagem e colocação de painéis em vigas vizinhas, desforma e remoção de painéis de formas. Houve, também, grande dificuldade no acesso freqüente ao vão livre entre os berços, para molhagem intermitente. Com base nessas dificuldades, foi sugerida a aplicação de uma demão de película impermeabilizante, nas faces laterais das vigas, processo que foi adotado para todos os pré-moldados a partir de então, facilitando sobremaneira o controle da cura.

A cura com água do concreto estrutural se prolongou, pelo menos por sete dias.

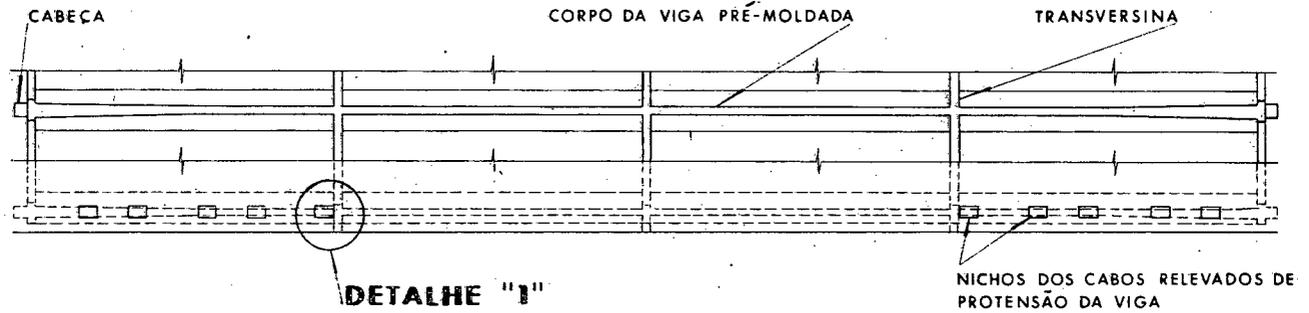


Caixa de Protensão (PROJETO INICIAL)

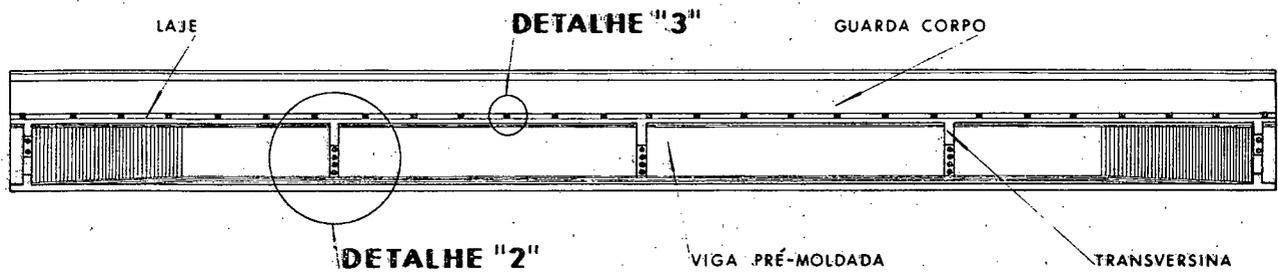


Caixa de Protensão (PROJETO EXECUTADO)

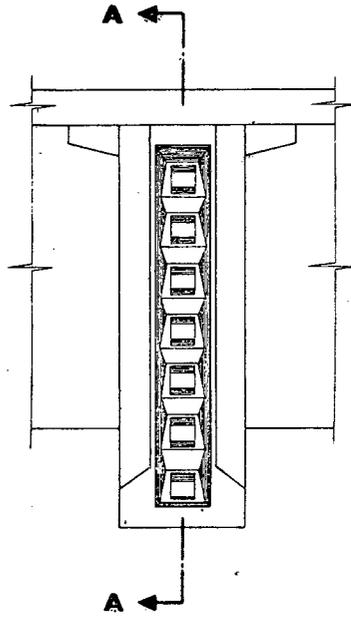
Apoio para Passagem da Treliça Junto às Caixas de Protensão



Planta



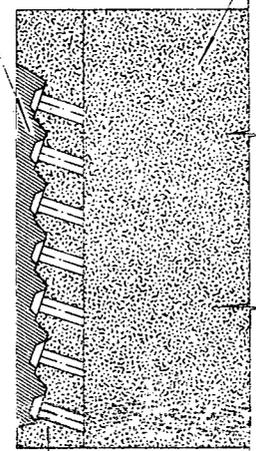
Vista Lateral



Vista Frontal

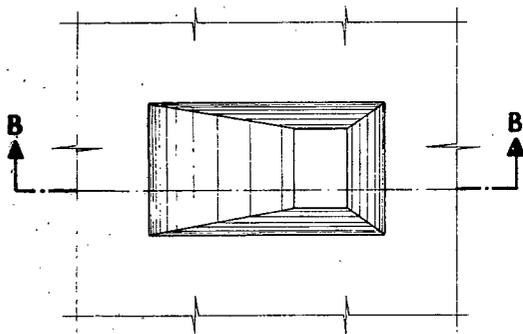
CONCRETO SECUNDÁRIO DO NICHU

CORPO DA VIGA



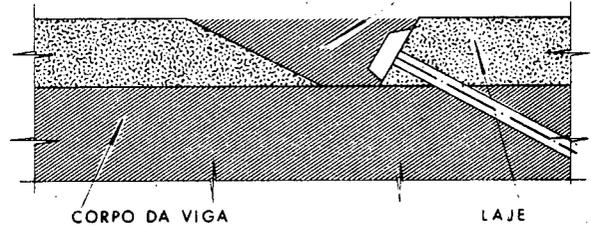
CABEÇA DA VIGA PRÉ-MOLDADA

Corte A-A



Detalhe "1"

NICHU DO CABO RELEVADO DE PROTENSÃO DA VIGA

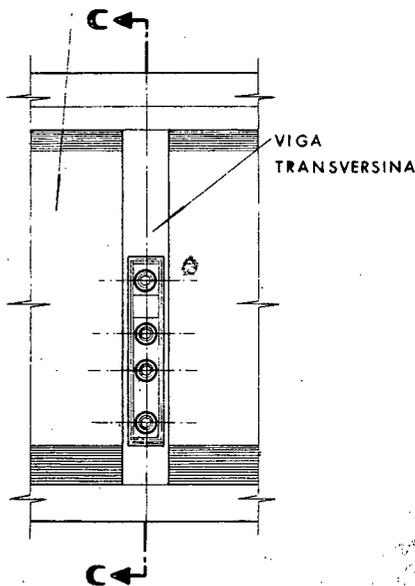


CORPO DA VIGA

LAJE

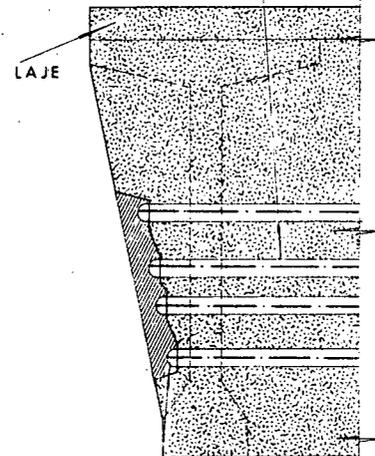
Corte B-B

CORPO DA VIGA



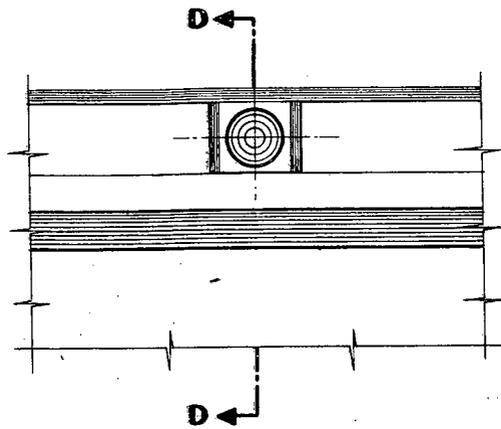
Detalhe "2"

CABOS DE PROTENSÃO DA TRANSVERSINA

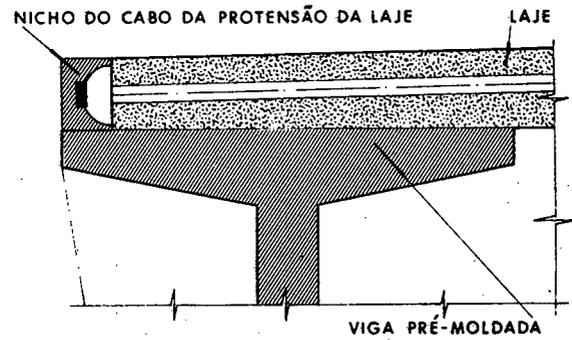


CONCRETO SECUNDÁRIO DO NICHU

Corte C-C

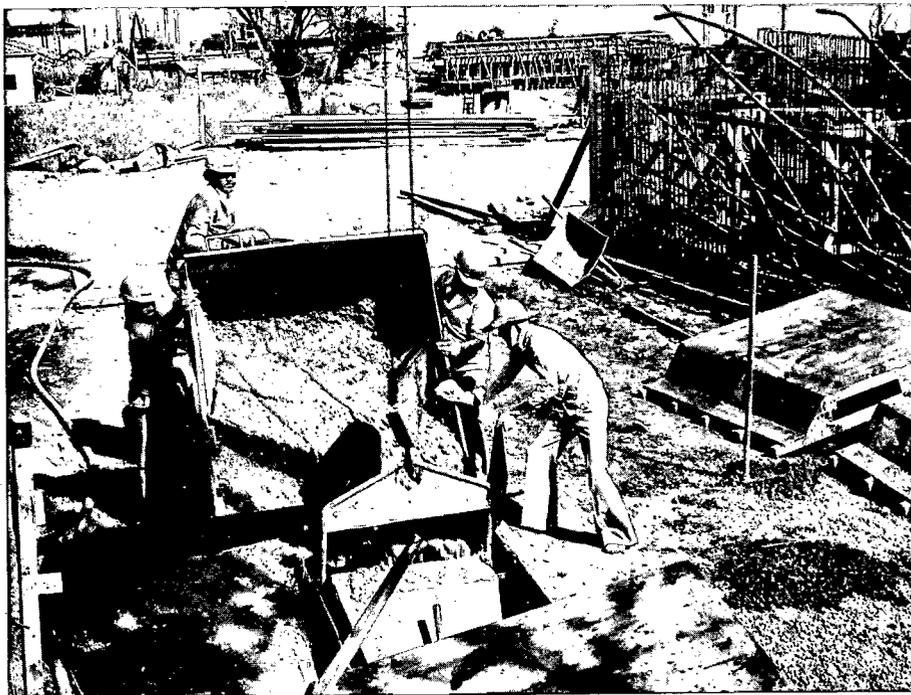


Detalhe "3"

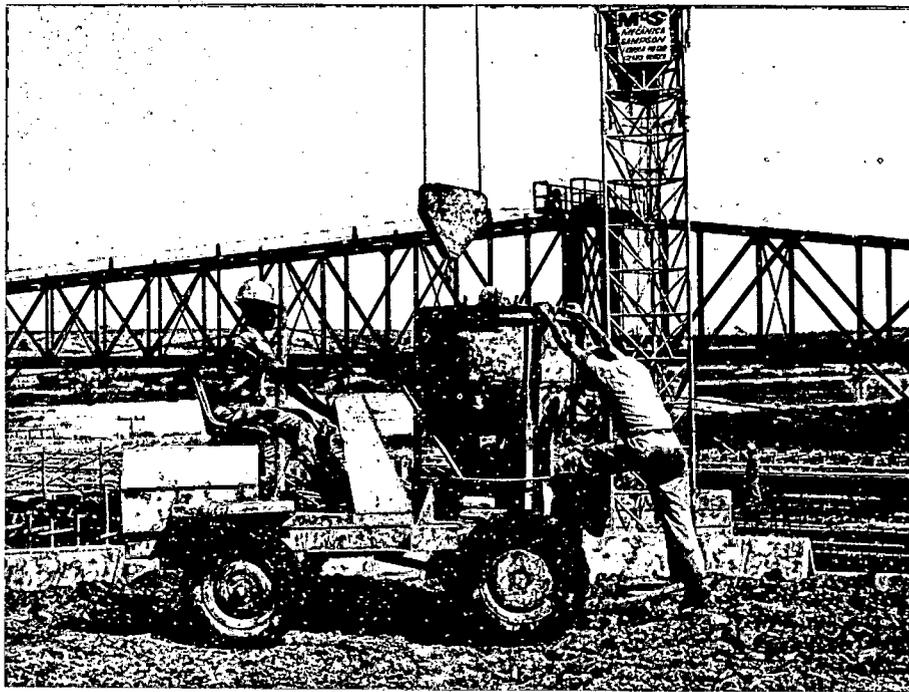


Corte D-D

Detalhes dos Nichos de Protensão da Superestrutura



Transferência do concreto da caçamba do "dumper" para a caçamba presa na grua, vendo-se caçamba embutida no terreno.



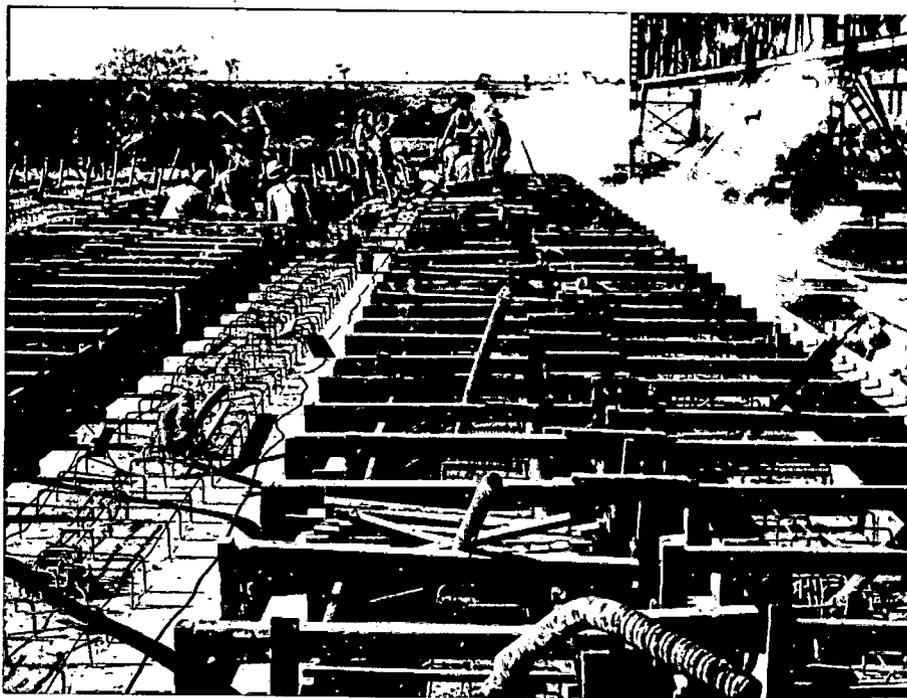
"Dumper" adaptado para transporte da caçamba de concreto.



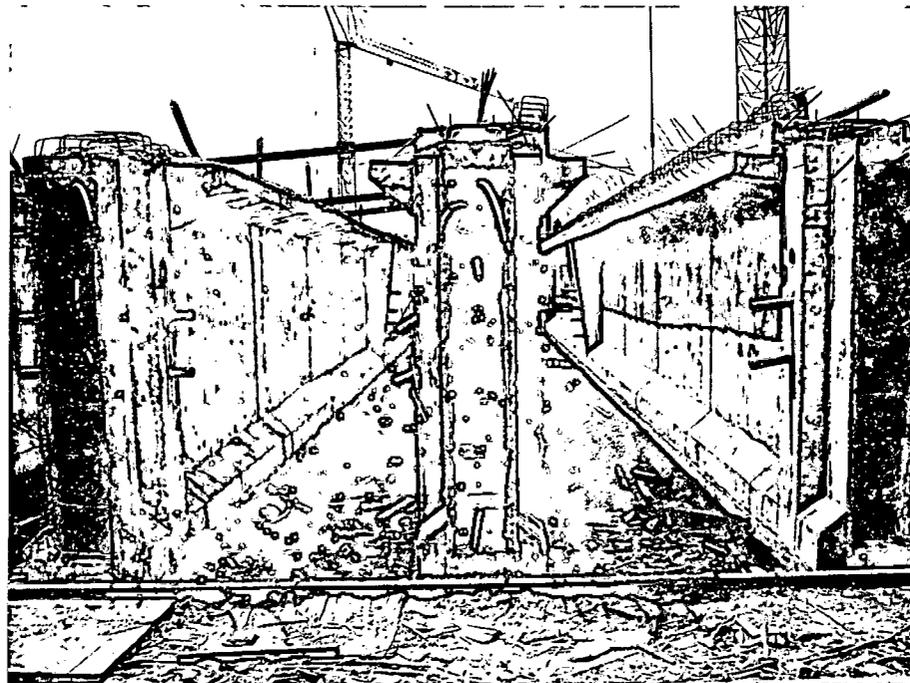
Concretagem de uma viga pré-moldada. Em primeiro plano, vê-se os tubos para respiros dos cabos de protensão.



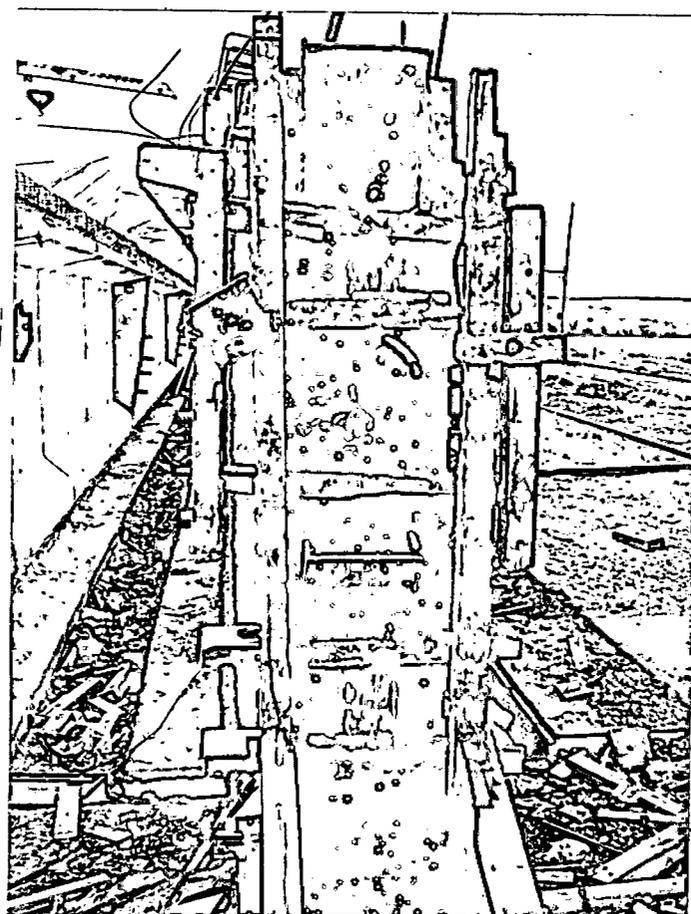
Vista dos vibradores de parede fixados em uma das laterais da forma da viga pré-moldada.



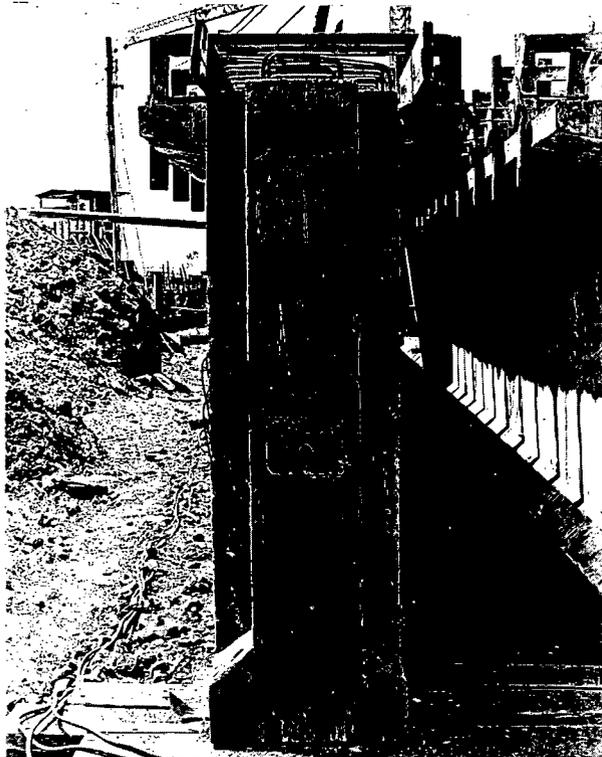
Formas dos berços corridos sobre as vigas pré-moldadas, para fixação dos trilhos para avanço da treliça lançadora.



Vista dos cabos protendidos, ancorados nas extremidades da viga.



Vista da forma montada na extremidade da viga para concretagem do nicho.



Viga pré-moldada aguardando a concretagem do berço para ser lançada pela treliça.

6.1.5 - Controle de qualidade do concreto das Vigas Pré-moldadas.

A Projetista especificou para esse concreto a Resistência Característica à idade de sete dias maior ou igual a 160kgf/cm^2 , quando se faria a protensão da Primeira Etapa da Primeira Fase, e 240kgf/cm^2 com Resistência Característica à idade de vinte e oito dias, época em que se realizaria a Segunda Etapa da Primeira Fase (conforme Notas 1 e 2).

Para agilizar mais o processo de fabricação de vigas, tendo em vista o cronograma, passou-se as idades de sete dias para três dias, e de vinte e oito dias para sete dias, mantendo-se porém as mesmas resistências.

Com a antecipação das idades a Contratante pediu à Contratada que definisse junto ao calculista os Módulos de Elasticidade. A Projetista definiu para três dias de idade o Módulo de Elasticidade igual ou superior a 250.000kgf/cm^2 , e 320.000kgf/cm^2 para sete dias de idade. Resumindo o exposto, tem-se as especificações abaixo:

- a) Primeira Etapa da Primeira Fase:
- | | |
|------------------------------------|--------------------------|
| - Idade | 3 dias |
| - Resistência Característica | 160kgf/cm^2 |
| - Módulo de Elasticidade | 250.000kgf/cm^2 |
- b) Segunda Etapa da Primeira Fase:
- | | |
|------------------------------------|--------------------------|
| - Idade | 7 dias |
| - Resistência Característica | 240kgf/cm^2 |
| - Módulo de Elasticidade | 320.000kgf/cm^2 |

Nota 1: Chama-se Primeira Fase à protensão dos cabos de Topo, e Segunda Fase à protensão dos Cabos Relevados.

Nota 2: Chama-se Primeira Etapa a protensão dos Cabos de Topo com a Força de 52t e Segunda Etapa com a Força de 87t.

Quanto ao Módulo de Elasticidade, foram moldados duas séries de dois corpos de prova por viga para acompanhamento, e as conclusões gerais já foram descritas no item 4.1.3.2 deste relatório.

A análise das resistências por viga obedeceu a filosofia de que para as idades menos críticas se moldariam dois pares de corpos de prova somente para acompanhamento. Com o objetivo de se determinar qual era essa idade, verificou-se a razão entre as resistências características exigidas no projeto, comparando-a com a razão de crescimento definida no item 5.7 deste relatório (baseou-se portanto em dados iniciais da Obra, já disponíveis).

Assim tem-se:

$$fck_7 = k \cdot fck_3 \Rightarrow 240 = k \cdot 160 \Rightarrow k = 1,5$$

Como a razão de crescimento $f_{c,7} = 1,38$ (vide item 5.7) é menor do que o valor de k acima, concluiu-se que a idade crítica é sete dias. Tomando como exemplo uma resistência de 170 kgf/cm^2 aos três dias de idade (que é suficiente para aceitação), e assumindo o crescimento de 1,38, teremos aos sete dias $170 \times 1,38 = 235,00$, o que não é suficiente para esta idade. Assim sendo, ficou estipulado que se moldaria duas séries com três pares de corpos de prova para ruptura nas idades de três, sete e vinte e oito dias, e mais três séries de pares, ou mais para serem rompidos aos sete dias, que segundo o exposto acima é a idade mais crítica.

O resumo das Resistências Características Estimadas aos sete dias de idade (kgf/cm^2) está na tabela seguinte, sendo que foram marcadas as dezenas na linha e as unidades na coluna (para se exemplificar o uso de tabela, hachuramos o resultado da Viga 35, igual a 282 kgf/cm^2).

Após a inclusão, a partir da 30.^a viga, da camada de argamassa na parte inferior das vigas (vide item 6.1.4), com espessura média de 7cm, observou-se um ligeiro decréscimo nas resistências, conforme se nota na tabela "Resumo das Resistências Característica Estimada aos 7 dias", da folha seguinte, havendo inclusive um caso (viga 44) com $fck = 230 \text{ kgf/cm}^2$ com resistência insuficiente aos 7 dias, obrigando a uma espera maior para a segunda etapa de protensão.

Esse decréscimo se explica pelo fato de se considerar os resultados dos ensaios de argamassa como parte integrante da viga.

A argamassa apresentou resistência inferior ao concreto, porém na viga ela se mistura com o concreto lançado e vibrado sobre ela.

Dezena Unidade	00	10	20	30	40	50	60	70
01	311	341	327	292	313	282	316	288
02	362	339	326	269	302	277	321	299
03	362	356	315	321	271	316	301	305
04	324	302	288	298	230	280	296	292
05	320	289	314	282	256	271	302	285
06	288	342	319	337	271	265	289	320
07	291	320	332	271	282	285	287	274
08	293	326	350	329	298	251	268	269
09	306	308	293	317	290	296	304	323
10	288	319	291	293	325	287	258	285

A seguir são comentados os critérios de liberação:

a) Para a Resistência aos três dias.

Ficou definido que não se aceitaria resistência inferior a 180 kgf/cm^2 , baseando-se na fórmula da NB-1/78 item 15.1.2 - $fck = \psi_c \cdot f_t$, onde $\psi_c = 0,89$.

Caso não fosse obtido o valor de 180 kgf/cm^2 aos três dias foi calculada a liberação para idade superior, baseando-se na fórmula:

$$\frac{f_{c_7} - f_{c_j}}{f_{c_j} - f_{c_3}} = \frac{\log 7 - \log j}{\log j - \log 3}$$

Para obtenção da resistência de 180kgf/cm² na idade de quatro dias tem-se a seguinte transformação, sabendo-se que $f_{c_7} = 1,38f_{c_3}$:

$$\frac{1,38f_{c_3} - 180}{180 - f_{c_3}} = 1,945$$

donde $f_{c_3} = 159\text{kgf/cm}^2$

Concluimos que se $159 \leq f_{c_3} < 180$ a protensão da Primeira Etapa da Primeira Fase deveria ser realizada somente após quatro dias de idade. Foi o que ocorreu com as vigas n.ºs 34, 36 e 45. Não houve ocorrência de resistências inferiores a 159kgf/cm², portanto, este intervalo está bem abrangente.

b) Para resistência aos vinte e oito dias.

Neste caso as liberações se processaram através da NB-1/78, item 15.1.2.1., e a única viga pendente de aceitação automática foi a de n.º 44 que teve Resistência Característica estimada em 230kgf/cm².

Como no item a, utilizou-se também a fórmula:

$$\frac{f_{c_{28}} - f_{c_j}}{f_{c_j} - f_{c_7}} = \frac{\log 28 - \log j}{\log j - \log 7}$$

onde $f_{c_{28}} = 1,31 f_{c_7}$ (razão de crescimento observada em dados iniciais da Obra) e $f_{c_j} = 240\text{kgf/cm}^2$.

fazendo $\begin{cases} j = 8 \text{ dias, tem-se } f_{c_7} = 234\text{kgf/cm}^2 \\ j = 9 \text{ dias, tem-se } f_{c_7} = 227\text{kgf/cm}^2 \end{cases}$

Então para $234 \leq f_{c_7} < 240$ teria que se protender a Segunda Etapa da Primeira Fase em oito dias, e para $227 \leq f_{c_7} < 234$ teria que se protender com nove dias. Como a Resistência Característica aos sete dias de idade da viga n.º 44 foi de 230kgf/cm², ela foi protendida com nove dias de idade.

É interessante lembrar que as Etapas de Protensão foram executadas segundo as conveniências executivas da Obra, e os prazos para a maturidade do concreto, citadas neste item, eram considerados como os mínimos para liberação de protensão, e na maioria dos casos foram extendidos.

A liberação da Segunda Fase de Protensão ficou em função da Resistência da Laje do Tabuleiro, e é objeto de estudo no item 6.4.

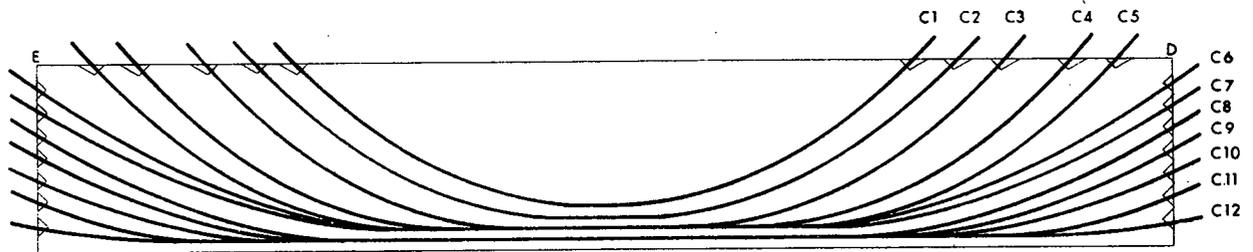
6.1.6 - Protensão das Vigas Pré-moldadas.

A Protensão das Vigas Pré-moldadas foi subempreitada pela Badra Engenharia Ltda. para a "J. Rudloff & Cia Ltda.", especialista no assunto.

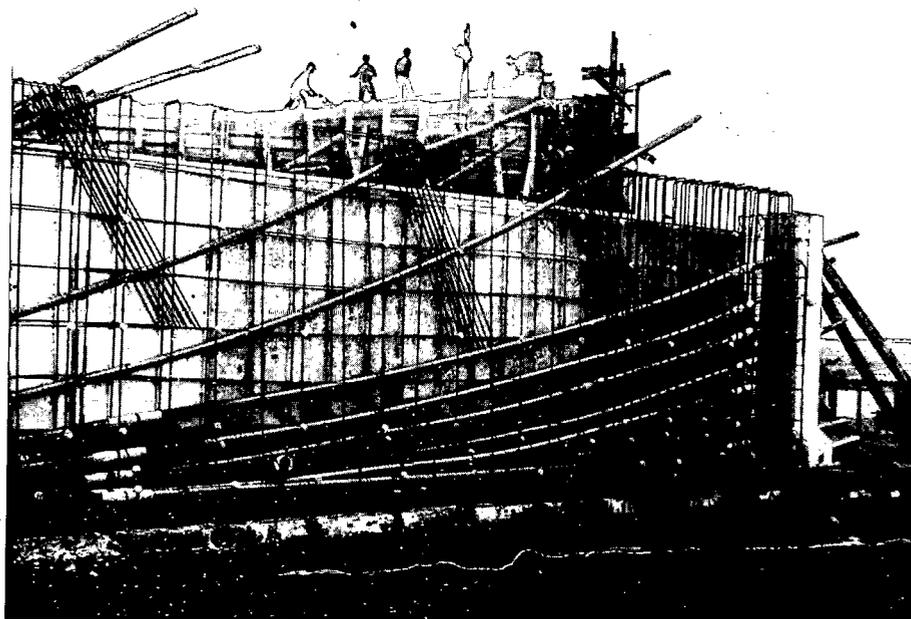
Utilizou-se em cada caso sete cordoalhas $\phi 1/2''$, aço CP 175-RN e foram ensaiados todos os rolos de aço para se fazer, além da aceitação do material, a correção dos alongamentos através do Módulo de Elasticidade real que foi admitido inicialmente para cálculo com o valor de 19.500kgf/mm². Os detalhes dos equipamentos de protensão são objeto do catálogo "Sistema de Protensão Rudloff", conforme fotos apresentadas nas folhas n.º 94 a 97

Fazem parte da viga, doze cabos, sendo sete Cabos de Topo (numerados 6 a 12) e cinco Cabos Relevados (numerados de 1 a 5). A protensão dos Cabos de Topo foi denominada de Primeira Fase e a protensão dos Cabos Relevados de Segunda Fase, e os seus detalhes serão descritos a seguir.

Abaixo, tem-se o desenho esquemático e foto da posição dos cabos.



Primeira Fase de Protensão



Detalhe da curvatura dos sete cabos de topo e os cabos relevados e, numerados de 3 a 5, da esquerda para direita.

- Primeira fase de protensão.

Esta fase foi feita em duas Etapas, sendo que na Primeira Etapa a Força de Protensão era de 52t, iniciada após o concreto ter curado pelo menos três dias; na Segunda Etapa a Força de Protensão era de 87t, com o início previsto no mínimo após sete dias de cura. Os critérios de liberação para início de protensão para as referidas etapas estão descritos no item 6.1.5. Abaixo, segue a tabela de protensão da Primeira Fase, fornecida pela Projetista.

1ª Etapa da 1ª Fase				
Ordem de Protensão dos Cabos	Comprimento do Cabo (m)	Seção Protendida	Força de Protensão (t)	Alongamento Teórico (mm)
C.8	43,25	E-D	52	165
C.9	43,20	E-D	52	164
C.10	43,14	E-D	52	165
C 7	43,31	E-D	52	164
C 6	43,36	E-D	52	165
C.11	43,10	E-D	52	166
C 12	43,07	E-D	52	167

2.ª Etapa da 1.ª Fase				
Ordem de Protensão dos Cabos	Comprimento do Cabo (m)	Seção Protendida	Força de Protensão (t)	Alongamento Teórico (mm)
C.8	43,25	E-D	87	110
C.9	43,20	E-D	87	110
C.10	43,14	E-D	87	111
C.7	43,31	E-D	87	110
C.6	43,36	E-D	87	110
C.11	43,10	E-D	87	111
C.12	43,07	E-D	87	112

Na Primeira Etapa a pressão no manômetro do macaco ia até 270kgf/cm², procedendo-se da seguinte maneira:

- Dava-se a pressão de 50kgf/cm² e colocava-se os gabaritos para marcar alongamentos, em cada extremidade do cabo;
- Davam-se as pressões de 100, 150, 200 e 250kgf/cm², e mediam-se os alongamentos correspondentes em ambas as extremidades do cabo;
- Dava-se a pressão de 270kgf/cm², e media-se o alongamento correspondente em ambas as extremidades do cabo, logo após era feito o cravamento e media-se as perdas por cravação, em ambas as extremidades do cabo.

Como a previsão de mudança de posição das vigas para o pátio de estocagem após a protensão desta etapa não foi obedecida, não houve nenhum fato comprometedor; assim, todas as análises ficaram para a Segunda Etapa.

Para a Segunda Etapa a pressão máxima no manômetro do macaco foi de 450kgf/cm², procedendo-se da seguinte maneira:

- Dava-se a pressão de 100kgf/cm² e colocavam-se os gabaritos para marcar alongamentos em ambas as extremidades do cabo;
- Davam-se as pressões de 270, 300, 350, 400 e 420kgf/cm², e mediam-se os alongamentos correspondentes em ambas as extremidades do cabo;
- Dava-se a pressão de 450kgf/cm², e media-se o alongamento correspondente em ambas as extremidades do cabo; logo após era feito o cravamento, e media-se as perdas por cravação em ambas as extremidades do cabo.

Com os alongamentos anotados e suas pressões correspondentes era feito o estudo do alongamento real através de Regressão Linear, considerando porém apenas a Segunda Etapa, porque após a Primeira Etapa ocorriam alterações tais como perdas por Deformação Lenta do Concreto, Retração do Concreto e Fluência do Aço, que são recuperados parcialmente na Segunda Etapa.

Segue como exemplo o cabo n.º 8 da Viga n.º 40, onde ocorreram os seguintes valores de alongamentos.

Pressão (kgf/cm ²)	270		300		350		400		420		450		
Alongamento (mm)	E	13	23	19	41	40	73	52	102	58	114	68	135
	D	10		22		33		50		56		67	

Assumindo valores de "X" para os alongamentos e "Y" para as pressões tem-se a seguinte equação, calculada através de regressão linear:

$$y = 233,04 + 1,6224x, \text{ sendo } R = 0,9997, \text{ donde:}$$

$$y = 0 \Rightarrow x = -143,64;$$

$$y = 450 \Rightarrow x = 133,73;$$

$$x = 0 \Rightarrow y = 233,04;$$

Analisando os parâmetros acima concluiu-se que quando $x = 0$, ocorrerá equilíbrio da tensão aplicada pelo macaco com a tensão remanescente da Primeira Etapa, o que equivale a dizer que a partir deste ponto (de "desencravamento") é que se inicia a Segunda Etapa, e o alongamento do cabo neste instante já não é mais o obtido na Primeira Etapa e sim o valor de $-143,64\text{mm}$, que seria o valor x para $y = 0$. Somando-se valor absoluto os valores de x para $y = 0$ e $y = 450$ se obtém efetivamente o alongamento resultante da protensão da Primeira Fase, que para o caso em questão é de aproximadamente 277mm .

Para se ter uma visão global do ocorrido nas duas etapas, analisa-se abaixo também a Primeira Etapa de Protensão, a partir dos alongamentos obtidos nessa Etapa:

Pressão (kgf/cm ²)		100		150		200		250		270	
Alongamento (mm)	E	16	32	30	63	50	95	63	123	66	136
	D	16		33		45		60		70	

Com esses valores da mesma maneira que para a Segunda Etapa, tem-se a equação:

$$y = 46,7 + 1,644x, \text{ sendo } R = 0,9997, \text{ donde:}$$

$$y = 0 \Rightarrow x = 28,4;$$

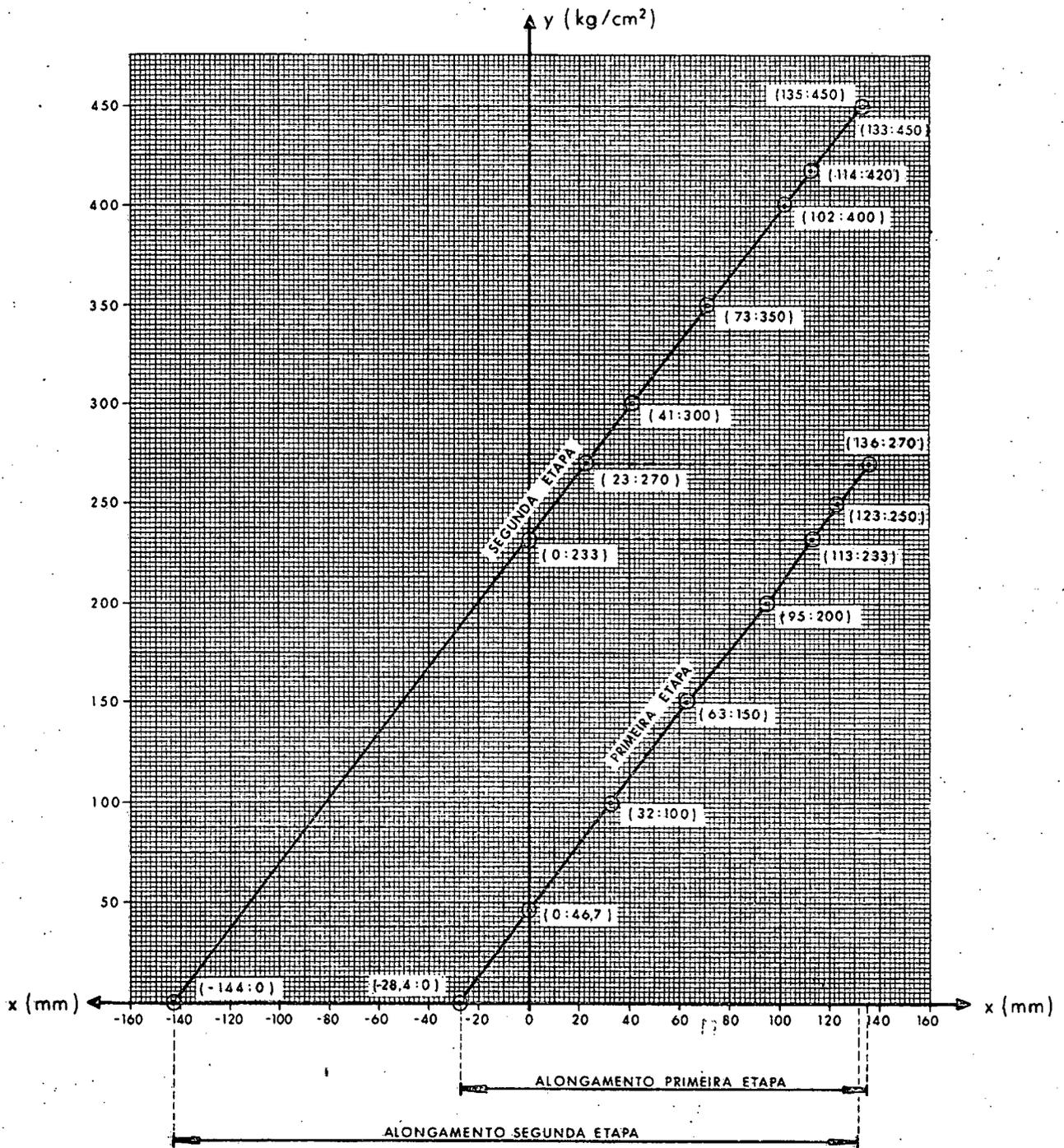
$$y = 270 \Rightarrow x = 135,8;$$

$$x = 0 \Rightarrow y = 46,7;$$

Analisando os parâmetros acima conclui-se que quando $x = 0$ a pressão no macaco era igual a $46,7\text{kgf/cm}^2$ (e 50kgf/cm^2 como foi descrito no processo, mostrando que caso não se usasse a regressão linear se cometeria um erro, porque nestas baixas tensões o cabo não tinha ainda se acomodado bem na trajetória) e já havia ocorrido o alongamento de $28,4\text{mm}$. Portanto o alongamento total do cabo nesta Primeira Etapa será a soma dos valores absolutos dos valores de x para $y = 0$ e $y = 270$, que no caso em questão é aproximadamente 165mm .

O gráfico da folha n.º 92 com as curvas da Primeira e Segunda Etapas, explica o exposto com relação ao alongamento do cabo e justifica admitir o alongamento da Segunda Etapa como sendo alongamento total da Primeira Fase.

Após determinado o alongamento da Primeira Fase era feita a comparação com o alongamento teórico previsto no cálculo. Tomando como exemplo novamente o Cabo n.º 8 da Viga n.º 40, que tinha um Alongamento Teórico de 275mm , e era composto de cordoalhas da amostra 81, com Módulo de Elasticidade real de 19.791kgf/mm^2 , calculou-se um Alongamento Teórico corrigido com o seguinte valor:



$$275 \times \frac{19.500}{19.791} = 271 \text{mm.}$$

O Desvio de Alongamento para o referido cabo será o seguinte:

$$\frac{277 - 271}{271} \times 100 = 2,2\%$$

Como no exemplo acima, eram calculados os desvios para todos os cabos da viga, após o que era calculado o Desvio Médio da Viga.

A liberação para corte dos cabos e sua injeção baseou-se no seguinte:

- Desvio do Alongamento para cada cabo deveria estar compreendido no intervalo entre - 10% e + 10%;
 - O Desvio Médio da Viga deveria estar compreendido no intervalo entre -5% e + 5% (considerando-se os cabos da Primeira Fase).
- Caso alguma viga não se enquadrasse em algum dos dois critérios ou em ambos, era consultado o calculista, que determinava a necessidade de uma reprotensão.

As vigas n.ºs 64, 66, 67, 68, 70, 72 e 75 foram reprotendidas e o critério foi o abaixo descrito:

- Dava-se a pressão de 100kgf/cm² e colocava-se os gabaritos para marcar alongamento nas duas extremidades do cabo;
- Davam-se as pressões de 400 e 420kgf/cm², e mediam-se os alongamentos correspondentes em ambas as extremidades do cabo;
- Dava-se a pressão de 450kgf/cm², e media-se o alongamento correspondente em ambas as extremidades, após o que era feito o cravamento.

Como as pressões de 400 a 420kgf/cm² os alongamentos não foram maiores que a perda por cravação, adotou-se somar o incremento de alongamento até a pressão de 450kgf/cm² com o alongamento já obtido na Segunda Etapa, descontando a perda por cravação.

Como exemplo, no cabo n.º 8 da Viga 72 obteve-se os valores abaixo na reprotensão:

Pressão (kgf/cm ²)		400		420		450	
Alongamento (mm)	E	8	13	9	15	19	31
	D	5		6		12	

O alongamento obtido na Segunda Etapa foi de 251mm, com perda na cravação de 16mm. Então o Alongamento Real passou a ser:

$$251 + 31 - 16 = 266\text{mm.}$$

Com o novo Alongamento Real calculou-se novamente o Desvio de cada cabo e depois a Média dos Desvios da Viga e verificou-se os dois critérios para liberação.

Houve um caso apenas, a Viga n.º 70, que mesmo com a reprotensão não foi liberada. Foi feita então nova reprotensão, e com o aval do calculista chegou-se até a pressão de 460kgf/cm². Com esse novo incremento de alongamento a viga foi liberada, somando-o ao valor do alongamento da Segunda Etapa, já majorado pela Primeira Reprotensão e descontando-se a perda por cravação.

O resumo dos resultados dos Desvios Médios por viga encontram-se na tabela a seguir, sendo que foram marcadas as dezenas na linha e as unidades na coluna (o cruzamento dos dois parâmetros dá o número da viga que se queira).

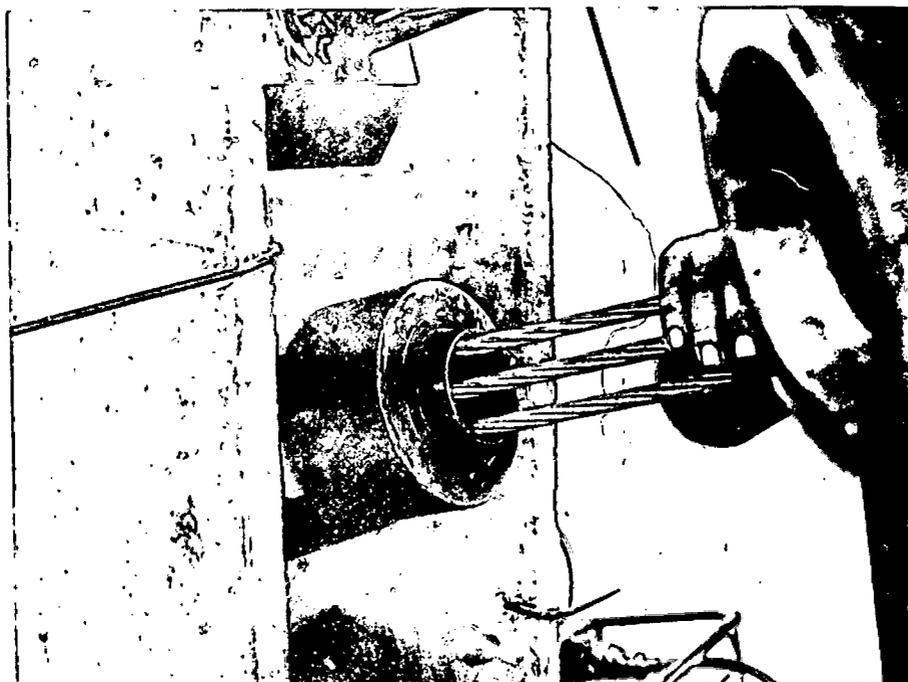
Dezena Unidade	00	10	20	30	40	50	60	70
01	- 2,5	+ 2,2	- 3,1	+ 0,8	+ 0,7	- 4,2	- 0,2	- 2,2
02	- 3,1	- 0,3	- 2,8	+ 1,4	- 2,1	- 0,4	- 4,7	- 2,6
03	- 0,3	- 2,5	- 3,2	- 3,0	0,0	- 1,2	- 2,8	- 5,0
04	- 1,8	+ 0,2	+ 2,0	+ 0,5	- 3,2	- 5,3	- 3,6	- 3,7
05	- 6,0	+ 2,0	- 2,6	- 1,6	- 0,6	+ 0,4	0,0	- 5,1
06	+ 0,7	+ 1,2	+ 2,4	- 2,5	- 3,7	- 2,1	- 3,8	+ 1,3
07	+ 5,8	+ 3,2	+ 0,3	0,0	- 3,6	+ 2,4	- 3,4	+ 1,7
08	+ 10,4	- 0,3	+ 1,9	- 3,1	- 4,8	+ 2,3	- 1,8	+ 0,3
09	- 0,3	+ 4,8	+ 2,4	+ 1,9	- 4,3	+ 0,1	- 3,3	- 3,0
10	- 1,2	- 2,1	+ 1,4	- 0,2	+ 0,1	- 3,6	- 5,0	- 1,2

As vigas de 1 a 15 foram liberadas pelo Calculista, e as demais seguiram os critérios definidos anteriormente. As vigas 54 e 75 foram liberadas; embora tenha ocorrido desvios um pouco acima do especificado.

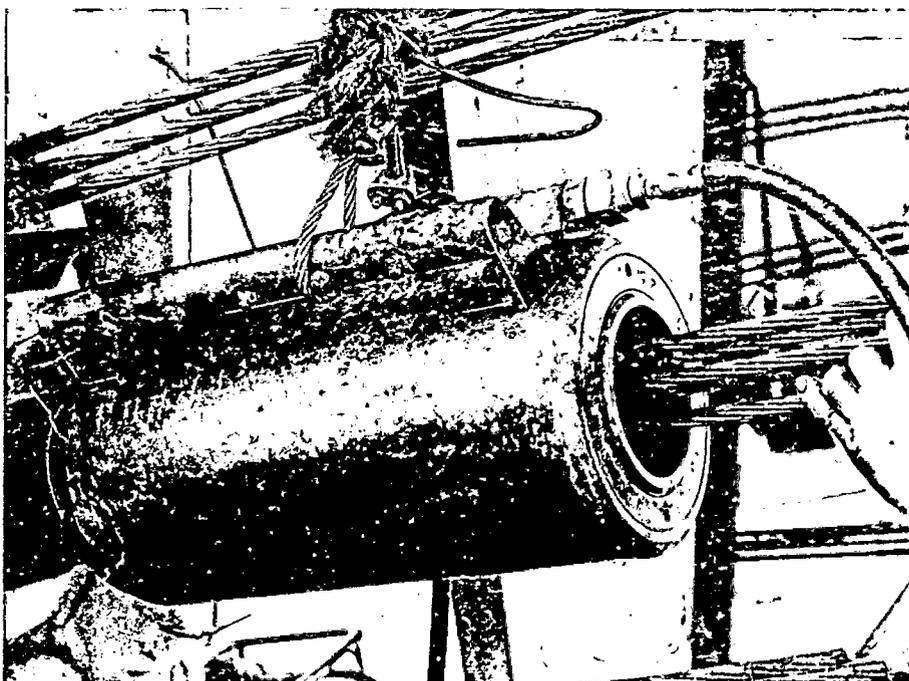
Analisa-se a seguir as vantagens de se executar a protensão.



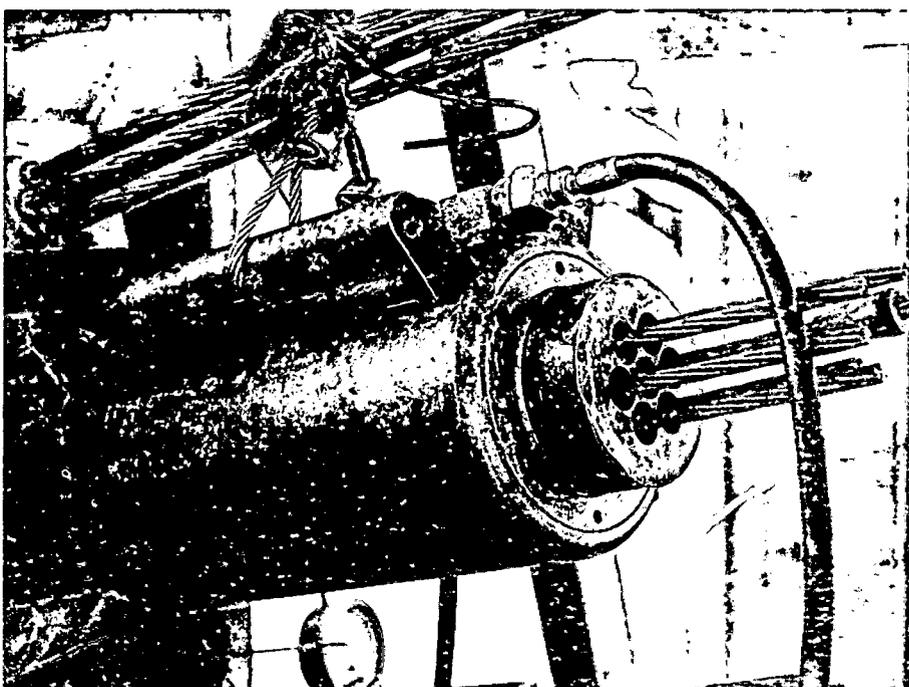
Cravetes já colocados na ancoragem para início da protensão.



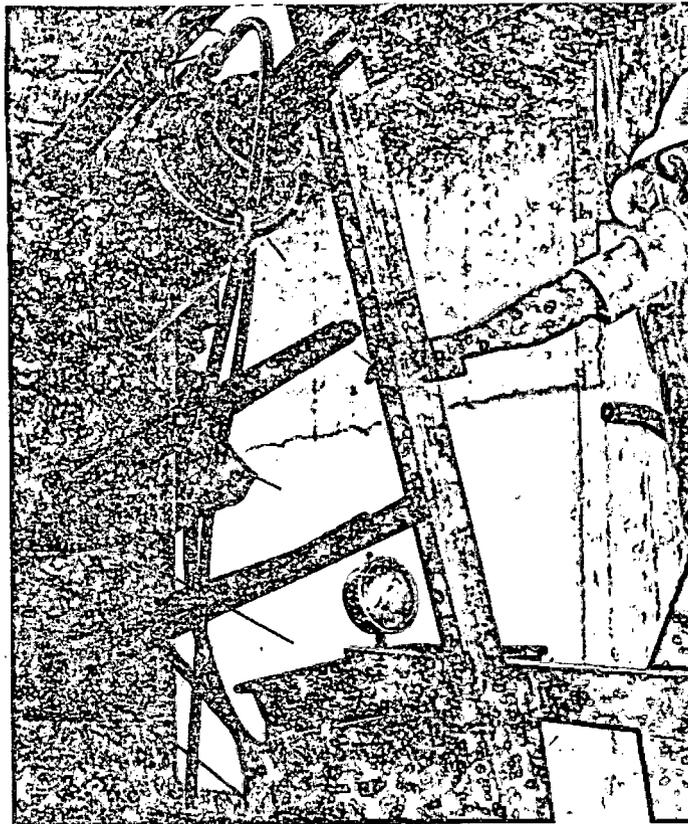
Colocação do êmbolo de apoio do macaco contra a ancoragem.



Colocação do macaco contra o êmbolo.



Posicionamento do segundo êmbolo, vendo-se a colocação do cravete que fixará a cordoalha no macaco.



Início da operação de protensão. Notando-se ao lado a bomba com o manômetro.



Detalhe do gabarito para medidas do alongamento do cabo.



Detalhe dos sete cabos de topo. Nota-se a numeração dos cabos do lado esquerdo da placa de ancoragem.

- Segunda fase de protensão.

Esta fase foi feita em uma só Etapa, depois de terem sido protendidos as transversinas e o tabuleiro, e após a resistência característica do concreto das transversinas e tabuleiros atingir 240kgf/cm^2 . Abaixo, segue a tabela fornecida pela Projetista para esta fase de Protensão.

Ordem de Protensão dos Cabos	Comprimento do Cabo (m)	Seção Protendida	Força de Protensão (t)	Alongamento Teórico (mm)
C.5	38,5	E-D	87	237
C.4	35,3	E-D	87	218
C.3	29,56	E-D	87	184
C.2	27,27	E-D	87	170
C.1	22,61	E-D	87	143

Para esta fase a pressão máxima no manômetro do macaco foi especificada em 450kgf/cm^2 , procedendo-se da seguinte maneira para atingi-la:

- Dava-se a pressão de 50kgf/cm^2 e instalava-se os gabaritos para marcar os alongamentos em ambas as extremidades do cabo;
- Davam-se as pressões de 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400 a 420kgf/cm^2 e media-se o alongamento correspondente em ambas as extremidades do cabo;
- Dava-se pressão de 450kgf/cm^2 , e media-se o alongamento correspondente em ambas as extremidades do cabo, após o que era feito o cravamento, sendo medidas as perdas em ambas as extremidades dos cabos (as vigas dos vãos n.º 1, 2 e 3 foram até a pressão de 450kgf/cm^2 , e nas demais seguiu-se a sugestão do Calculista em ir até 460kgf/cm^2).

Com os alongamentos anotados e as pressões correspondentes, calculou-se o alongamento real através de Regressão Linear, assumindo valores x para os alongamentos e y para as pressões, fixando os valores $y = 0$ e $y = 450$, e obtendo-se os valores correspondentes de x , e somando-os em valor absoluto se terá o alongamento real. O valor de x para $y = 0$ é negativo porque iniciou-se a medição dos alongamentos na pressão de 50kgf/cm^2 .

Tomando como exemplo o cabo n.º 3 da Viga n.º 40, ocorreram os seguintes valores:

Pressão (kgf/cm ²)		100		150		200		250		300		350	
Alongamento (mm)	D	13	22	24	43	33	63	42	81	52	100	60	118
	E	09		19		30		39		48		58	

Pressão (kgf/cm ²)		400		420		460	
Alongamento (mm)	D	69	137	74	146	80	160
	E	68		72		80	

Para a viga em questão se terá a seguinte equação, calculada por regressão linear:

$$y = 37,43 + 2,58x, \text{ com } R = 0,9998, \text{ donde:}$$

$$y = 0 \Rightarrow x = -14,51$$

$$y = 450 \Rightarrow x = 159,91$$

$$x = 0 \Rightarrow y = 37,43$$

Assim, o alongamento real será $14,51 + 159,91 \approx 175\text{mm}$. O cálculo dos desvios de Alongamento teve o mesmo tratamento dado na Primeira Fase.

Houve necessidade de se reprotender trinta vigas, e o processo de reprotensão e recálculo dos desvios também foi o mesmo da Primeira Fase, exceção feita à pressão máxima de cravação, que passou a 460kgf/cm^2 , como já comentado.

O resumo dos resultados dos desvios médios por viga encontra-se na tabela abaixo.

Dezena / Unidade	00	10	20	30	40	50	60	70
01	- 3,8*	- 4,0*	- 2,4	+ 1,9	- 4,7	- 5,5*	- 1,9*	- 3,8
02	- 3,4*	- 1,3	- 4,9	+ 3,6	- 0,5	- 5,8	- 4,7	- 6,8
03	- 3,3	- 2,8*	- 2,2	- 1,5	+ 2,5	- 3,3	- 4,9	- 0,7
04	- 7,1*	- 5,5*	- 1,3	+ 1,2	- 0,5	- 3,7	- 4,4*	- 3,2
05	- 5,5*	- 4,8*	- 3,0	- 1,6	- 0,5	- 2,5	+ 1,9	- 3,7*
06	- 4,1*	- 2,0	- 5,4*	+ 3,1	- 2,0*	- 0,7	- 4,9*	- 3,5
07	- 4,3*	- 2,4	- 3,5	- 4,8	- 4,5*	- 0,7	- 3,8*	- 6,4*
08	- 2,4*	+ 0,7	- 2,3	- 0,1*	- 4,6	+ 0,7	- 3,9	- 3,9
09	- 2,0*	- 1,2	- 5,3*	- 0,4	- 5,3*	- 1,6*	- 3,1	- 5,4*
10	- 5,2*	- 4,4	- 0,7	- 3,8	- 5,2	- 3,4*	- 5,0*	- 5,8

OBS.: Os asteriscos se referem às vigas que foram reprotendidas

Fazendo-se a comparação das duas Fases constata-se a eficiência da Primeira, tanto pela menor necessidade de reprotensão, como pelos menores desvios, isto se devendo ao fato de ter sido realizada em duas Etapas.

É interessante fazer uma análise agrupando os desvios das duas Fases. A tabela a seguir mostra os desvios médios por viga.

Dezena Unidade	00	10	20	30	40	50	60	70
01	- 3,0	- 0,4	- 2,8	+ 1,2	- 1,5	- 4,8	- 0,9	- 2,9
02	- 3,2	- 0,7	- 3,7	+ 2,3	- 1,4	- 2,6	- 4,7	- 4,4
03	- 1,6	- 2,6	- 2,8	- 2,4	+ 1,0	- 2,0	- 3,7	- 2,6
04	- 4,0	- 2,2	+ 0,6	+ 0,8	- 2,1	- 4,6	- 4,0	- 3,5
05	- 5,8	- 0,9	- 2,8	- 1,6	- 0,5	- 0,8	+ 0,8	- 4,6
06	- 1,3	- 0,1	- 0,8	- 0,2	- 3,0	- 0,9	- 4,3	- 0,7
07	+ 1,6	+ 0,9	- 1,3	- 2,0	- 4,0	+ 1,1	- 3,6	- 3,7
08	+ 5,1	+ 0,1	+ 0,1	- 1,8	- 4,7	+ 1,6	- 2,7	- 1,5
09	- 1,0	+ 2,3	- 0,8	+ 1,6	- 4,7	- 0,6	- 3,3	- 4,0
10	- 2,9	- 3,1	+ 0,5	- 1,7	- 2,1	- 3,5	- 5,0	- 3,1

Na liberação das vigas foi utilizada também a análise do conjunto (Primeira e Segunda Fases). As vigas n.º 5 e 8 foram liberadas pelo Calculista (embora com desvios acima de 5%).

6.1.7 - Lançamento das Vigas Pré-moldadas.

6.1.7.1 - Carros de transporte transversal.(Carros Fogueira).

Nas Obras da Ponte foram empregados dois carros-fogueira, que propiciaram a locomoção transversal das vigas de concreto protendido dos berços de estocagem à linha de transporte longitudinal que dá acesso à treliça de lançamento.

Os carros-fogueira consistiam de uma infra-estrutura tipo pirâmide entrelaçada, de construção robusta, fixada sobre um chassi com quatro rodas; sua superestrutura consistia de uma travessa engastada rigidamente nas extremidades da viga de concreto e, de outro lado, apoiada livremente através de um macaco hidráulico, com as devidas guias verticais, sobre a estrutura do carro. O macaco permitia a regulação da altura de suspensão da viga.

Os carros-fogueira, após depositar a viga de concreto sobre os carros de transporte longitudinal e, uma vez efetuado o travamento das vigas contra tombamento, eram recuados novamente a posição correspondente à próxima viga a ser transportada. Os carros-fogueira foram também empregados para desocupar os berços de concretagem, depositando as vigas protendidas em berços de estocagem, onde eram executadas as fases de preparo das vigas para lançamento, como a concretagem dos nichos de ancoragem, injeção das bainhas, além da concretagem dos berços corridos para assentamento dos trilhos da treliça.

Bitola da linha férrea adotada: 1,20m. \Rightarrow Trilhos: TR-37.

6.1.7.2. - Carros de transporte longitudinal.

Dois carros transportaram as vigas pré-moldadas de concreto protendido ao longo da linha do eixo longitudinal até a treliça de lançamento.

Cada carro era provido de plataforma de apoio montada no centro, com sistema articulado, e assentada sobre um chassi montado sobre quatro rodas de aço. Lateralmente à plataforma de apoio da viga, foram previstas travas inclinadas desmontáveis (de cada lado), impedindo o tombamento lateral da viga.

O carro frontal era provido de motor elétrico, com engrenagens acionando as quatro rodas, e capacidade de deslocar horizontalmente o conjunto (viga e dois carros) à velocidade de 8 metros por minuto. No retorno dos carros vazios, um motor de menor potência imprimia uma velocidade de 16 metros por minuto ao conjunto.

Bitola da linha férrea: igual ao afastamento entre os eixos das duas vigas internas simétricas à central, ou seja $2 \times 3,20 = 6,40$. \Rightarrow Trilhos: TR-45.

6.1.7.3. -Treliza de lançamento.

A treliza utilizada nessa Obra consistiu basicamente dos seguintes componentes:

a) Viga - Treliza, tipo Caixão.

Duas vigas mestras em treliza, contraventadas horizontalmente e nos níveis dos banzos superior e inferior, de 66,00m de comprimento total e altura máxima de 5,00m, e mínima de 3,00m nos extremos, consistindo de um vão frontal de 42,00m, desacoplável da parte restante, correspondente à área de instalação das vigas de concreto e um vão traseiro de 16,00m com uma extensão na parte extrema de 8,00m, provido em toda a extensão de duas vigas monotrinhos com suspensão através de vigas transversais sob os banzos inferiores da treliza. Nesses monotrinhos correm dois carros-guinchos elétricos, de capacidade compatível com o peso da viga de concreto a ser posicionada.

b) O conjunto da treliza descrita apoia-se sobre três pórticos, com altura definida em função da altura da viga de concreto a ser lançada. Os três pórticos compreendem:

- Pórtico frontal.

Tipo telescópico, consistindo de duas colunas ocas, que permitem seu prolongamento para ajustagem ao nível dos apoios de concreto, situados em cota correspondente à da laje acabada, menos sua espessura e a altura das vigas a serem lançadas.

O ajuste se faz através de dispositivo especial previsto para este fim e um jogo de dois parafusos passantes em cada coluna.

O dispositivo citado permite também, em caso de lançamento da própria treliza, criar a necessária folga na frente para garantir uma entrada segura por cima do próximo apoio e uma adaptação das pernas frontais a um eventual pequeno desnível entre pilares.

As duas colunas são acopladas a dois truques, cada um provido de duas rodas de aço, uma delas motorizada através de um moto-redutor, que permite o deslocamento lateral da parte frontal da treliza por sobre uma viga de rolamento transversal, acoplada aos truques e levada junto com o pórtico central na ocasião de lançamento da treliza.

Depois de depositada sobre o apoio de concreto, no qual é afixada por meio de braçadeiras metálicas próprias e através de furos deixados à espera nas faces laterais da viga-travessa, a viga de rolamento era desacoplada dos truques, permitindo, dessa forma, o livre deslocamento do pórtico por cima da mesa.

- Pórtico Central.

Duplo, consistindo de dois pórticos acoplados, o da frente pertencente à treliza frontal, o qual descansa através de dois truques como os descritos acima, sobre uma viga de rolamento transversal idêntica à do pórtico frontal. Essa viga de rolamento apoia-se sobre quatro truques de movimentação longitudinal, cada um provido de duas rodas de aço fundido, por sua vez ligadas entre si por uma transversina tipo caixão que recebe as pernas do segundo pórtico da frente, mais aberta do que as do pórtico, de forma a descarregar as cargas por igual entre os quatro truques.

A disposição de quatro truques paralelos permite reduzir as reações sobre as vigas de concreto já lançadas, por ocasião do lançamento da treliza.

Os truques são de Sistema Balancim, para permitir pequenas inclinações ascendentes e descendentes.

Essas cargas referidas existem especialmente na ocasião de lançamento da própria treliza, quando

a parte frontal de 42,00m permanecerá em balanço e toda a carga da treliça, acrescida do necessário contra-peso da parte traseira, para manter o equilíbrio do conjunto durante a movimentação, é transmitida nesse pórtico central. Assim, as quatro vigas de concreto já lançadas serão carregadas por igual pelas cargas acima.

A distância entre os quatro truques, pois, é idêntica à distância entre as quatro vigas, que recebem os respectivos trilhos de rolamento.

O acoplamento do pórtico duplo, durante o lançamento da treliça, é realizado através de dispositivos especiais, providos de pinos de construção robusta, especialmente dimensionados para suportar os grandes esforços transmitidos, e de fácil manejo. Esse dispositivo fica desacoplado durante o lançamento das vigas de concreto, quando a treliça estiver apoiada sobre os pórticos. Existe, nessa ocasião, apenas uma peça que tão somente assegura o alinhamento das vigas monotrinhos durante a entrada da viga pré-moldada, havendo o desligamento total na movimentação transversal.

A construção das colunas desse pórtico central é semelhante à do pórtico frontal.

- Pórtico Traseiro.

Situado a 16,00m do pórtico central, consiste de duas colunas de construção idêntica às anteriores, localizadas nos eixos dos dois trilhos longitudinais internos (eixo das vigas de concreto internos e também das vigas mestras da treliça), cada uma das quais provida de um truque de movimentação longitudinal, com duas rodas com apoio sob calota de articulação.

Esse pórtico traseiro foi provido de um dispositivo que permite, através de uma série de furos e o uso de pinos, alongar ou encurtar a altura das colunas, a fim de permitir, com o uso do contra-peso, o levantamento da ponta da treliça durante o seu próprio lançamento, e o assentamento da coluna sobre os trilhos (travando-se as rodas, por meio de cunhas metálicas) durante a entrada da viga de concreto.

6.1.7.4. -Lançamento da treliça e das Vigas Pré-moldadas.

a) Movimentação longitudinal do equipamento.

A movimentação da treliça, durante seu lançamento, foi realizada por meio de dois guinchos elétricos, firmemente presos à viga de rolamento transversal do pórtico central, e dimensionados para deslocar o equipamento na horizontal.

Antes do início da movimentação, procede-se ao acoplamento do pórtico duplo central e acoplamento do contra-peso na parte traseira da treliça, o que é realizado através da própria viga de concreto, apoiada sobre os dois carros de transporte longitudinal e ligada à parte traseira da treliça por acoplamento ao carro-guincho traseiro, este posicionado na extremidade das vigas monotrinhos. Em seguida, aliviando-se o contra-peso devagar, obtém-se o encurtamento desejado das pernas frontais, através do abaixamento do nariz da treliça.

Acionando novamente o contra-peso, procede-se ao levantamento do nariz da treliça até que as colunas do pórtico traseiro encurtem novamente nos trilhos.

Para aumentar mais a contra-flecha do nariz, recolhem-se os cabos que seguram o contra-peso, reduz-se a altura das colunas traseiras, até obter-se a contra flecha final desejada. Em seguida, inicia-se a movimentação da treliça.

Ao chegar a treliça com o pórtico frontal acima da primeira viga-travessa, procede-se, com os meios disponíveis na Obra, como o guincho manual, ao rebaixamento das colunas frontais, deixando-se apenas uma folga mínima entre a face inferior da viga de rolamento transversal, pendurada nas

referidas colunas, e a superfície de concreto, suficiente para a livre passagem por cima dos apoios de concreto.

Após as medidas descritas, continua-se o movimento da treliça até as colunas frontais atingirem o próximo apoio, onde então será depositada a viga de rolamento transversal frontal na posição correta, deixando-se espaço para colocação das vigas de concreto.

b) Treliça com o Pórtico Frontal apoiado no pilar.

Nesta posição, com a viga de rolamento transversal já apoiada e fixada na travessa por meio de braçadeiras, corrige-se o nível do nariz da treliça, que deve ficar numa horizontal perfeita com a sua parte restante. Enquanto isso, deverão ser travados em sua posição os truques do pórtico central e aumentada a superfície de apoio sobre o concreto e trilhos, para melhor distribuição da carga.

A altura das colunas do pórtico traseiro será ajustada para perfeito apoio entre os trilhos.

A viga de concreto, que até aqui serviu de contra-peso, será desacoplada do carro guincho traseiro, avançará por meio dos carros de transporte longitudinal, até ser reacoplada com sua parte frontal no carro-guincho dianteiro motorizado.

Ligeiramente levantada do carro de transporte longitudinal de tração, pelos cabos do guincho de apoio, a viga começa a passar por dentro da treliça, puxada pelo carro-guincho até que o carro de transporte longitudinal traseiro encoste no frontal que ficou à espera.

Nessa posição, a viga será suspensa pela sua parte traseira através do segundo carro-guincho, prosseguindo sua passagem por dentro da treliça, até atingir o vão total entre os pilares da Ponte.

c) Movimentação Transversal.

A operação seguinte será o desacoplamento do pórtico duplo central, com o intuito de liberar a treliça frontal para a movimentação transversal. Nessa altura, os dois carros-ginchos serão travados em sua posição, executando-se parcial arriamento vertical da viga de concreto, seguido do deslocamento lateral da treliça frontal até em cima dos apoios definitivos da viga, realizando-se, então, o arriamento final da viga sobre os mesmos.

Desacopladas as garras de suspensão da viga de concreto, os cabos dos ginchos serão recolhidos, o carro-guincho frontal inicia seu retorno e a treliça frontal se desloca para ser alinhada com a parte traseira, voltando os dois carros-ginchos para a posição inicial na parte traseira da treliça, aguardando a chegada da próxima viga a ser lançada.

De ora em diante, repetem-se as operações acima descritas, até completar-se a instalação de todas as cinco vigas do primeiro vão.

d) Lançamentos subseqüentes.

Terminando o lançamento do primeiro vão, repetem-se as operações acima descritas de lançamento da treliça sobre o próximo vão, por cima de trilhos instalados nas vigas ora lançadas e, para esse fim, devidamente travadas e contraventadas.

e) Tempos de lançamento.

O tempo de lançamento de uma viga, a partir do seu primeiro acoplamento sobre o carro-guincho frontal e até a volta dos dois carros para a posição inicial varia de duas horas e meia a três horas.

Tempo para lançamento da treliça e acoplamento na base da frente: 6:00 horas;

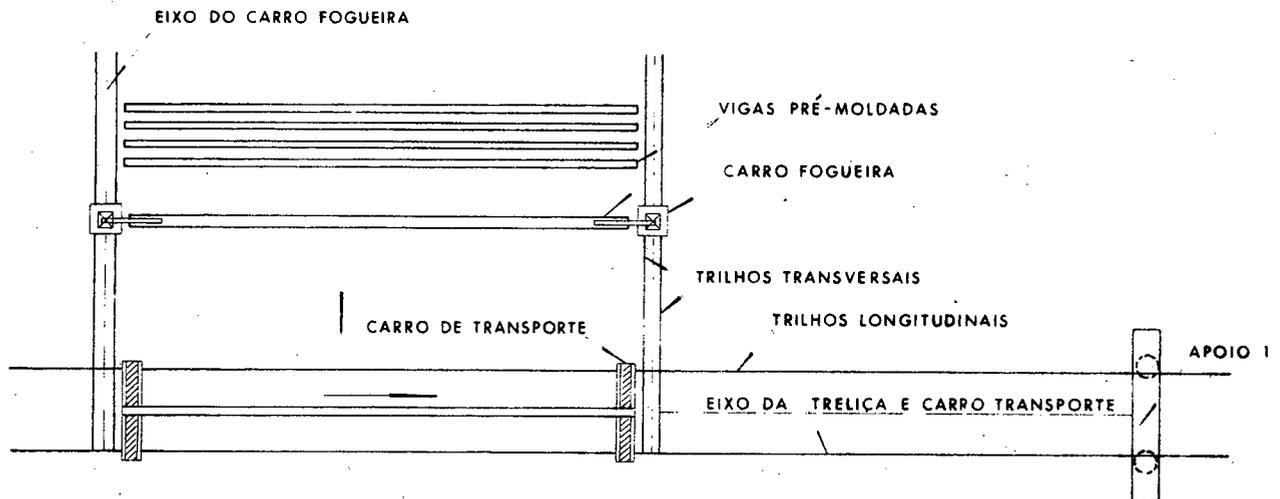
Período de tempo médio para lançamento de um vão completo de cinco vigas: 30:00 horas;

Período médio de preparação dos trilhos sobre o vão lançado para nova movimentação do equipamento, incluindo travamento transversal das vigas de concreto: aproximadamente quatro dias;

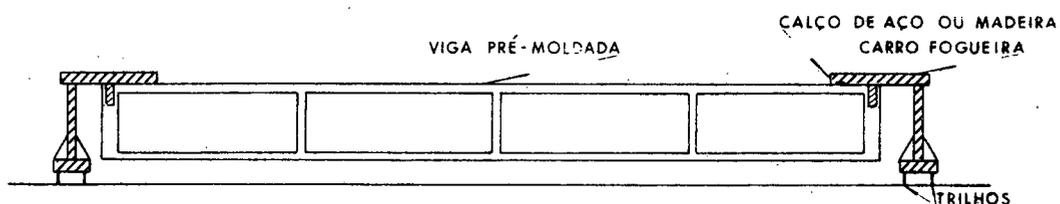
Período médio incluindo lançamentos e preparação dos trilhos: oito dias.

É bom frisar que, à medida em que a treliça se afasta do depósito de vigas no pátio, a grande distância entre o local de depósito e o lançamento é responsável pelo maior tempo de movimentação longitudinal de vigas e, conseqüentemente, de lançamento.

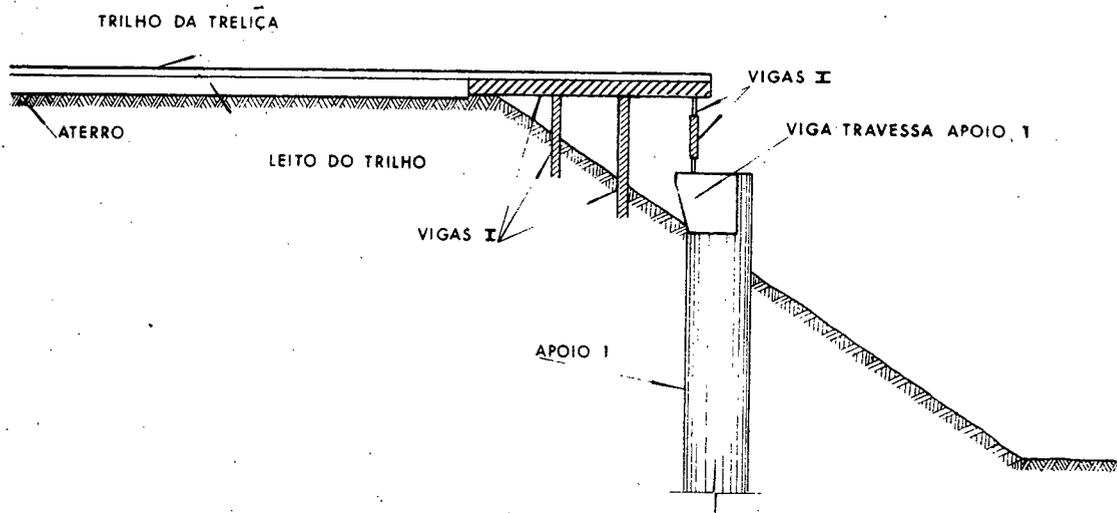
Outrossim, esses prazos médios não levam em conta adversidades climáticas, manutenção do equipamento de lançamento e transporte, certas alterações necessárias para melhoria do desempenho dos equipamentos e trilhos.



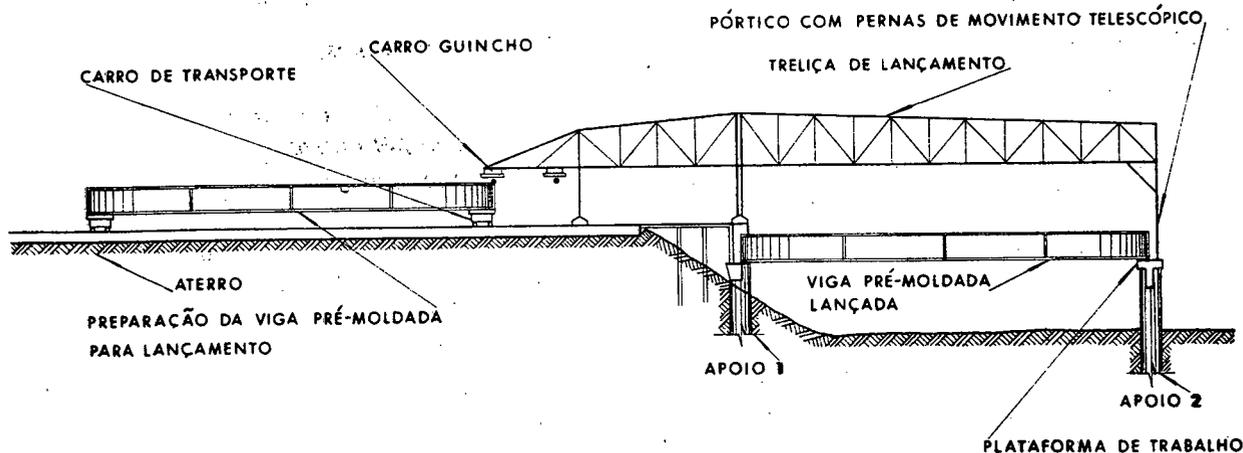
Planta do Canteiro de Vigas Pré-Moldadas



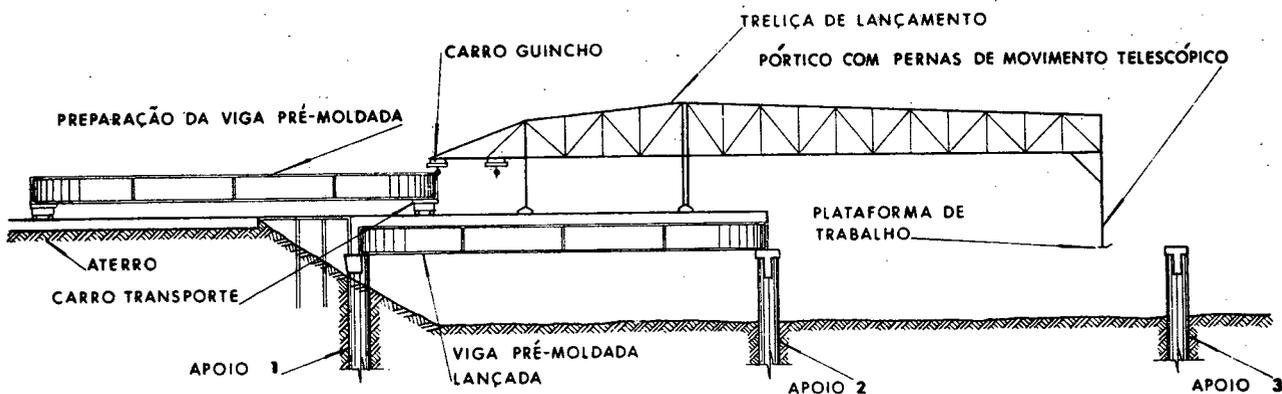
Vista Transversal do Carro-Fogueira



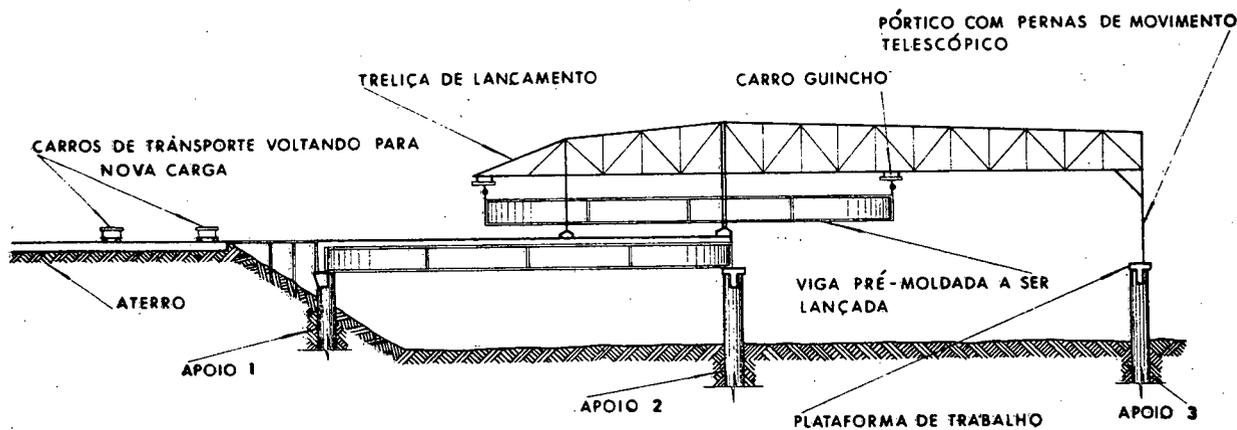
**Prolongamento dos Trilhos da Treliça e Carros-Fogueira
Até o Primeiro Apoio da Ponte**



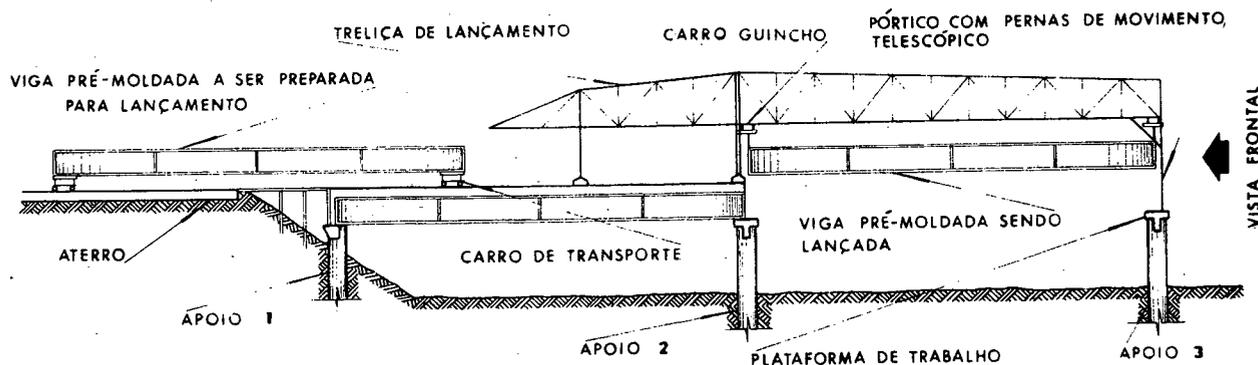
Treliça Sobre os Apoios, em Condições de Dar Início ao Lançamento



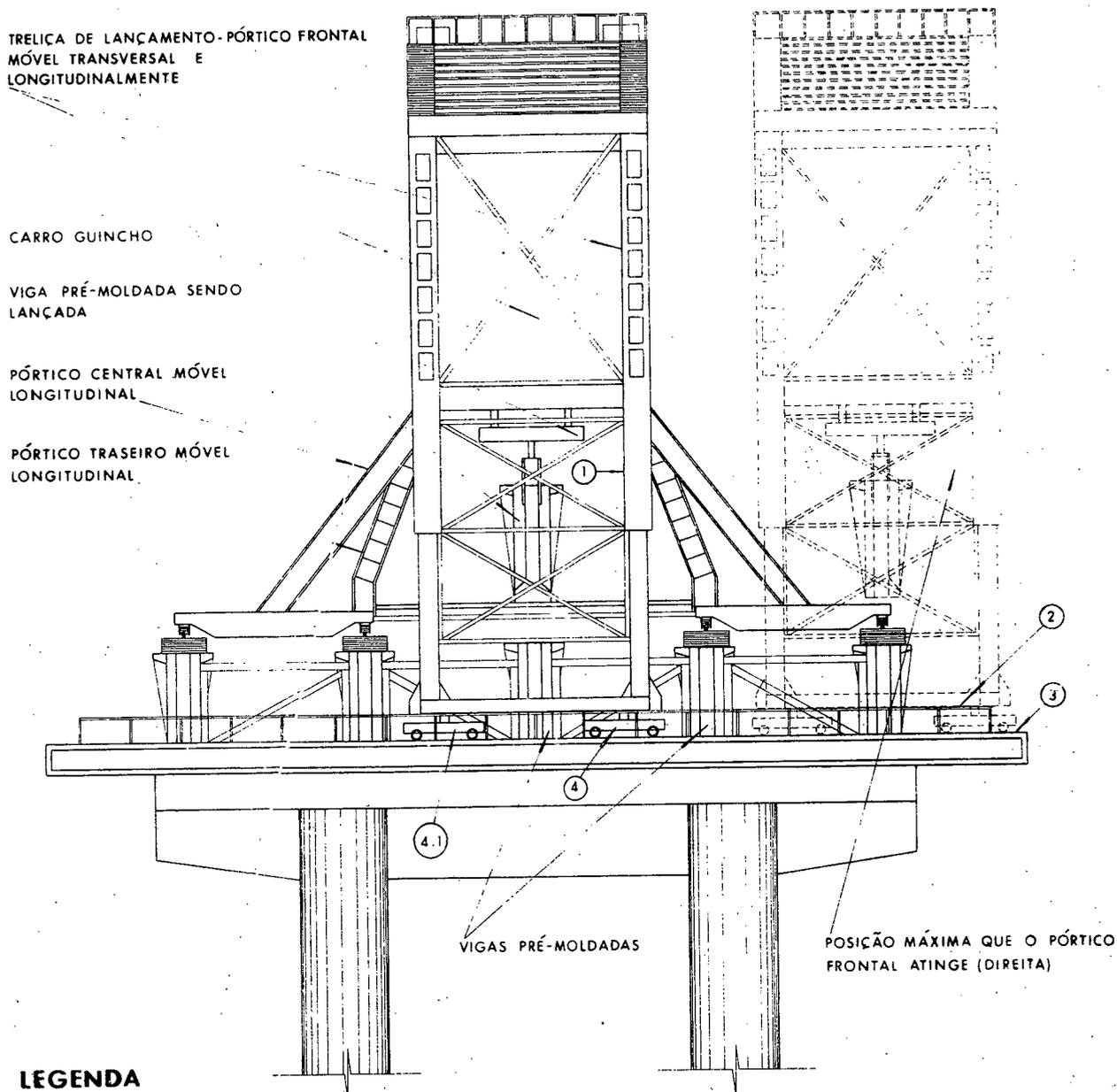
Avanço da Treliça Lançadeira



Viga em Andamento para Lançamento



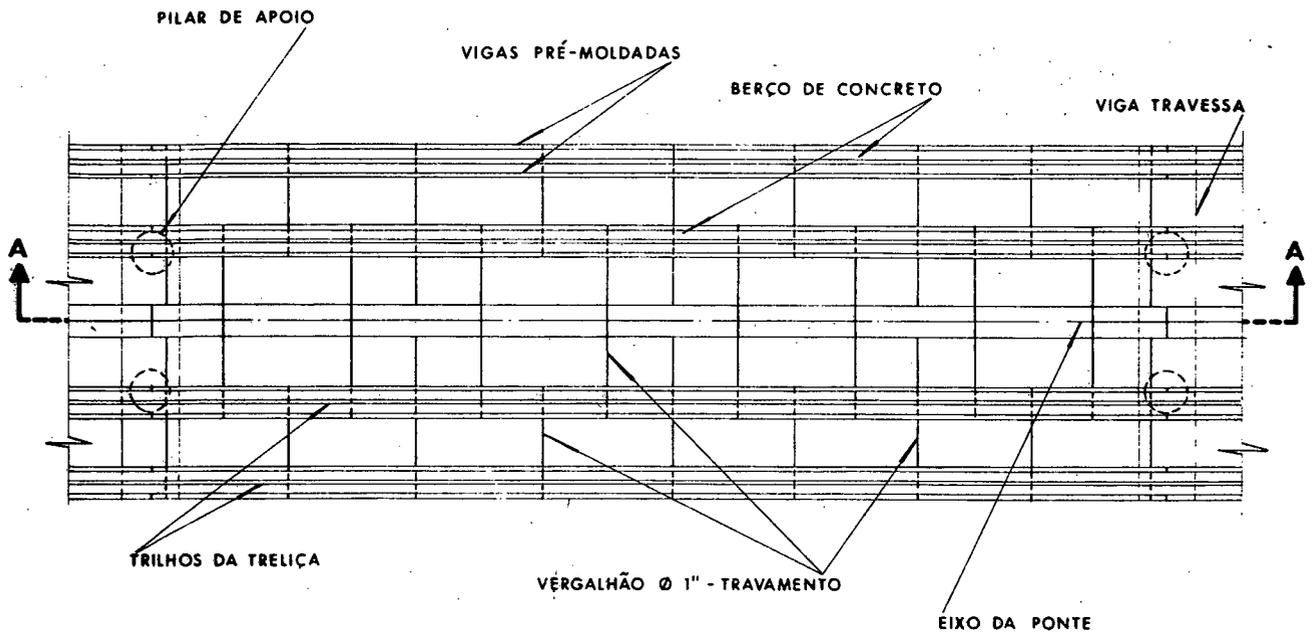
Início da Arriação da Viga



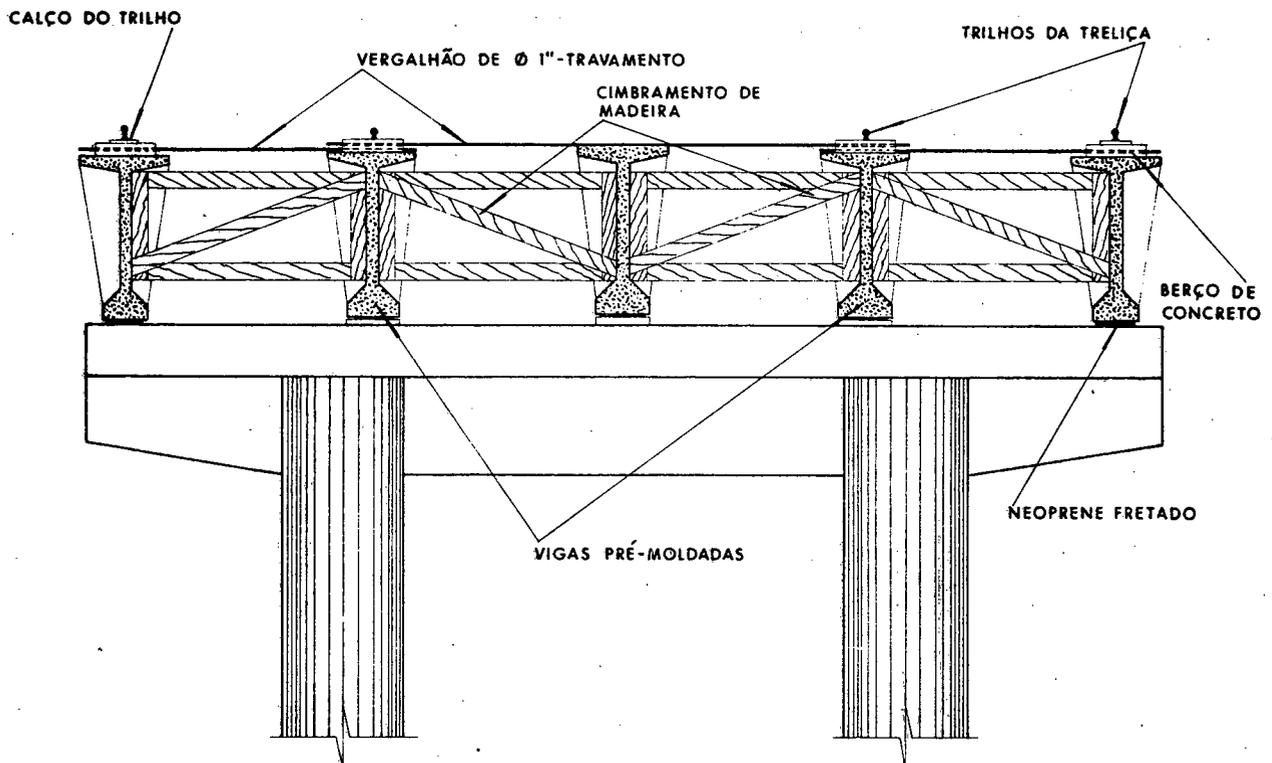
LEGENDA

- 1 - PERNA DO MOVIMENTO TELESCÓPICO
- 2 - GUARDA-CORPO DO CAMINHO DE ROLAMENTO FRONTAL
- 3 - CAMINHO DE ROLAMENTO FRONTAL TRANSVERSAL
- 4 - TRUQUE DO PÓRTICO FRONTAL MOTORIZADO
- 4.1 - TRUQUE DO PÓRTICO FRONTAL

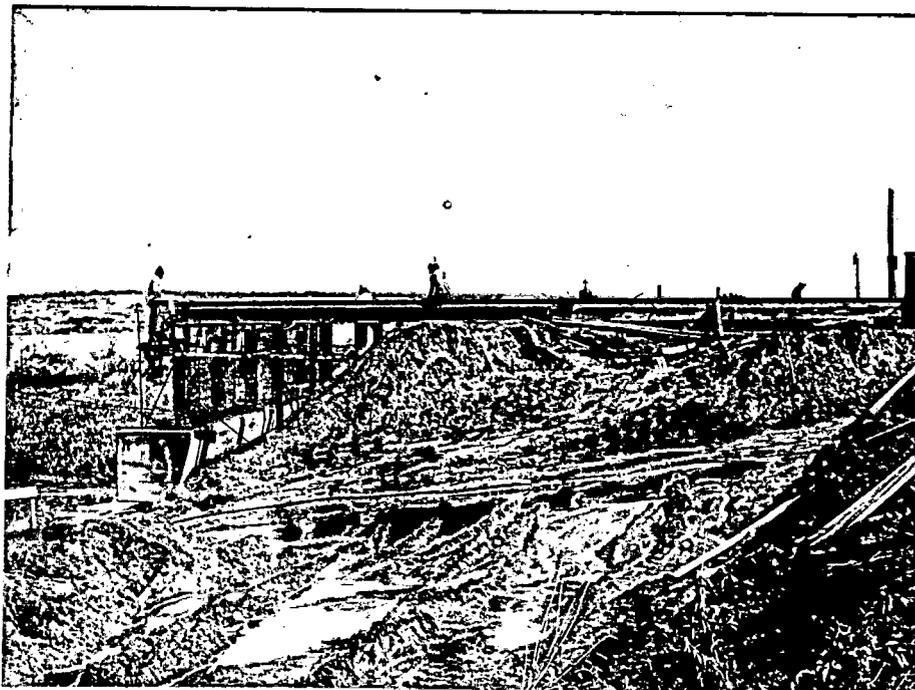
Movimentação Transversal do Pórtico Frontal para Posicionamento da Viga



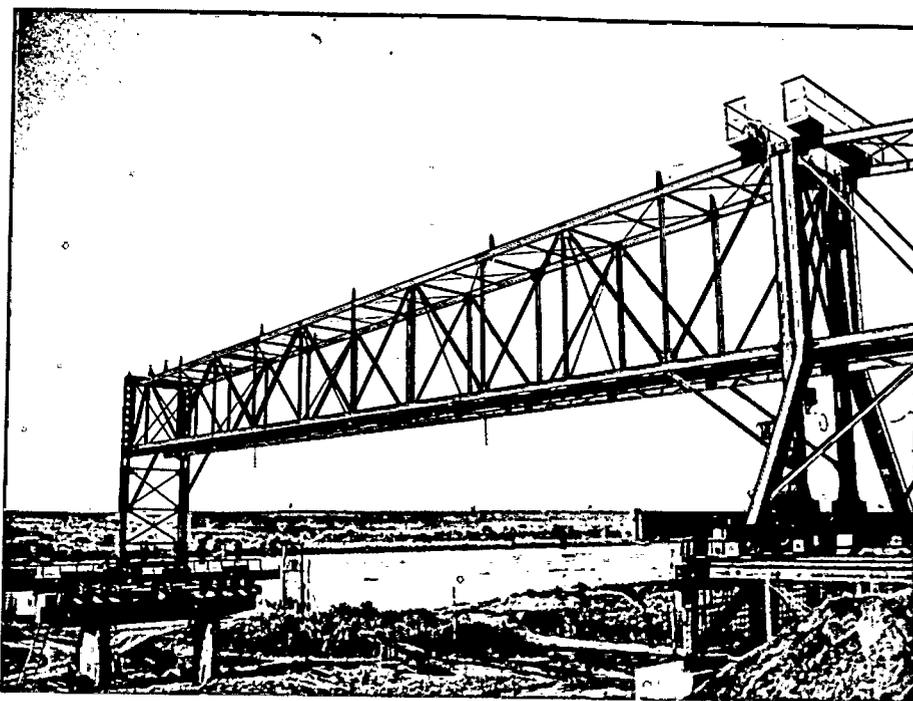
Planta



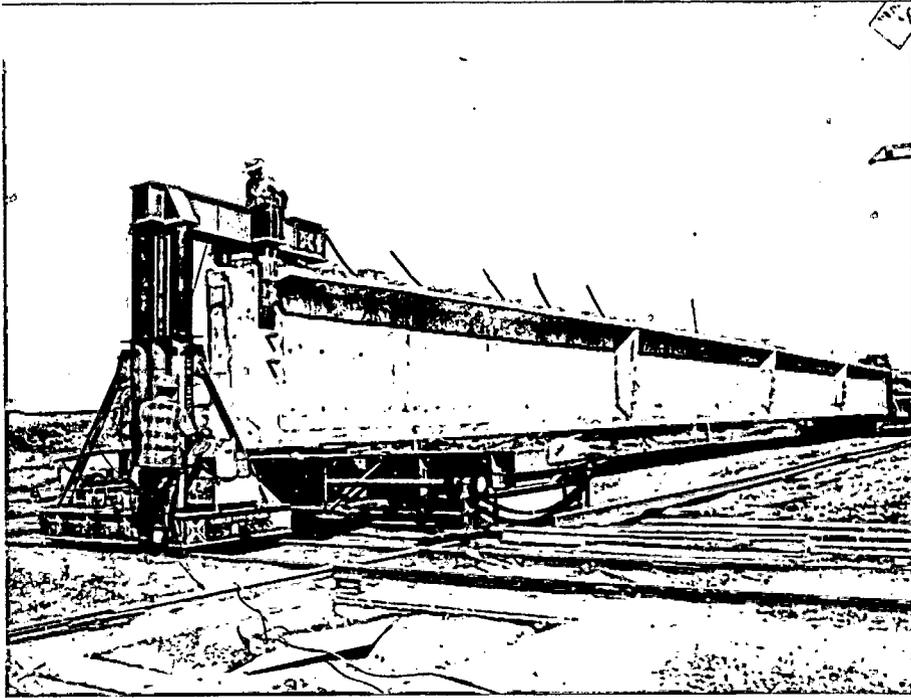
Corte A - A
Travamento das Vigas para Movimentação
da Treliza Lançadeira



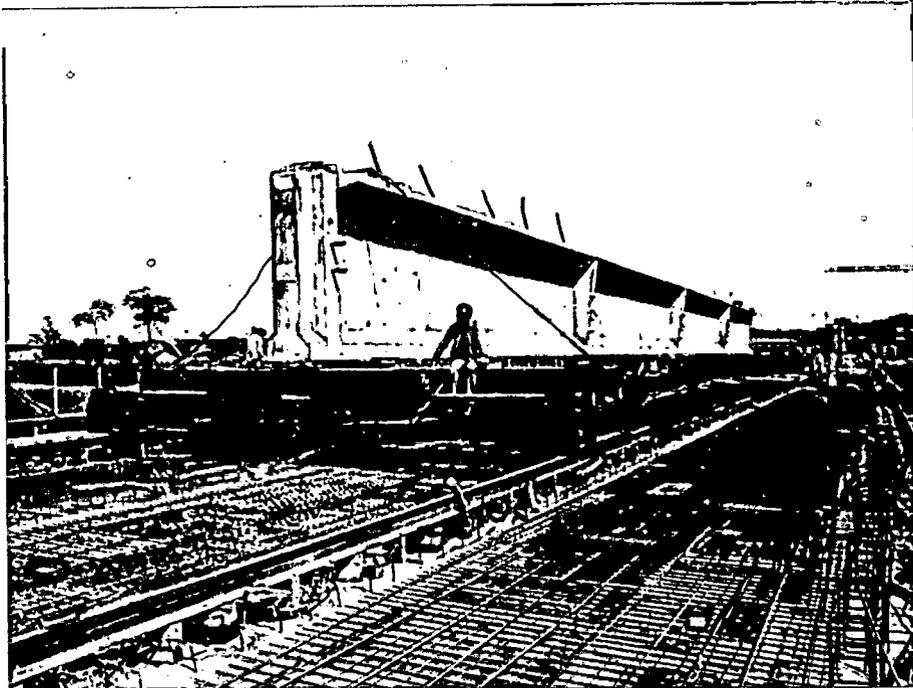
Estrutura de perfis metálicos para passagem dos trilhos da trélica e carro de transporte longitudinal, no início da linha de lançamento.



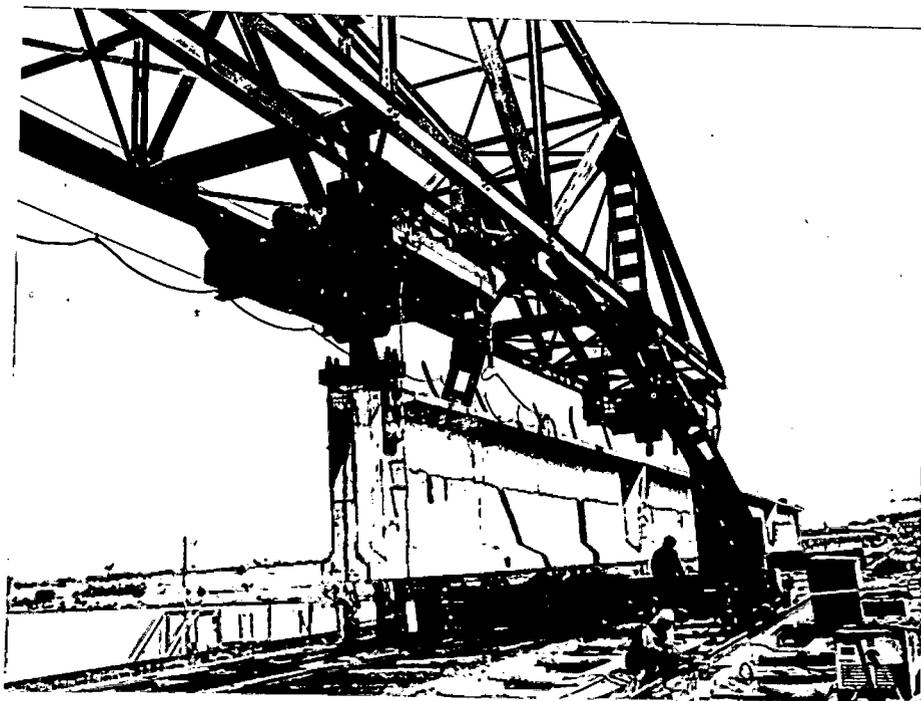
Trélica lançada no primeiro vão, aguardando a chegada das vigas pré-moldadas.



Carro-Fogueira colocando a viga pré-moldada sobre o carro de transporte longitudinal.



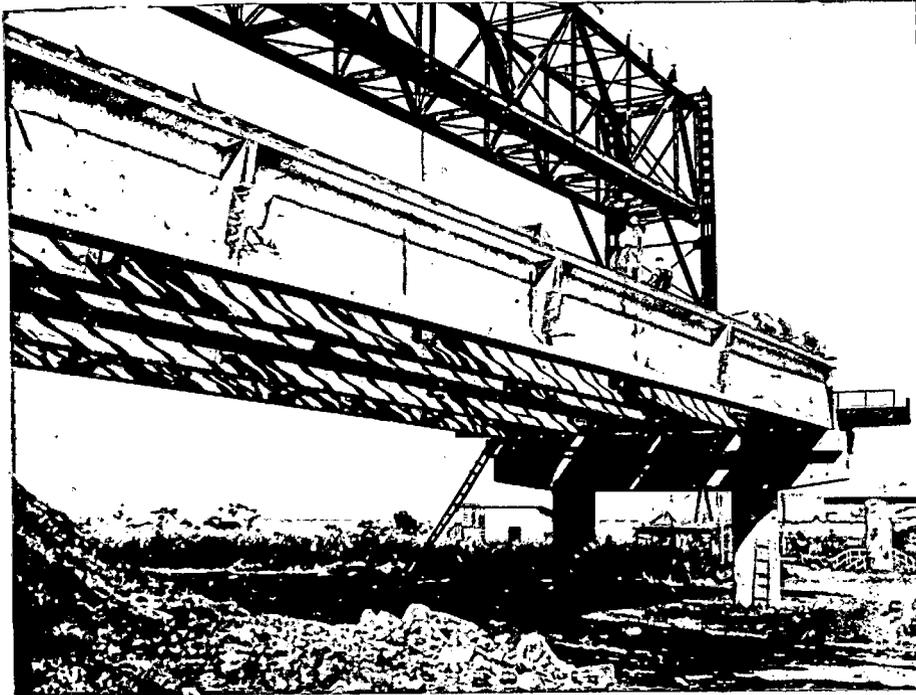
Transporte longitudinal da viga pré-moldada.



Treliça no lançamento da viga pré-moldada.



*Nivelamento da superfície com argamassa, antes
da colocação dos apoios de elastômero armado das vigas.*



Vista de um vão com cinco vigas pré-moldadas já colocadas em seus locais definitivos.

6.2 - Transversinas.

As três transversinas intermediárias de cada vão (largura : 25,0cm) e as duas extremas (largura : 30,0cm) foram moldadas simultaneamente com a laje do tabuleiro, fazendo-se uso de concreto bombeado com as seguintes características: diâmetro máximo do agregado igual a 19,00mm, medida do abatimento do tronco de cone na faixa 12 ± 1 cm e resistência característica à compressão aos vinte e oito dias igual ou superior a 240kgf/cm².

A face inferior das transversinas extremas, mantida a 64,2cm do topo das vigas-travessa , recebe o engaste da laje do tabuleiro, ao mesmo tempo em que foram dimensionadas para suportar o peso próprio de meio tabuleiro, no caso de eventual substituição de aparelhos de apoio. Para a situação descrita foi prevista em projeto a instalação de seis macacos hidráulicos (110 toneladas/unidade), assentados em chapas de aço (30cmx30cmx1/4"), além da armadura de fretagem na região de concentração de esforços de compressão, isto é, na viga-travessa e nas transversinas de extremidade.

Para consolidar o travamento das vigas longitudinais em sua extremidade, garantindo-lhe estabilidade lateral, as transversinas extremas alojaram quatro cabos de protensão com doze fios (CP - 150-RN 7) e esforço de protensão correspondente a 57,0tf.

Ao contrário das extremas, nas transversinas intermediárias houve total desvinculação da laje do tabuleiro, através da inserção de duas placas de "isopor" (espessura total=5,0cm) sob a face inferior da laje. Quando o concreto atingia a cota para posicionamento da placa isolante, havia pequena interrupção no lançamento para uma regularização da superfície do concreto seguida da introdução das placas de "isopor"; sobre elas prosseguia então, a concretagem da laje do tabuleiro.

O travamento entre as transversinas intermediárias e as longarinas pré-moldadas foi assegurado pelos esforços de protensão oriundos de dois cabos com as mesmas características dos já-descritos.

Todas as juntas de concretagem entre as transversinas e as vigas pré-moldadas foram tratadas por jato de areia, processando-se em algumas vigas o jateamento das juntas na área de estocagem; mas a grande maioria foi jateada após o lançamento das vigas, o que tornou o trabalho dificultoso devido ao ângulo de incidência do jato na face em preparo, aumentando o tempo de execução.

Duas vigotas de madeira descarregaram o peso próprio das transversinas nas mísulas das vigas e atuaram como suporte da forma de fundo das transversinas e da estrutura de madeira revestida por "madeirit" das

faces laterais, estando a forma destas laterais pressionada contra as nervuras de rigidez das longarinas pré-moldadas, através de espaçadores dispostos em vários planos horizontais.

As bainhas metálicas dos cabos de protensão dispensavam apoios intermediários de sustentação, devido a suficiente rigidez dada a pequena distância entre duas vigas longitudinais. Na emenda das bainhas foram observados os mesmos cuidados com respeito à vedação que os adotados para as vigas pré-moldadas.

Para as operações de desforma das transversinas dos vãos no leito do rio, a mesma cábrea responsável pela cravação de estacas suportes das plataformas, agora adaptada com um tablado sobre sua estrutura, possibilitou o acesso às transversinas para executar tais operações. Deve-se salientar que as vigotas do fundo das transversinas, apoiadas nas mísulas das vigas, eram simplesmente encunhadas contra a alma destas, o que facilitou sobremaneira a desmoldagem.

6.3 - Laje do tabuleiro.

Como parte do método de execução dessa estrutura, o projeto executivo da ponte previa o emprego de lajotas pré-moldadas de concreto armado como forma de fundo da laje do tabuleiro. Tais lajotas, nas dimensões 240,0x63,5x5,5cm, deveriam ser futuramente incorporadas à laje, havendo a imperiosa necessidade de tratamento de junta por jato de areia, antes do lançamento de concreto.

O assentamento das lajotas sobre as bordas das mesas de duas vigas adjacentes se daria pela aplicação de uma camada de argamassa de cerca de 1cm de espessura.

Após levantamento de custo do método previsto inicialmente e do emprego alternativo de formas montadas "in loco" para suporte da laje, a Empreiteira optou pelo último favorecido também pelo grande volume de madeira recuperada de etapas da obra em fase de término. Mediante prévia consulta de intenção, a Contratante aprovou a eliminação das lajotas pré-moldadas, incorporando-se à laje a armadura positiva das lajotas como armadura frouxa da laje pretendida. Nessas condições foi largamente reduzida a superfície sujeita ao jateamento com areia seca, restrita às mesas das vigas e laterais do berço para assentamento dos trilhos da treliça.

Como suporte da forma de fundo da viga, foram empregadas vigotas de madeira (seção 6 x 16cm) que se ajustaram à face inferior da mesa das vigas pré-moldadas, através do uso da mesma inclinação da face de apoio. Para fixação das vigotas na mesa foram usadas, em cada uma de suas extremidades, agulhas soldadas a cantoneiras. A cantoneira criou um ponto de apoio para a vigota na borda da mesa, por sua vez pressionada contra a última por meio do aperto da porca da agulha.

As vigotas foram colocadas a cada 92cm, recebendo os painéis da forma de fundo, constituídos por uma estrutura de madeira revestida por chapa de "madeirit". No espaço livre entre duas vigotas sucessivas (2,00x0,92m), são dispostos dois painéis (2,00x0,42x0,92m), sendo que na faixa vazia entre dois painéis foi assentada uma vigota corrida (seção 6x16cm) revestida por "madeirit". Nos dois cantos dos painéis voltados para a borda da mesa, havia um encaixe para as agulhas e suas cantoneiras de suporte.

Após o término da forma da laje e posicionamento da armadura frouxa positiva, as bainhas sofriram emendas por luvas metálicas junto às laterais do berço corrido dos trilhos, onde se atentava para a perfeita impermeabilização com aplicação de carbolástico e fita adesiva. Com os dutos metálicos emendados, partia-se para o posicionamento de armadura frouxa negativa da laje e passagem dos cabos de protensão pelas bainhas, antes do lançamento de concreto. Após a liberação pela Contratante no que tange à topografia, preparo para o lançamento do concreto (jateamento, limpeza, vedação) e armação, a laje estava em condições de receber o concreto.

Com a necessidade de otimizar o bombeamento de concreto para as lajes do tabuleiro, foi instalada uma segunda betoneira na central de concreto, conseguindo-se uma produção máxima horária por volta de 14,0m³.

Para minimizar o custo total da bomba de concreto, foram programadas concretagens de quatro em quatro tramos da Ponte, após o que a bomba era devolvida à Empresa locadora do equipamento. O lançamento de concreto foi mantido com a tubulação de saída da bomba de concretagem na horizontal,

e, após sucessivos acomplamentos de tubos com 3,00m, o concreto foi lançado na horizontal até ao quarto vão da série programada a partir de um único posicionamento da bomba, ou seja, a uma distância superior a 168,0m.

Os "dumpers" transportavam o concreto da Central para a bomba, através das lajes já concretadas. Para a transferência do concreto dos "dumpers" para a bomba, foi criada uma rampa para os equipamentos de transporte de concreto, ao pé da bomba, uma vez que a caçamba dos "dumpers", sem esse artifício, não alcançaria a caçamba alimentadora da bomba.

A resistência característica do concreto lançado, aos vinte e oito dias, deveria ser superior ou igual a 240kgf/cm².

O diâmetro máximo do agregado esteve vinculado ao processo de lançamento, sendo a brita de 19,0mm (slump 12 ± 1).

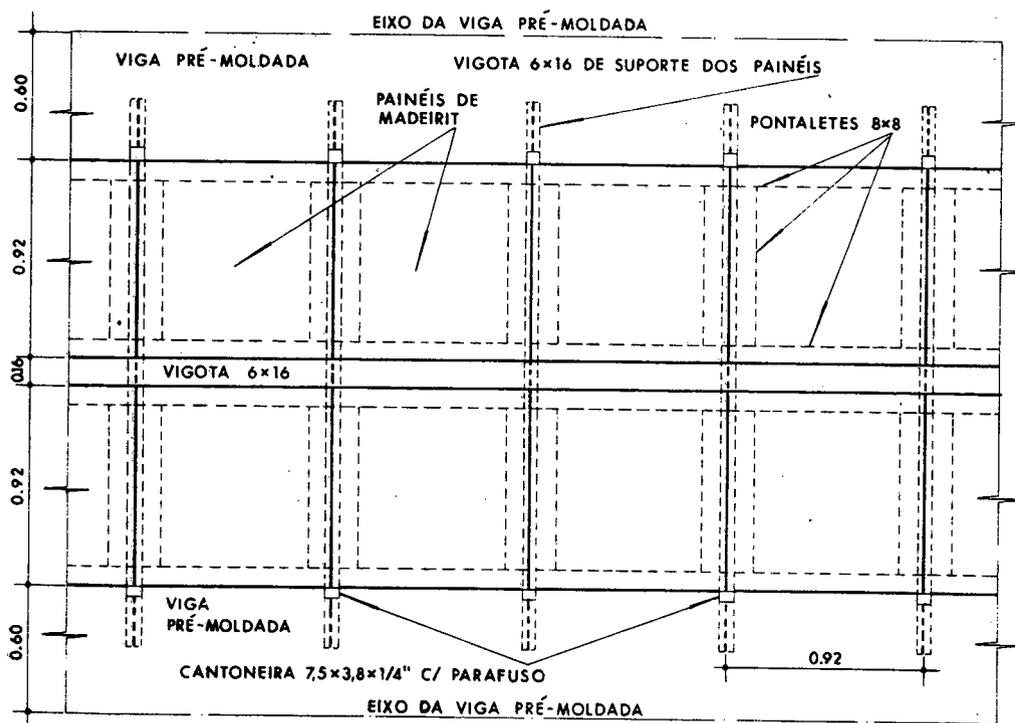
Procurando-se diminuir ao máximo as trincas de retração por secagem, já que a maior parte da concretagem de laje ocorreu em meses quentes, utilizou-se aspersão d'água nas primeiras horas após o lançamento, depois do sarrafeamento da superfície do concreto. A água foi aplicada a partir do instante em que não provocaria "lavagem" da superfície do concreto.

A cura da superfície das lajes com areia úmida se prolongou por sete dias, sendo lançada após o fim da pega do concreto. Foram tomadas precauções para impedir a entrada de areia nas bainhas dos cabos relevados, aplicando-se vedação às suas bocas.

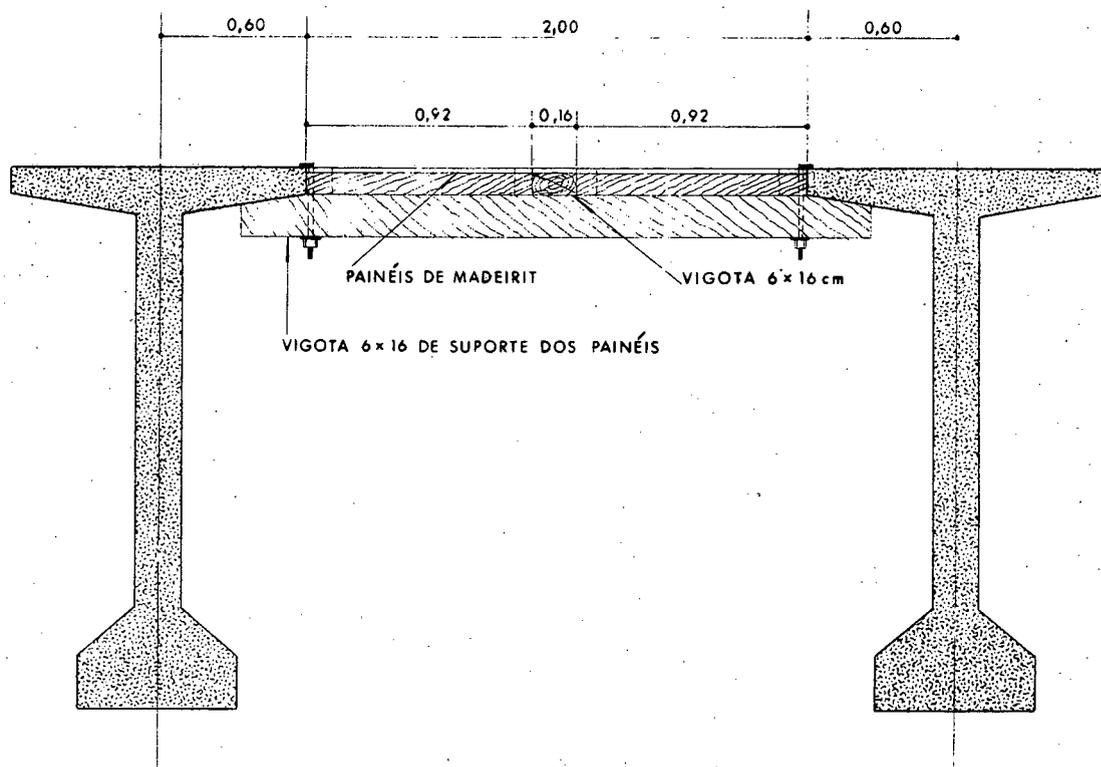
A laje protendida do tabuleiro, com a espessura uniforme de 18,0cm, alojou cinquenta e três cabos de protensão de doze fios (CP - 150 - RN 7), locados a meia altura e obedecendo ao espaçamento de 8,0cm, espaçamento alterado para 50,0cm nos dois cabos das extremidades da laje e mantido em torno de 70,0cm na situação em que dois cabos estão ao lado de transversinas.

O sistema de protensão empregado foi o Rudloff, alternando-se as ancoragens ativas, ou seja, metade dos cabos foram protendidos pelo lado de jusante e a outra metade mais um, por montante.

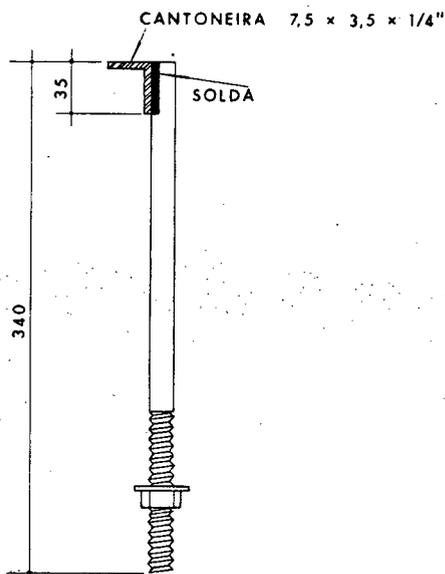
Por ocasião da desmoldagem das lajes, através da mesma cábreia descrita na desforma das transversinas, as agulhas eram recuperadas e usadas nos vãos seguintes.



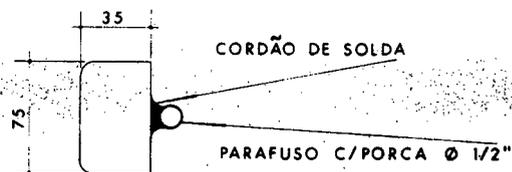
Planta das Formas da Laje do Tabuleiro ○



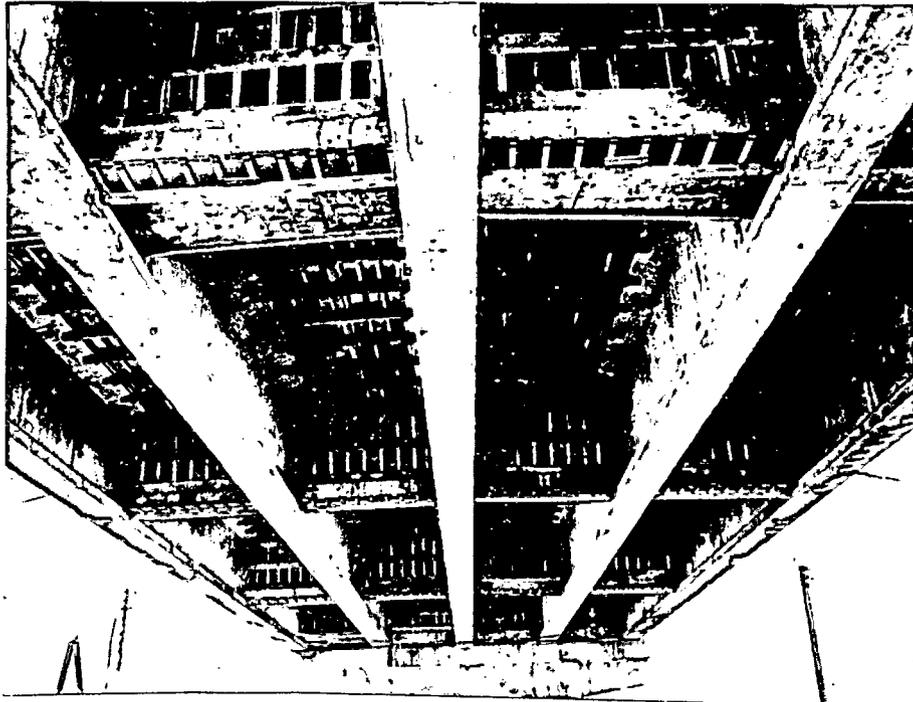
Corte Transversal



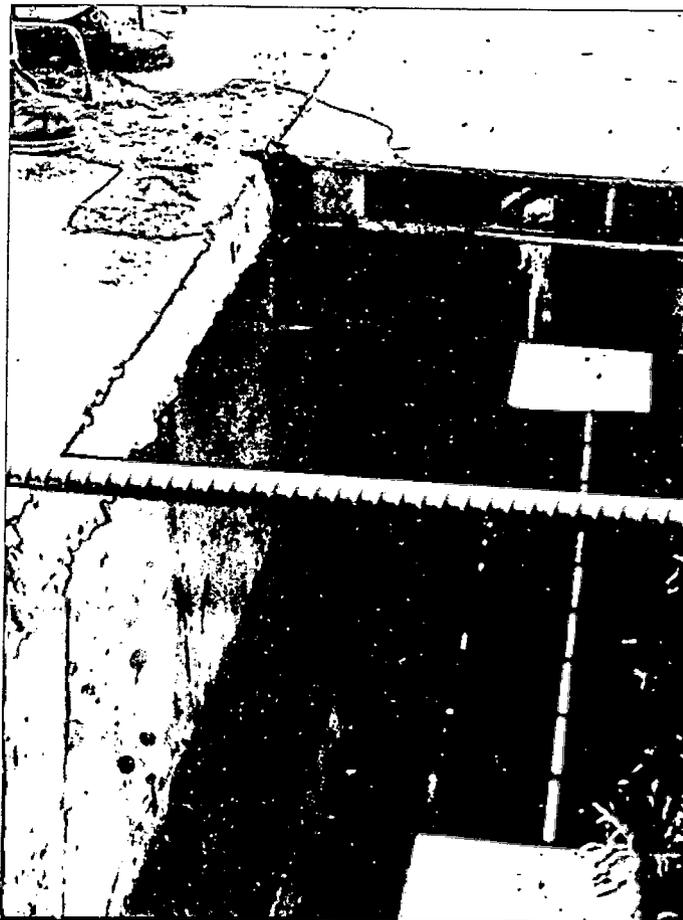
Detalhe do Parafuso



Detalhe da Cantoneira



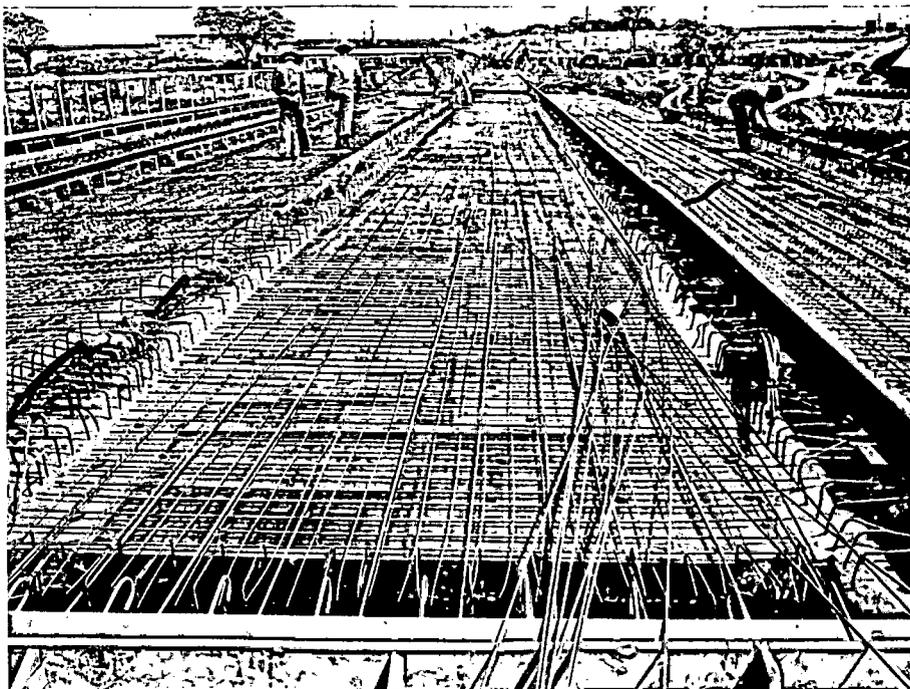
Vista parcial inferior das formas das transversinas e da laje de um vão.



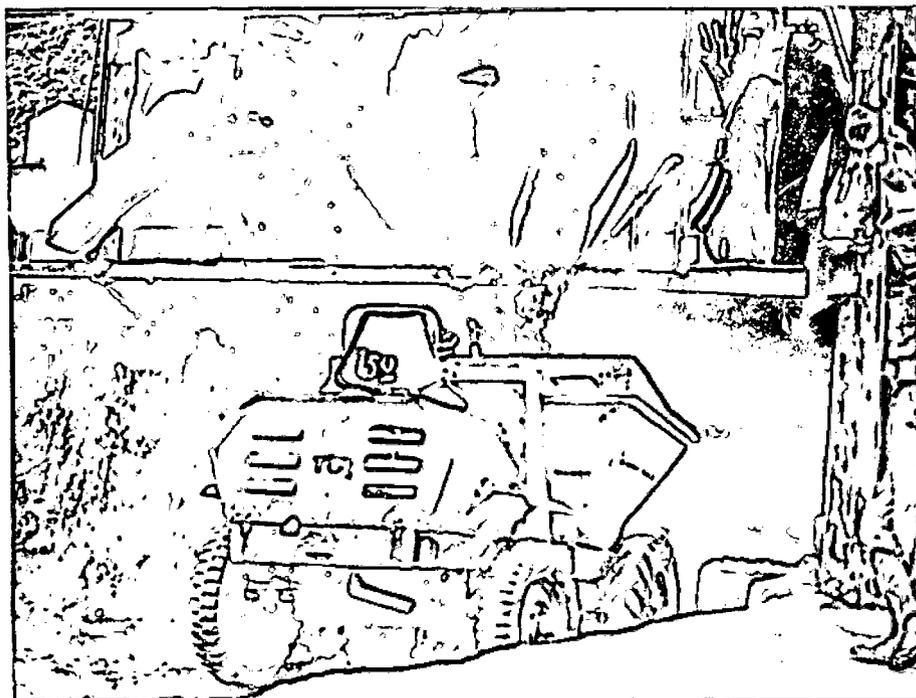
Detalhe da fixação das formas de fundo da laje do tabuleiro na viga pré-moldada.



*Vista parcial superior da armação das transversinas,
extremas entre dois vãos consecutivos.*



Aplicação da armação da laje do tabuleiro.



Central de concreto ampliada com a instalação da segunda betoneira.



Rampa necessária para os "Dumpers" alimentarem a bomba de concreto.



Colocação de placas de isopor, durante a concretagem, desvinculando as transversinas intermediárias da laje do tabuleiro.



Vista de uma laje do tabuleiro acabada, vendo-se ao fundo a concretagem de outra laje.

6.4 - Controle de qualidade do concreto das transversinas e lajes do tabuleiro.

As transversinas foram concretadas simultaneamente com as Lajes em cada vão. Obedeceu-se a três recomendações:

- Quando $f_{ck} \geq 135 \text{ kgf/cm}^2$ a protensão das Transversinas poderia ser iniciada;
- Quando $f_{ck} \geq 160 \text{ kgf/cm}^2$ a protensão da Laje poderia ser iniciada;
- Quando $f_{ck} \geq 240 \text{ kgf/cm}^2$ a protensão da Viga Pré-moldada poderia ser iniciada.

Estipulou-se ainda, pelo fato do concreto ser bombeado, e devido a grande quantidade de armadura passiva e ativa (principalmente nas transversinas) um traço com agregado de diâmetro máximo de 19,0mm, e a medida do abatimento do tronco de cone na faixa de $12 \pm 1 \text{ cm}$.

Para controle moldou-se no mínimo seis séries de corpos de prova por vão, tendo cada série três pares, que foram rompidos nas idades de 3, 7 e 28 dias. O critério de aceitação foi o da NB-1/78 item 15.1.1.3, e o resumo dos resultados pode ser visto na tabela abaixo.

Embora as protensões fossem executadas segundo o cronograma da Obra, tanto as Transversinas como a Laje ficaram liberadas para protensão a partir de três dias após a concretagem, e os cabos relevados das Vigas Pré-moldadas a partir de sete dias.

Resumo dos resultados dos ensaios de resistência característica do concreto em função da idade

Vão	Resistência Característica (kgf/cm ²)		
	3 dias	7 dias	28 dias
01	214	247	383
02	214	304	376
03	219	266	374
04	199	299	386
05	210	278	378
06	244	312	389
07	223	320	413
08	245	343	417
09	221	309	393
10	205	238	342
11	222	297	366
12	217	294	377
13	162	264	376
14	197	259	330
15	195	282	349
16	195	270	326

6.5 - Protensão das transversinas e lajes do tabuleiro.

Tanto a Protensão das Transversinas como das Lajes dos Tabuleiros foram sub-empregadas para a Empresa "J. Rudloff & Cia. Ltda.", tal como as Vigas Pré-moldadas. Usou-se doze fios (CP-150 RN-7) por cabo, e em ambos os casos uma das extremidades tinha Ancoragem Passiva. As ancoragens passivas são análogas às ativas e são encunhadas previamente, por meio de um dispositivo hidráulico, no Canteiro de preparo dos cabos.

Os detalhes e equipamentos da cravação de ancoragem passiva, assim como a execução da protensão, são objeto do catálogo "Sistema de Protensão Rudloff". Os equipamentos, nesse caso não foram os mesmos utilizados nas vigas pré-moldadas, que são muito mais eficientes, tanto na operação quanto na qualidade. Na operação o que fica bem evidenciado é o fato de não ser possível a descravação do cabo no sistema em questão, e na hipótese de algum problema na protensão havia a necessidade de se cortar o cone através de maçarico, perdendo-se inclusive todos os fios do cabo. Quanto aos equipamentos de protensão, fazia-se uma seleção destes para tentar evitar problemas.

Era verificado o seguinte:

- Folga da cunha, através da colocação de quatro pontas de cabo com a cunha na fenda do cone
- Defeito de solda no cone de ancoragem;
- Defeito do enchimento de concreto no cone;
- Existência de estrias na cunha de cravação.

Mesmo havendo essa análise prévia, houve casos de perda de cabos que foram retirados depois de protendidos, através de maçarico.

A protensão das Transversinas e das Lajes do Tabuleiro foram processadas da forma descrita abaixo:

- a) Dava-se a pressão de 50kgf/cm^2 , dava-se início a medida dos alongamentos, servindo-se de um referencial;
- b) Davam-se as pressões de 100, 150, 200, 250, 300, 340 e 360kgf/cm^2 , com o macaco acionando a parte plana do cone ou anel de aço, que com o lado côncavo se apoiava no cone de ancoragem, e mediam-se os alongamentos correspondentes. Nos casos de escape de algum fio durante a operação, o cabo era trocado e esta reiniciada;
- c) Através do acionamento de válvulas, prendia-se o cabo ao macaco na pressão de 360kgf/cm^2 e soltava-se o manômetro, ligando então ao pistão de cravação. Com o macaco preso ao cabo acionava-se o pistão de cravação, que era solicitado com uma pressão de 380kgf/cm^2 . Resumindo o exposto, podemos dizer que a cravação era obtida com o cabo servindo de apoio para o macaco.

Houve casos em que um ou mais fios romperam no local da cravação antes da pressão de 380kgf/cm^2 , sendo dois os motivos (apesar de rompidos, continuavam presos e protendidos no interior da peça):

- 1.º) Qualidade da fenda do cone ou estrias na cunha, que provocavam o esmagamento da seção do cabo;
- 2.º) Velocidade de cravação, que se fosse muito alta poderia forçar a cunha a entrar torta na fenda, provocando esmagamento na seção do cabo.

Se a pressão do pistão de cravação, no rompimento fosse inferior a 250kgf/cm^2 , era trocado todo o cabo, e se a pressão fosse superior a 250kgf/cm^2 , mas inferior a 380kgf/cm^2 , era feito um acompanhamento mais sistemático, principalmente nos fios rompidos, para verificar se algum deles tinha escorregado. Este acompanhamento era feito tanto na ancoragem ativa como na passiva, e se não se detectasse qualquer anormalidade, era aceito o cabo.

- d) Após a cravação, aliviava-se todos os macacos e media-se a perda. Como esta medida não era muito precisa pelo fato de não se ter, com esse sistema, muitas condições de se manter o macaco em equilíbrio no local com a pressão nula (não havia esse problema na protensão das vigas pré-moldadas), não se aceitavam os cabos com perda superior a 20mm.

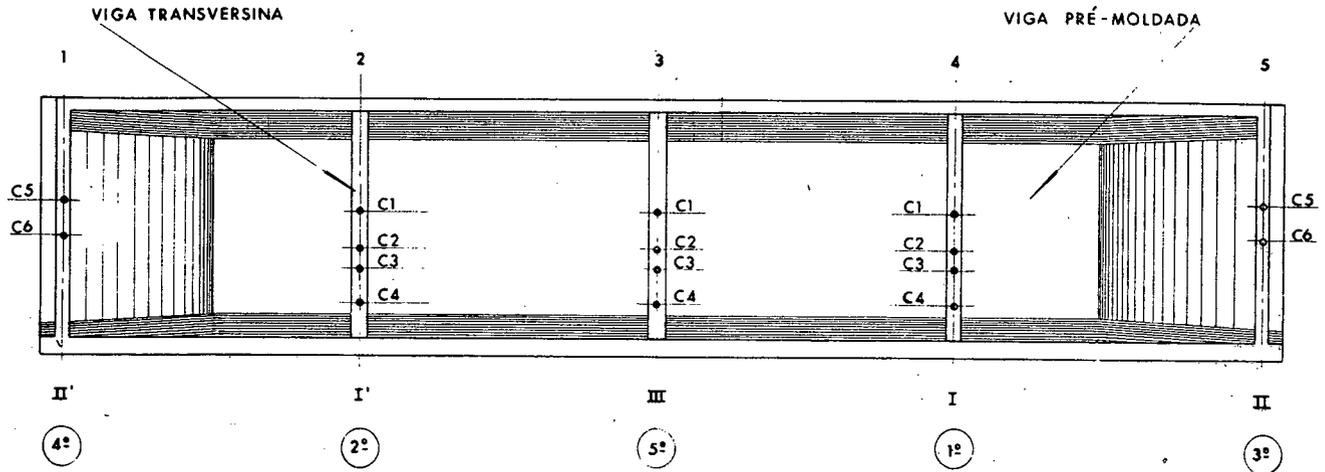
Com os alongamentos anotados e suas pressões correspondentes era calculado o alongamento real através de Regressão Linear, procedendo-se de maneira análoga que para as vigas, trocando porém o valor de $y = 450\text{kgf/cm}^2$ para $y = 360\text{kgf/cm}^2$. O cálculo dos desvios dos alongamentos também teve o mesmo tratamento dado para as vigas, omitindo-se porém a correção dos alongamentos pelo Módulo de Elasticidade do Aço. No cálculo dos desvios, a princípio houve estranheza porque os alongamentos deram, de maneira geral, abaixo da especificação. A Fiscalização solicitou então parecer da Projetista, mesmo porque vários cabos teriam que ser retirados e perdidos. Em carta datada de 18.12.79, a Projetista forneceu novos alongamentos.

A ordem de protensão foi a seguinte:

- Primeiro: Transversinas;
- Segundo: Lajes;
- Terceiro: Segunda Fase das Vigas Pré-moldadas (já analisadas o item anterior).

6.5.1 - Protensão das Transversinas.

A figura abaixo mostra o posicionamento das Transversinas e dos cabos, em relação a uma vista longitudinal da Viga Pré-moldada.



Protendem-se as transversinas segundo a ordem indicada nos círculos da figura acima, e em cada Transversinas a ordem de protensão dos cabos foi C2, C1, C3 e C4 ou C6 e C5.

Os limites de tolerância dos desvios de alongamentos para aceitação dos cabos foi de $\pm 10\%$ para cada cabo individualmente, e $\pm 5\%$ para a média por Transversina.

O resumo dos resultados está na tabela abaixo.

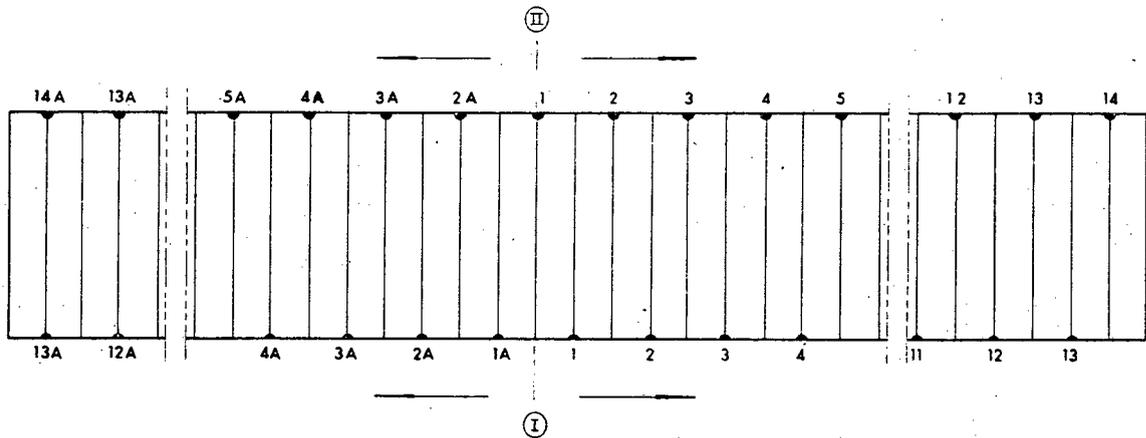
Vão	Desvio por Transversina (%)					Desvio do vão (%)
	T1	T2	T3	T4	T5	
01	+ 5,8	+ 7,8	+ 6,4	+ 8,6	+ 5,8	+ 6,9
02	+ 3,9	+ 4,1	+ 2,5	+ 4,8	+ 1,3	+ 3,5
03	- 1,3	+ 2,2	0,0	+ 3,2	+ 2,6	+ 1,5
04	- 0,7	- 2,2	+ 1,3	+ 2,0	- 2,6	- 0,5
05	0,0	+ 0,6	0,0	+ 1,6	- 2,6	- 0,2
06	- 1,9	- 1,3	0,0	+ 2,9	+ 2,6	+ 1,1
07	- 2,0	+ 2,5	+ 1,9	+ 0,3	+ 0,7	+ 1,5
08	- 3,2	- 4,4	- 2,9	- 0,4	- 4,5	- 2,9
09	- 4,5	- 0,3	- 3,1	- 1,9	- 3,2	- 2,3
10	- 1,3	- 0,3	0,0	+ 2,2	- 1,2	+ 0,2
11	- 4,5	+ 2,8	+ 2,2	+ 1,9	- 2,6	+ 0,9
12	- 4,5	+ 1,0	+ 0,6	- 2,8	- 4,5	- 1,9
13	- 4,5	- 0,3	- 4,9	- 0,4	- 1,2	- 2,1
14	- 3,2	+ 1,0	+ 3,5	+ 1,3	- 3,2	+ 0,6
15	+ 2,5	+ 1,3	+ 2,2	+ 3,5	- 1,3	+ 1,9
16	0,0	- 1,2	- 5,7	- 3,1	- 8,3	- 3,5

As Transversinas dos vãos n.º 1, 2, 3 e 16, cujos resultados superavam os limites de tolerância, foram liberadas pela Projetista através de cartas datadas de 17.12.79 e 15.01.80. Cabos que tiveram problemas na cravação ou no alongamento foram trocados. No restante, seguiu-se o critério de aceitação já citado.

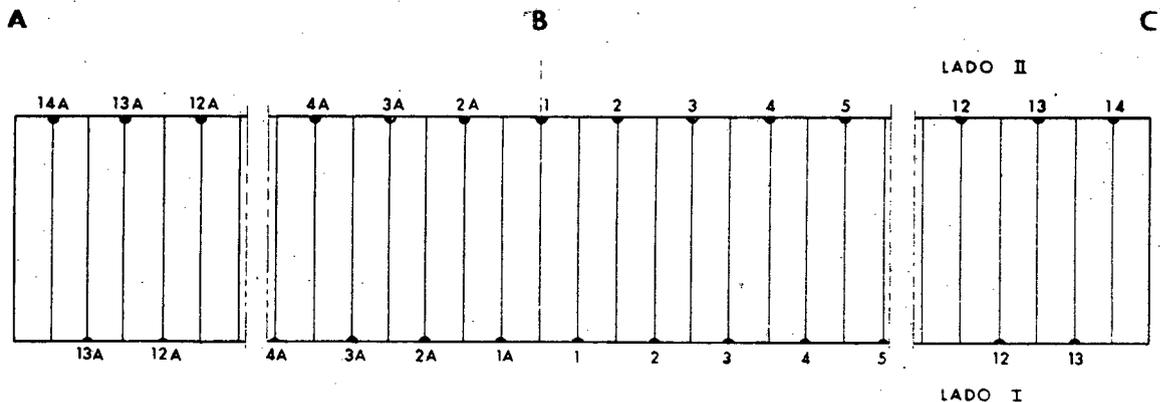
6.5.2. - Protensão das Lajes do Tabuleiro.

Cada vão da Laje era composto de cinquenta e três cabos. A princípio, a especificação da Projetista estipulava que a protensão fosse feita na seqüência e desenho a seguir.

Primeiro o lado I, depois o lado II, sendo que esta protensão deveria ser feita do centro para as duas bordas, simultaneamente.



Como este procedimento requeria dois balancins móveis no lado I, e que deveriam ser transferidos posteriormente para o lado II, a Empreiteira propôs uma alteração segundo o esquema da figura, aprovado pela Projetista e pela Fiscalização.



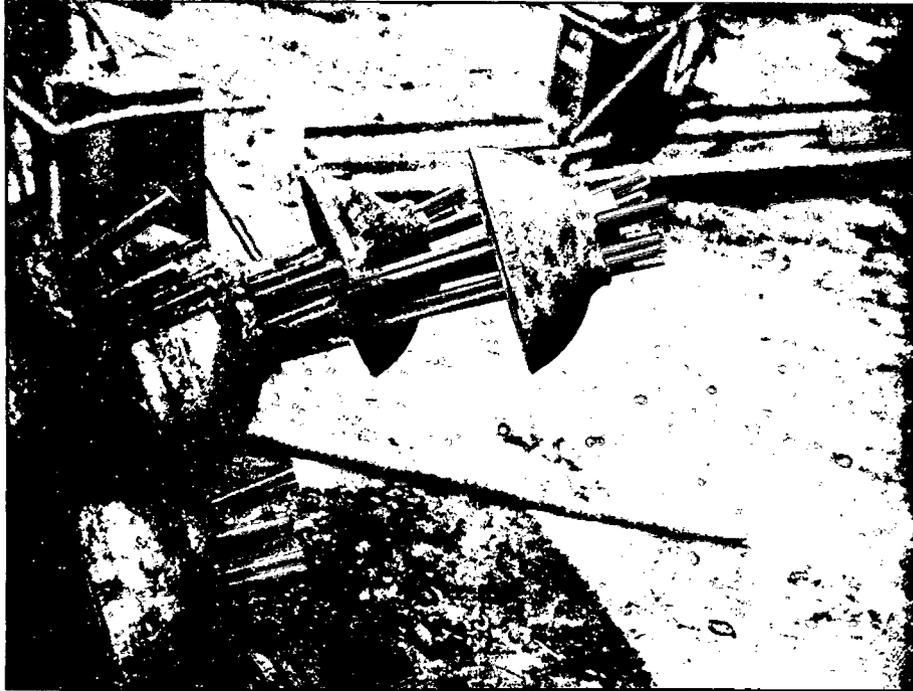
Numa primeira etapa fez-se a protensão, simultaneamente, no lado I de B para A e no lado II de B para C, e numa segunda etapa fez-se a protensão, simultaneamente, no lado I de B para C e no lado II de B para A. Note-se que este procedimento eliminou a transferência dos balancins de um lado para outro, possibilitando que cada um corresse sempre do mesmo lado.

Os resultados da protensão e o cálculo dos desvios de alongamentos encontram-se resumidos na tabela abaixo.

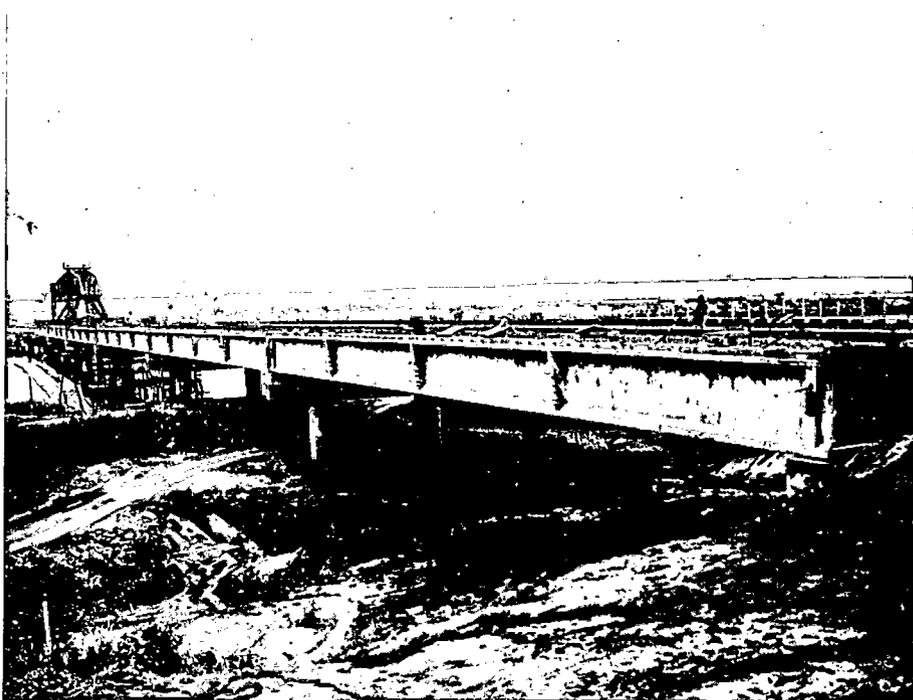
Vão	Desvio lado I (%)	Desvio lado II (%)	Desvio do Conjunto (%)
01	- 2,6	+ 0,3	- 0,9
02	+ 0,8	+ 0,3	+ 0,6
03	- 1,6	- 1,2	- 1,4
04	- 1,4	- 2,9	- 2,2
05	- 3,8	+ 0,3	- 1,7
06	- 0,5	+ 0,1	- 0,2
07	+ 0,3	- 2,3	- 1,0
08	- 2,3	+ 1,3	- 0,4
09	- 4,5	- 4,9	- 4,7
10	- 4,5	- 3,8	- 4,1
11	- 0,1	- 2,7	- 1,4
12	- 4,9	- 3,5	- 4,1
13	- 5,5	- 10,4	- 8,0
14	- 4,8	- 4,0	- 4,4
15	+ 0,6	- 3,2	- 1,4
16	- 7,0	- 2,9	- 4,9

Os limites dos desvios de alongamentos para a aceitação dos cabos foi de $\pm 10\%$ para cada cabo individualmente, e $\pm 5\%$ para a média por laje.

As lajes dos vãos de 13 a 16, por terem superado os limites de tolerância, foram liberadas pela Projetista através de carta datada de 15.01.80. Os demais vãos se enquadraram nos critérios de liberação e os cabos que tiveram problema tanto na cravação como no alongamento foram substituídos.



Ancoragens passivas dos cabos de 12 ϕ 7mm, já executadas.



Vista das transversinas e lajes antes da colocação dos cabos.



Vista das transversinas e lajes, após a colocação dos cabos. Notando-se as ancoragens ativa e passiva, constantemente alternando-se.

6.6 - Pavimento de concreto.

A necessidade do recobrimento da laje protendida do tabuleiro, de tal forma a se obter uma superfície de rolamento de veículos durável e resistente ao desgaste, que viesse a atender as severas condições de uso impostas pela possibilidade de tráfego de equipamentos pesados, foi satisfeita pela execução de um pavimento de concreto com armadura distribuída.

O pavimento de concreto, com 10 cm de espessura, foi subdividido em quatro faixas de rolamento, obtendo-se assim placas com juntas longitudinais, espaçadas de 3,00m. Não foram previstas juntas transversais de construção em um mesmo vão. Nas juntas longitudinais não foi exigida a transferência de carga entre as placas, razão por que se dispensou o tratamento com jato de areia. Obteve-se dessa maneira, as conhecidas juntas secas para retração das lajes.

Houve tratamento da junta entre o pavimento rígido e a laje, com jato de areia.

A faixa longitudinal de jusante foi concretada primeiramente, servindo como guia para a placa vibratória o rebaixo do passeio e sua forma interna foi apoiada na laje do tabuleiro. Em seguida foi concretada a placa de montante ao longo de toda a ponte, exceção à do primeiro vão, onde se instalou nessa época, uma passarela provisória de acesso à ponte pela margem direita; o pavimento desse vão foi o último a ser executado. A terceira faixa concretada foi a contígua à de montante e, por último, a simétrica a jusante.

Para apoio da régua vibratória em cada uma das placas foi utilizado o rebaixo do passeio e forma interna de madeira para as placas laterais do pavimento. Na terceira faixa a régua se apoiou na borda da placa anteriormente concretada e na forma interna; na concretagem da última placa os pontos de apoio para deslizamento da régua vibratória foram as bordas das duas placas laterais já concretadas.

O concreto do pavimento foi transportado por "dumpers" com as caçambas originais basculantes, eliminando-se a necessidade de guindaste para lançamento do concreto próximo do eixo longitudinal da placa.

O estrado de aço empregado permitiu o avanço das rodas dianteiras do "dumpers" sobre a armadura do pavimento e o lançamento de concreto próximo do eixo longitudinal da placa.

A dosagem do concreto para o pavimento atendeu às especificações da Projetista, a saber: resistência à tração na flexão à idade de vinte e oito dias igual ou superior a 45 kgf/cm^2 , diâmetro máximo do agregado inferior a 25 mm e "Slump" na faixa de $5 \pm 1 \text{ cm}$.

O controle de qualidade do concreto do pavimento já foi comentado no capítulo 6.

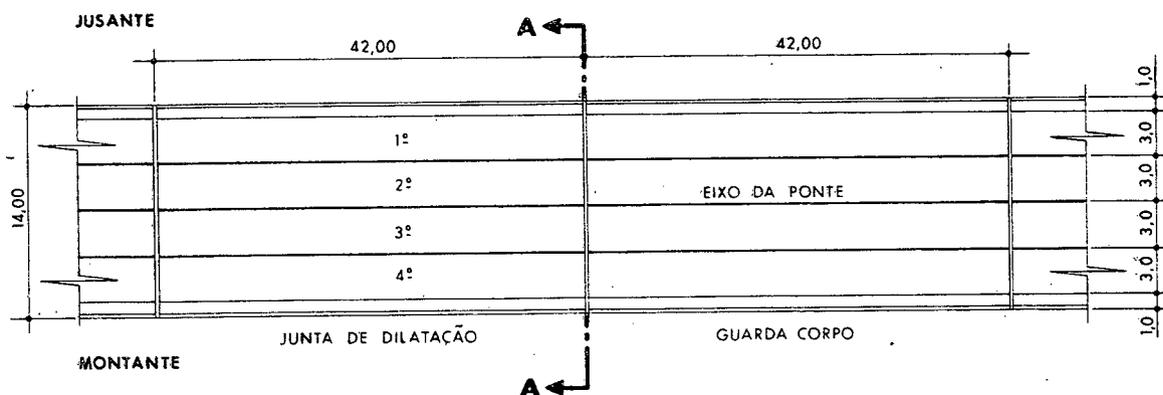
Como fases executivas, pode-se descrever o lançamento, adensamento, regularização com a régua vibratória, desempenamento com desempenadeira de madeira, acabamento final com espuma de borracha, cura nas primeiras idades por aspersão d'água e ao longo dos primeiros sete dias com camada de areia mantida úmida.

Nos vãos entre dois tabuleiros foram fixadas formas de madeira para moldar os rebaixos no pavimento, onde se aplicariam posteriormente as juntas de dilatação dos tramos.

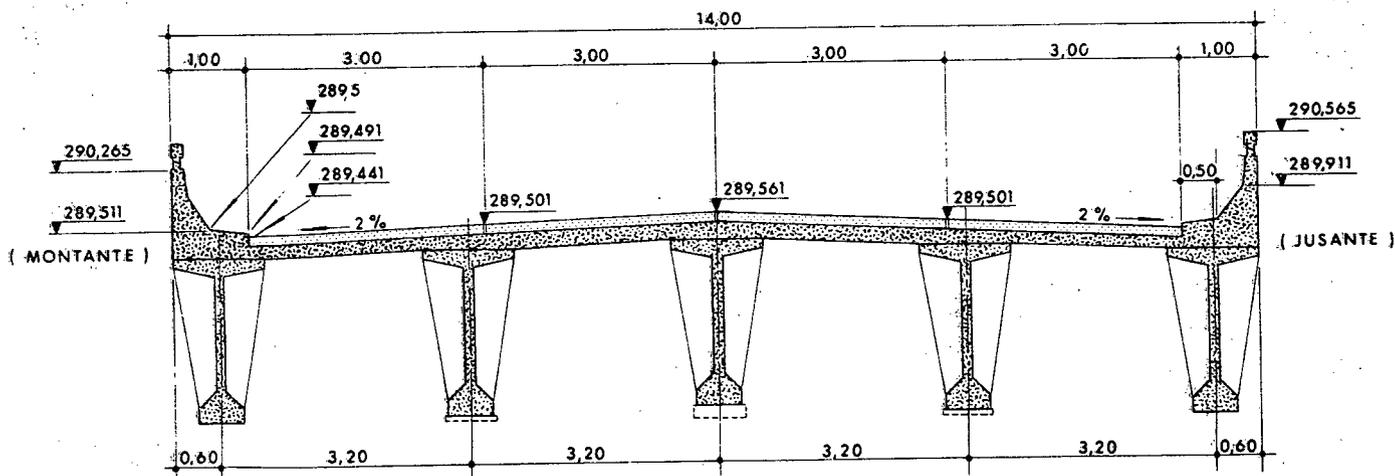
Para a drenagem do pavimento, foram deixados rebaixos, em ambas as laterais do mesmo e a cada $2,00 \text{ m}$, tendo cada um o formato de tronco de pirâmide invertida de base quadrada ($16 \times 16 \text{ cm}$), com uma face ortogonal (rente ao passeio) e altura de 10 cm .

Tais rebaixos foram obtidos com a fixação, quando da concretagem do pavimento, de pedaços de madeira com essa geometria.

Da face inferior desse tronco de pirâmide, sai um dreno de PVC com $\phi 3''$ e comprimento de 30 cm , embutido no concreto da laje quando de sua execução, voltado para baixo e para o interior da ponte e com uma inclinação suficiente para não interferir com a borda da mesa da viga pré-moldada.



Faixas Longitudinais do Pavimento Rígido de Concreto Armado

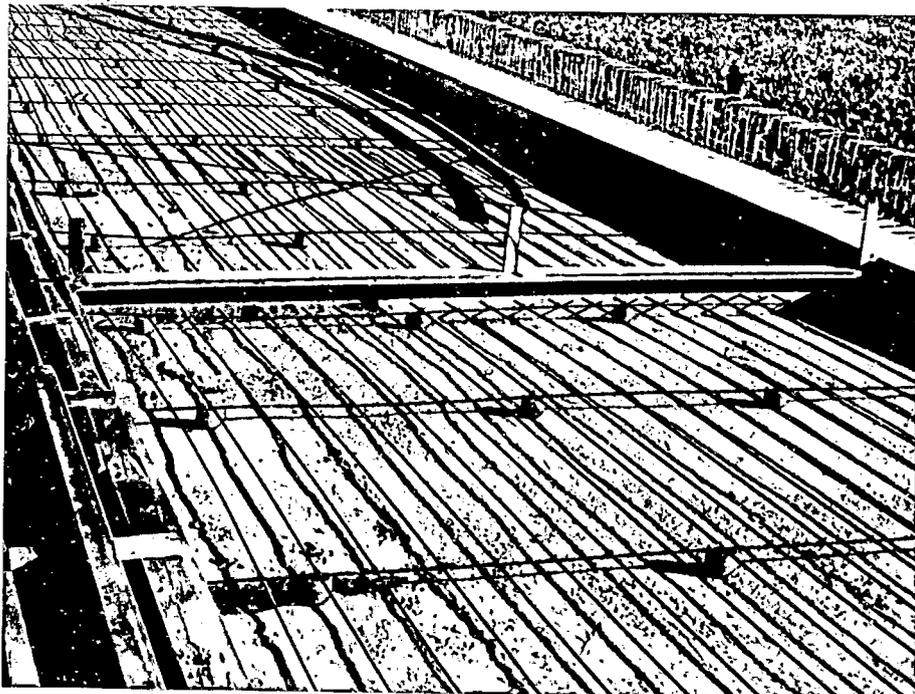


OBS: - COTAS FIXADAS PARA LIBERAÇÃO DO PAVIMENTO DE CONCRETO, GUARDA-CORPO E PASSEIOS.

Corte Transversal da Superestrutura



Tratamento da superfície da laje, com jato de areia, para concretagem do pavimento.



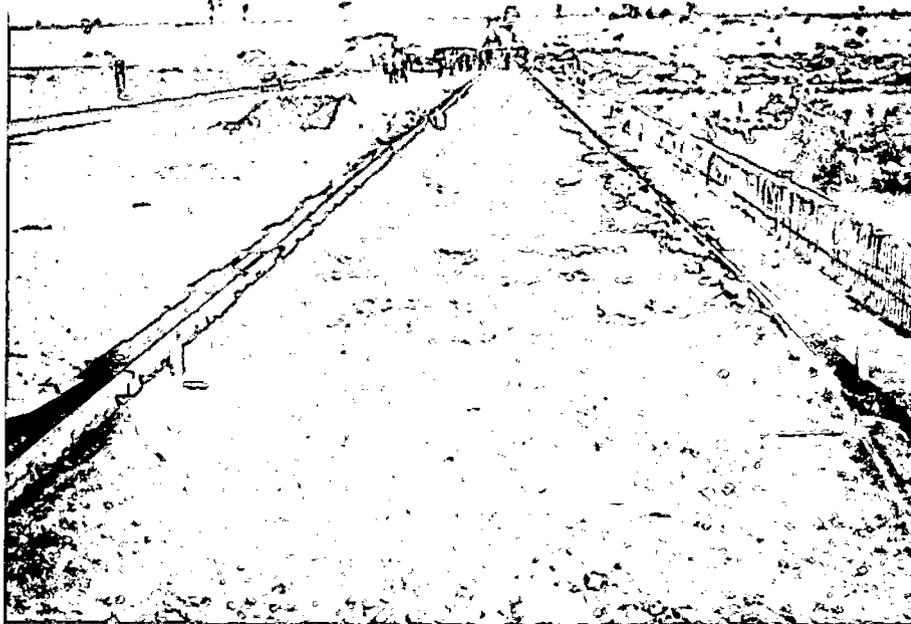
Pavimento armado, aguardando concreto. Note-se a forma da junta de dilatação entre dois vãos.



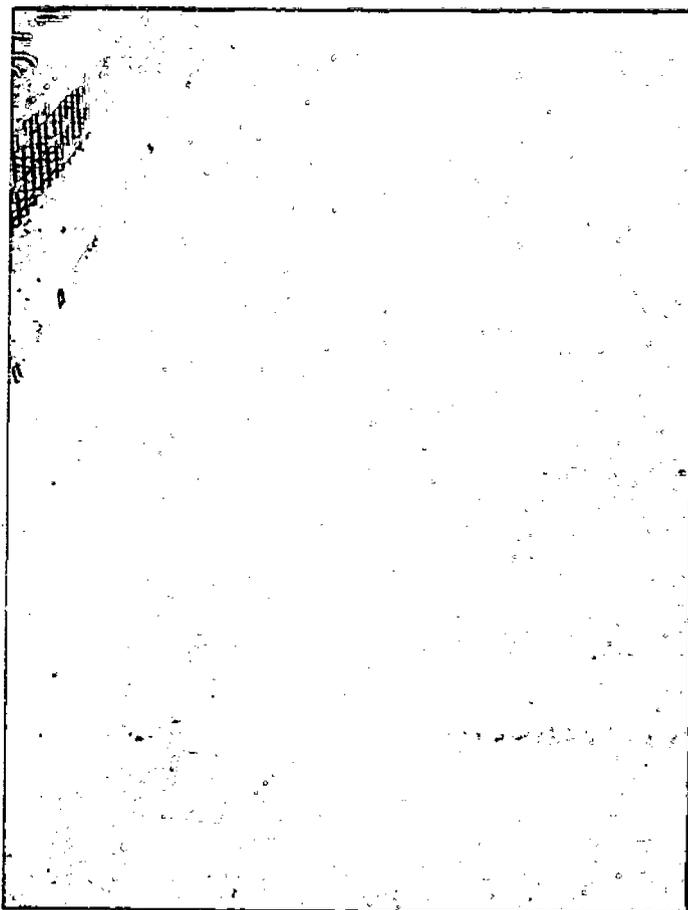
Concretagem do pavimento, com "dumpers" sobre o estrado metálico; em seguida passagem da régua vibratória e o seu acabamento com desempenadeira de madeira.



Acabamento final executado com espuma de borracha.



Cura feita através de uma camada de areia úmida sobre o pavimento.



*Detalhe dos drenos nas laterais do pavimento,
distanciados a cada 2,00 m.*

6.7 - Juntas de dilatação.

Com o propósito de se conseguir uma boa vedação das juntas, além da absorção das deformações oriundas de movimentações do tabuleiro, foram usadas as juntas "Jeene" 2644R desenvolvidas pela Dinamik.

6.7.1 - Composição.

A junta "Jeene" é constituída de três elementos básicos:

Câmara elástica;
Adesivo;
Nucleação.

a) Câmara Elástica.

É constituída de um elastômero (policloropreno), de altas resistências química, mecânica e às intempéries. Sua expansão, provocada pela nucleação sob pressão, permite uma total vedação em virtude da sua capacidade de perfeita adaptação à sede da junta e, ao mesmo tempo, absorve as movimentações previstas. Possui, na parte externa, uma conveniente rugosidade para aumentar a superfície de aderência e, no seu interior, uma cavidade destinada a conter os elementos que constituirão a nucleação.

b) Adesivo.

É de natureza epoxídica, aplicado sob forma de pasta viscosa de características tais que permitem a adaptação perfeita à superfície aplicada, além de preencher todas as depressões e pequenos defeitos existentes na sede.

c) Nucleação.

Obtida por pressurização, por meio de dispositivos próprios adaptados à câmara elástica. Este sistema obriga a ajustagem perfeita da junta sem deixar espaços vazios entre câmara e sede.

6.7.2 - Execução da junta "Jeene".

Com a prévia limpeza da sede ou rebaixo da junta por jato de areia, procede-se da seguinte maneira:

a) Aplicação do adesivo na sede ou rebaixo e na câmara elástica;

b) Introdução da câmara elástica na sua sede;

c) Nucleação ou pressurização.

No caso específico da Ponte a jusante, foi aplicada a junta "Jeene" com lábios poliméricos de argamassa de alta resistência à compressão, flexão e abrasão.

6.7.3 - Características do Elastômero.

a) Material	Policloropreno (Neoprene)
b) Dureza Shore A	50 ± 5
c) Tensão de ruptura à tração	10 (MPa)
d) Alongamento de ruptura à tração (% mínima)	350
e) Alterações após envelhecimento acelerado no ar, setenta horas a 100°C (em relação aos valores dos itens b, c, d, do item 6.7.3);	
- Dureza Shore a	0 a + 15
- Tensão de ruptura (% máxima)	± 15
- Alongamentos à ruptura (% máxima)	40
f) Deformação permanente à compressão;	
- Vinte e duas horas a 100°C (% máxima)	25

- g) Resistência ao ozônio;
 - Cem horas a 100pp/m, com 20% alongamento, sem fendas.

6.7.4 - Características do adesivo ADE 52.

a) Material.

Adesivo desenvolvido para a colagem permanente de elastômero em concreto, onde condições desfavoráveis solicitam o ponto de adesão, a base de epóxi (dois componentes, catalizador e resina);

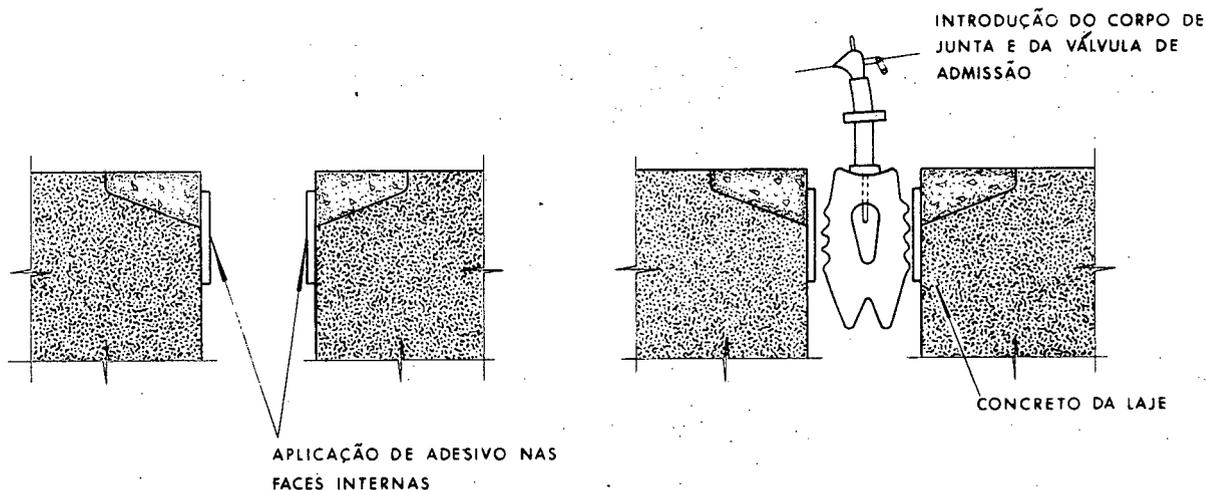
- | | |
|---|------------------------|
| b) "Pot Life" | 40 minutos a 20°C |
| c) Tempo de pega | 1h e 30 minutos a 20°C |
| d) Resistência à tração | 29,4 MPa |
| e) Resistência à compressão axial | 60,5 MPa |
| f) Dureza da carga | 5 MOHS |
| g) Consumo para rodovias | 0,220 kg/m |
| h) Cura | sete dias a 20°C |

6.7.5 - Características da argamassa para Lábio Polimérico.

a) Material:

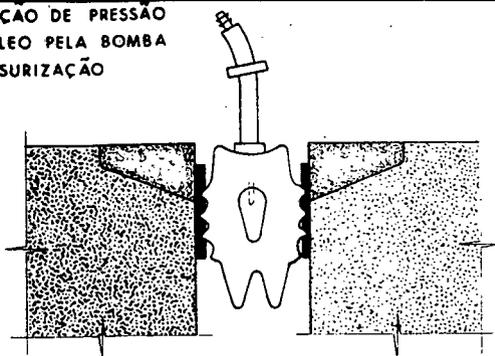
Argamassa para pistas de rodagem (ARE 41C) a base de epóxi (dois componentes, catalizador e resina), antiabrasiva, para rodagem pesada e extrapesada, apresentando elevada dureza e resistência à abrasão e impacto, aliadas à resistência química e álcalis, ácidos, solventes, óleos, graxas, fungos, mofo e detergentes.

- | | |
|--|----------------|
| b) "Pot Life" | 1 hora a 20°C |
| c) Tempo de pega | 2 horas a 20°C |
| d) Flexão (módulo de ruptura) | 29,4 MPa |
| e) Compressão (carga de ruptura) | 83,3 MPa |
| f) Dureza da carga | 7 MOHS |
| g) Cura | sete dias |

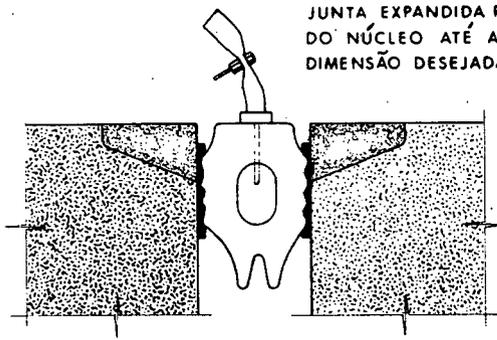


Junta "Jeene" de Dilatação do Tabuleiro

INTRODUÇÃO DE PRESSÃO
NO NÚCLEO PELA BOMBA
DE PRESSURIZAÇÃO

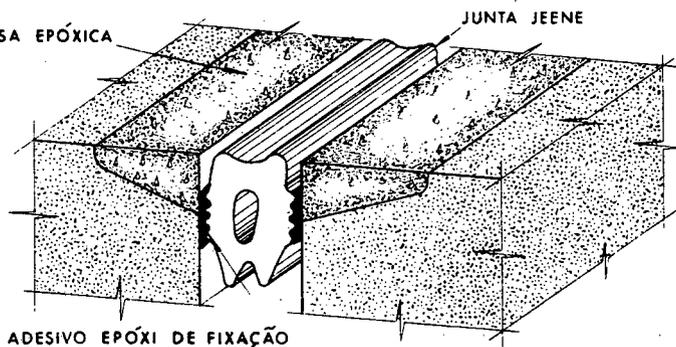


JUNTA EXPANDIDA PELA PRESSÃO
DO NÚCLEO ATÉ A FORMA E
DIMENSÃO DESEJADA.



FECHAMENTO DO GRAMPO PARA
RETER A PRESSÃO DO NÚCLEO
E DESCONEXÃO DA BOMBA

REFORÇO DE ARGAMASSA EPÓXICA
(LÁBIO POLIMÉRICO)



ADESIVO EPÓXI DE FIXAÇÃO

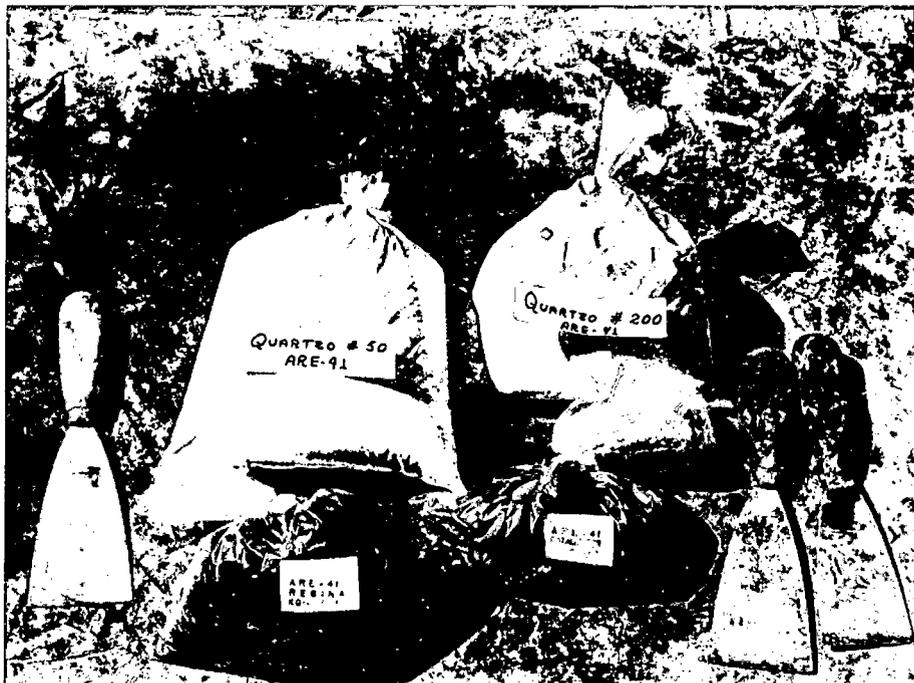
Detalhe em Perspectiva



Rebaixo deixado nas juntas de dilatação, quando da concreta-
tagem do pavimento.



Aplicação de uma demão de Adesivo ADE 52, após jateamento e limpeza dos rebaixos.



Materiais componentes da argamassa epóxica de alta resistência, a ser aplicada nos rebaixos.



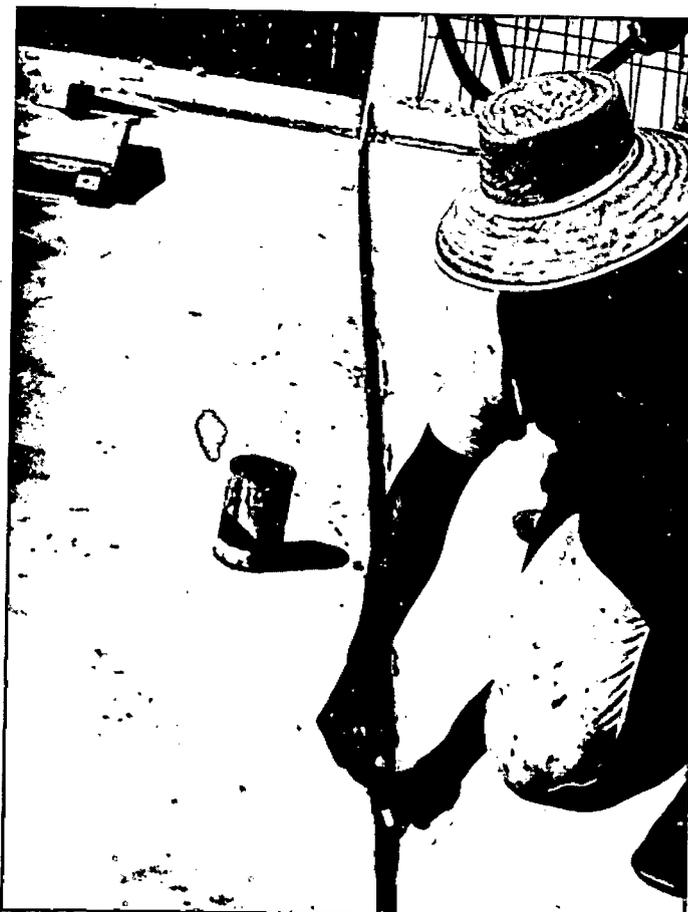
Homogeneização dos componentes da argamassa epóxica de alta resistência.



Aplicação da argamassa epóxica após a colocação da forma entre os pavimentos e adensamentos com um compactador vibratório.



Retirada do excesso de argamassa epóxica com colher de pedreiro e reutilização no novo trecho a ser executado.



Aplicação de uma demão de Adesivo ADE 52, nas laterais de encosto do elastômero, após o enchimento do rebaixo com argamassa epóxica.



Componentes do Adesivo ADE 52 para colagem permanente dos elastômeros em concreto (e ou lábio polimérico).



Homogeneização dos componentes do Adesivo ADE 52.



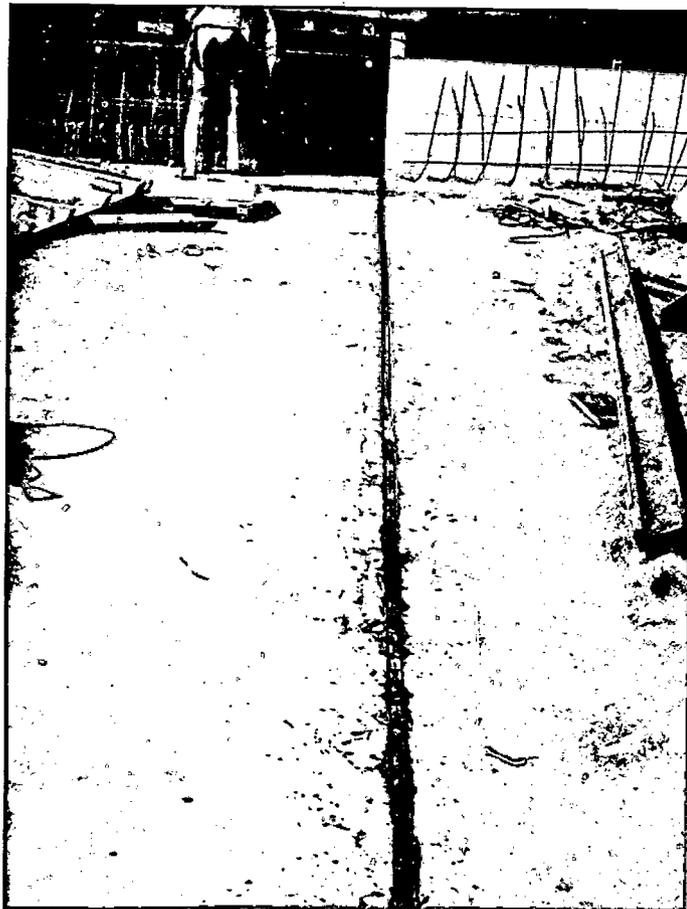
Aplicação do Adesivo ADE 52 nas laterais do elastômero, preenchendo as suas rugosidades.



Introdução do elastômero na sua sede, imediatamente após a aplicação do Adesivo.



Injeção de ar no elastômero por uma extremidade, mantendo a oposta vedada, para ajustá-la na junta. Após a aderência, despressurizava-se o elastômero.



Junta "Jeene" aplicada.

6.8 - Defensas e guarda-corpo

No transcorrer da Obra, a Contratante solicitou a reformulação do projeto arquitetônico do guarda-corpo e defensas constantes do projeto de responsabilidade da Empreiteira, com vista à adoção do conjunto padronizado pelo DER, devido a sua futura jurisdição sobre o trecho, optando-se, todavia, pelo corrimão em viga-contínua de concreto armado, ao invés da mesma estrutura em tubos galvanizados, comumente empregado em obras de arte sob supervisão do DER e DERSA. A justificativa dessa escolha, prendeu-se ao menor custo e à uniformidade estética do conjunto.

No passeio de jusante, foram embutidos no concreto dois tubos de PVC rígido com diâmetro de 3", para serem utilizados pela TELESP no futuro remanejamento de suas linhas telefônicas. Esses tubos foram seccionados a cada 50,00m, local em que se inseria uma caixa de passagem de 30 x 60 x 15cm, drenada e com tampa metálica.

Junto às lajes de aproximação nas extremidades das linhas de tubos, foram construídas duas caixas de inspeção de 50 x 100 x 80cm, em concreto armado, complementando o sistema de transposição de cabos telefônicos pelo Rio Tietê

Nas juntas de dilatação do tabuleiro, a colocação de tubos PVC com ponta e bolsa criou condições favoráveis à absorção das deformações horizontais do tabuleiro, evitando-se ruptura dos tubos por deformação excessiva de compressão ou tração.

Procurou-se conservar, na concretagem da laje do passeio uniformidade no alinhamento do rebaixo deixado em sua borda, pois a superfície seria usada como guia para o deslizamento da régua vibratória no acabamento do pavimento de concreto armado. Os rebaixos tinham 5cm na vertical por 2cm na horizontal.

Na borda do passeio voltada para a defesa, foram ancoradas alças com a função de manter o afastamento do pé da forma interna da defesa, através de ganchos que passam por elas e são parafusados na estrutura da forma, com vistas a minimizar abertura de forma quando do adensamento do concreto, o que viria a comprometer esteticamente o acabamento da defesa.

Juntamente com as alças, foi deixado em toda a extensão dos passeios um rebaixo de 2,5 x 2,5 cm, para encaixe do pé da forma interna da defesa. As alças foram chumbadas no passeio a cada 40 cm (ϕ 4,2mm).

Quando foi alterado o projeto de forma e armação das defensas e guarda-corpo, houve necessidade de ajustar os estribos do passeio engastados nas mesas das vigas já prontas. A armadura sofreu um corte no local e foi dobrada, uma vez que a altura da laje do passeio diminuiu.

O concreto empregado nos passeios foi transportado da Central por meio de "dumpers", sendo sua resistência característica a compressão aos vinte e oito dias igual ou superior a 180kgf/cm², com diâmetro máximo do agregado de 25mm.

A forma interna da defesa foi confeccionada na carpintaria do Canteiro de Obras, com módulo de 2,00m em estrutura de madeira revestida por chapa de "madeirit". Cada um desses módulos contava com três ganchos (ϕ 10,0mm) parafusados em sua estrutura, para posterior fixação às alças engastadas no passeio. Em cada um dos lados do tramo foram fixados vinte e um módulos de forma, chegando-se ao número de quarenta e dois para todo o tramo. A Empreiteira dispôs de forma interna para aplicação em quatro vãos integrais, o que conferiu a cada painel um reuso médio de quatro vezes, uma vez que na Ponte existem dezesseis vãos, além das lajes de aproximação com 3,00m de extensão cada.

A forma externa das defensas era constituída de pontaletes verticais de seção 8 x 8cm com montantes, espaçados entre si cerca de 50cm. Para travamento dos montantes foram engastados ganchos de espera na mesa das vigas extremas do tabuleiro, e, numa etapa posterior, foram soldados aos mesmos parafusos para suporte de duas longarinas corridas de seção unitária 8 x 8cm. As longarinas, presas aos parafusos por meio de arruelas de madeira e aperto das porcas, asseguravam pressão nos pés dos montantes contra a mesa da viga e laje, o que conferia estabilidade ao conjunto.

Na extremidade superior dos montantes, outras duas longarinas vinculadas à estrutura da forma interna por meio de parafusos, conferiam o alinhamento à forma, sendo a largura superior da defesa assegurada através de espaçadores de madeira. No topo da defesa, dois sarrafos de cota de seção triangular permitiram o acabamento da superfície do concreto, conforme projeto.

No decorrer do adensamento do concreto lançado nas primeiras defensas, foram notados pequenos desvios no alinhamento da forma externa, oriundos de deslocamentos laterais dos montantes, em consequência do diagrama de pressões do concreto ainda no estado que se assemelha ao de fluidez, associado ao fato de as partículas ficarem animadas de movimento devido ao vibrador.

Os deslocamentos observados no início não comprometeram esteticamente o conjunto; tal situação foi sanada pela incorporação de um nível de travamento no topo dos montantes através de tirantes, assim como pela aplicação de formas com montantes mais rígidos.

O transporte horizontal do concreto foi assegurado por "dumpers" adaptados com porta-caçambas e o seu lançamento foi feito por meio de um guindaste sobre rodas, que posicionava a caçamba sobre uma calha móvel de lançamento; a altura total do molde foi preenchida em duas sub-camadas.

Aplicou-se na superfície do concreto uma demão de película impermeabilizante (Curing), logo após a desforma, que foi liberada após as primeiras vinte e quatro horas a partir do término do lançamento de concreto.

Conforme ilustrado em desenho a seguir, foram deixados chumbadores na parte externa da defesa de montante e no topo montante das vigas-travessa, alinhados verticalmente para receberem e fixarem futuramente postes para travessia de linhas de alta tensão pelo rio.

No primeiro planejamento executivo do corrimão, pensou-se em concretar numa primeira etapa seus pilaretes de sustentação, juntamente com a defesa. Nos pilaretes de seção 10 x 10cm e altura de 15cm, foi deixada a armadura para engaste da viga-corrida, a ser concretada numa segunda etapa em todo o comprimento do vão. Essa solução agravaria o alinhamento da viga-continua do corrimão, dificultado pelas precárias condições de escoramento da forma, sem se considerar o exíguo tempo para sua execução, dada a proximidade do término de contrato.

Atendendo às exigências de bom acabamento e economicidade de tempo, a solução de pré-moldados para a viga-continua do corrimão proposta pela Contratante mostrou-se plenamente viável.

Na moldagem da defesa os pilaretes foram concretados alternadamente, duplicando-se nessa etapa o espaçamento previsto em projeto. Com essa premissa executiva o vão entre dois pilaretes concretados passou para $2 \times 1,495 = 2,99\text{m}$, o que levou a estipular o comprimento da viga pré-moldada em 2,85m, de forma a se criar juntas de concretagem a 2cm das faces dos pilaretes já moldados.

Para o posterior restabelecimento do espaçamento entre pilaretes de 1,495m, de acordo com o projeto, foi previsto um orifício no meio da vigota pré-moldada por onde seriam executados os pilares faltantes.

Dispôs-se de formas para fabricação simultânea de pré-moldadas para quatro vãos, obtendo-se um reuso médio de quatro vezes por molde, constituído de "madeirit" com acabamento superficial em filme plástico. Nos pré-moldados foi lançado concreto com resistência característica à compressão aos vinte e oito dias igual ou superior a 180kgf/cm^2 e diâmetro máximo do agregado igual a 19mm.

Os jogos de forma foram montados num pátio de fabricação improvisado sob a Ponte e de fácil acesso para os "dumpers" com porta-caçambas. Para içamento e posicionamento das caçambas foi empregado um guindaste móvel sobre pneus.

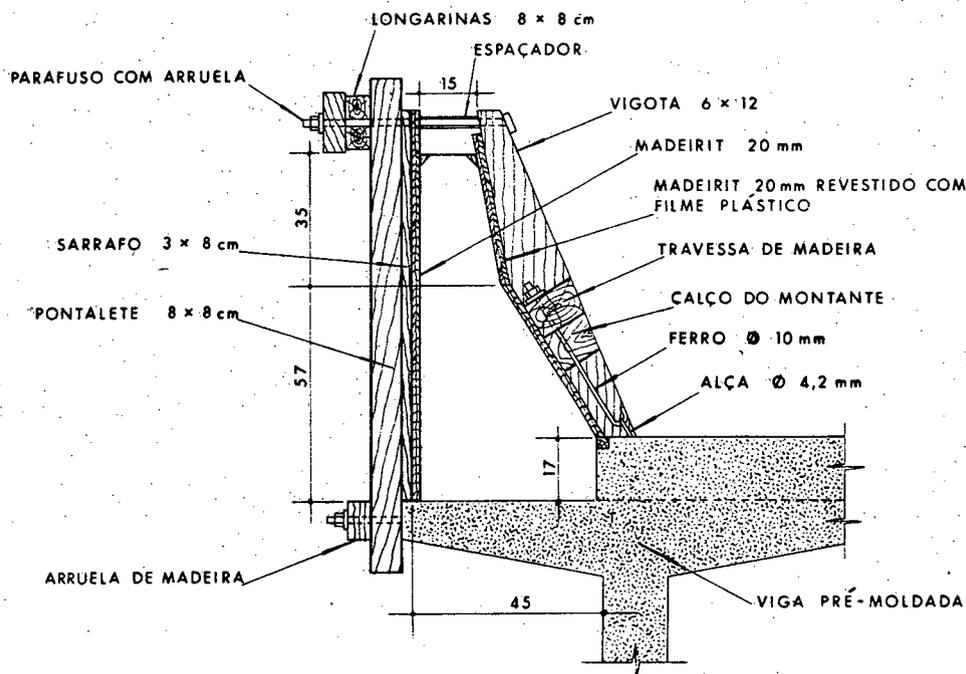
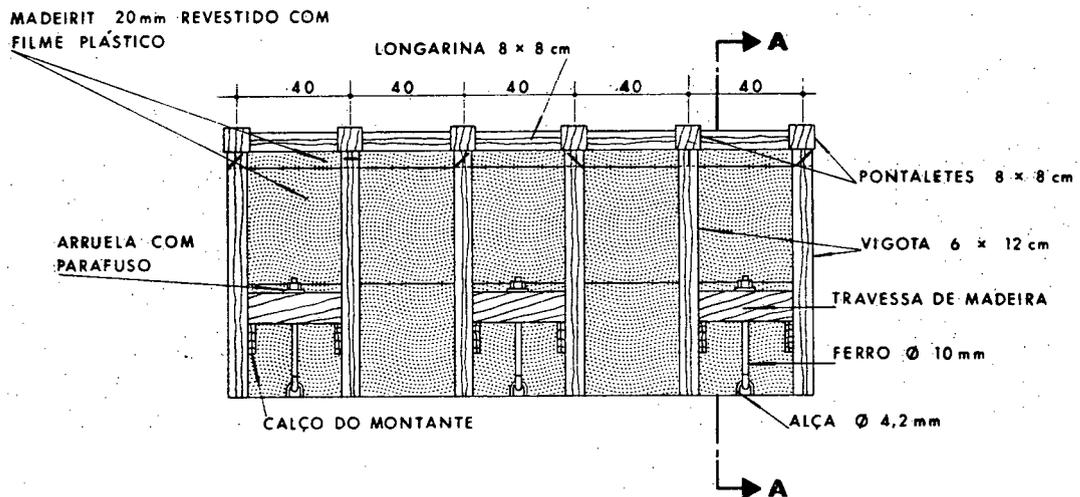
Os pré-moldados foram desmoldados após as primeiras vinte e quatro horas, objetivando-se liberar prontamente as formas para agilização do ciclo de produção. Para manter condições propícias à cura do concreto, aplicou-se na face acabada uma demão de membrana impermeabilizante, sendo o mesmo procedimento adotado com referência às faces laterais, após a desmoldagem.

Em todos os pilaretes inicialmente concretados para apoio dos pré-moldados foi lançada a cota da face inferior da viga do corrimão, de modo a se evitar distorções na locação das vigas em elevação, o que viria a comprometer o conjunto, estrutural e esteticamente.

A esses pilaretes foram fixadas mesas de sustentação dos pré-moldados, em obediência à cota de assentamento marcada topograficamente, as quais, por sua vez, receberam marcação topográfica da linha da face interna do corrimão, o que veio favorecer o controle da locação em planta dos pré-moldados.

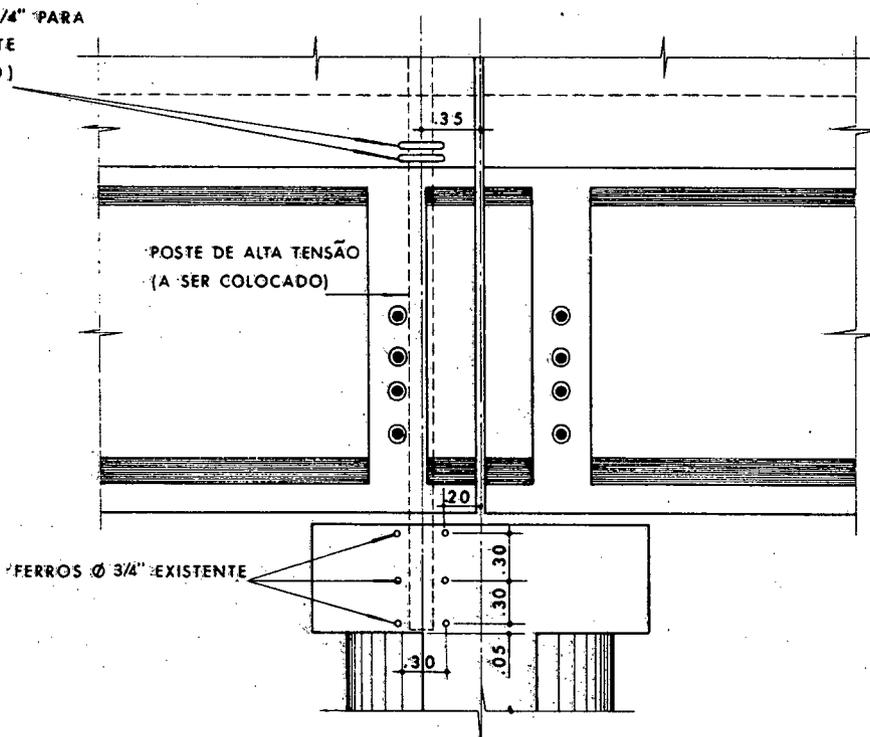
Sobre as mesas de sustentação foram criadas juntas de construção, restabelecendo a vinculação estrutural prevista inicialmente. A mesa foi utilizada como forma de fundo da junta de construção, cujas faces laterais eram constituídas de formas de "madeirit" comprimidas nos pré-moldados através de "sargentos".

O próximo passo foi a execução dos demais apoios intermediários através da concretagem dos pilares que complementavam a vinculação prevista, através da inserção de seus moldes entre o corrimão e a defesa. Como o diâmetro do orifício circular previsto no meio do pré-moldado para concretagem dos pilaretes intermediários era de apenas 3cm, foi utilizada argamassa do mesmo traço de concreto para seu preenchimento, do que adveio um conjunto monolítico relativo à defesa e viga do corrimão.



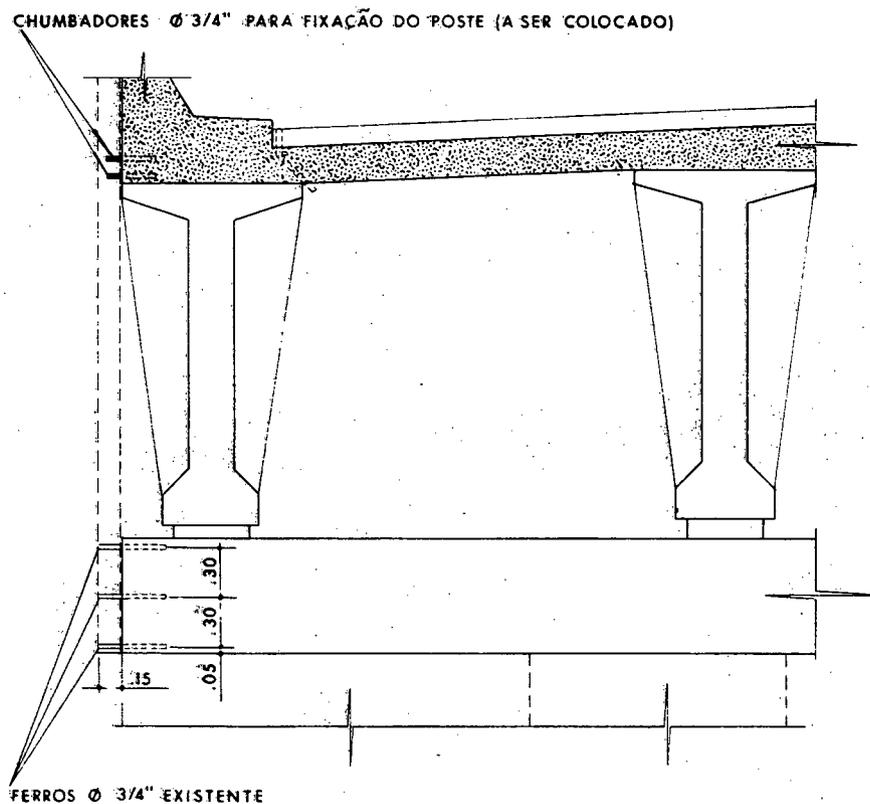
Formas das Defensas - (Padrão DER)

CHUMBADORES Ø 3/4" PARA
 FIXAÇÃO DO POSTE
 (A SER COLOCADO)



Vista Frontal

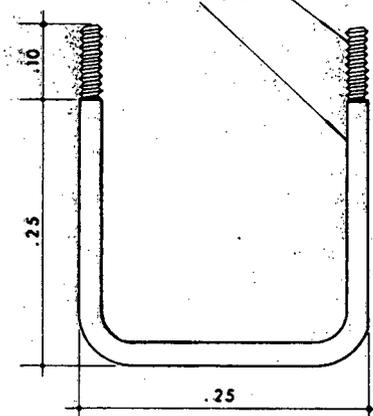
CHUMBADORES Ø 3/4" PARA FIXAÇÃO DO POSTE (A SER COLOCADO)



Vista Lateral

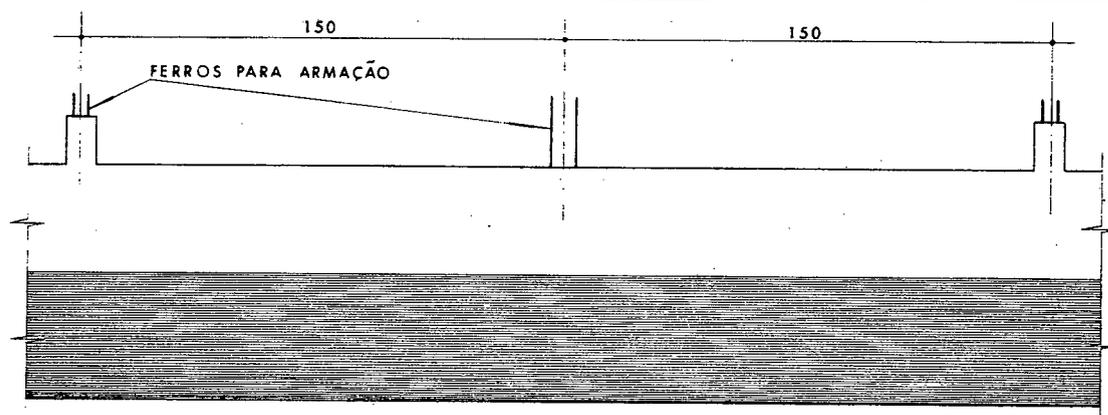
ROSCA

Ø 3/4"

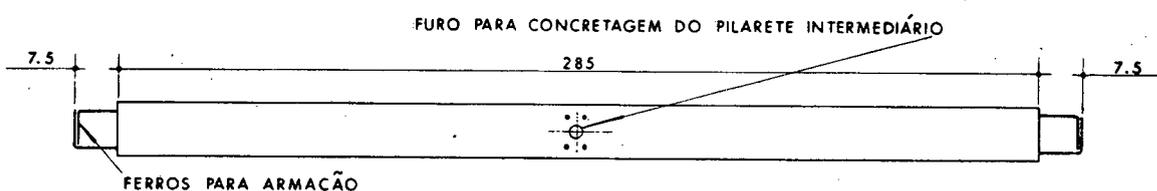


Detalhe do Chumbador

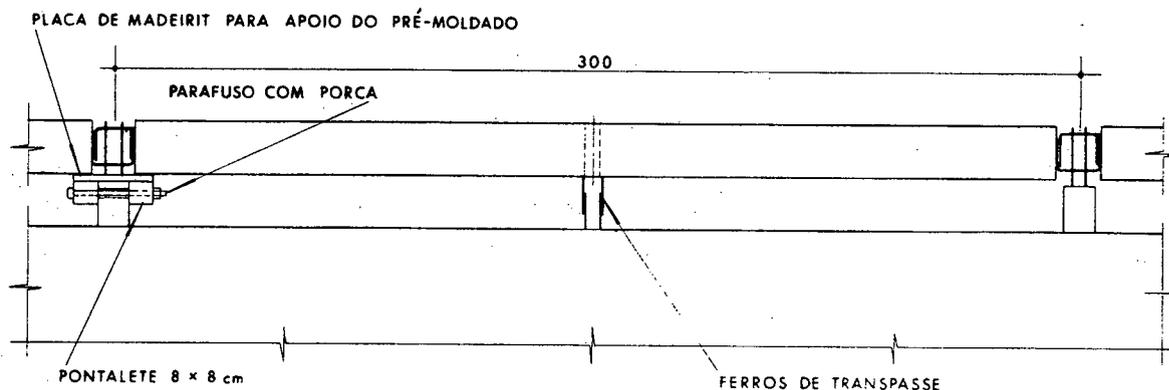
Chumbadores de Fixação dos Postes de Alta Tensão - Montante



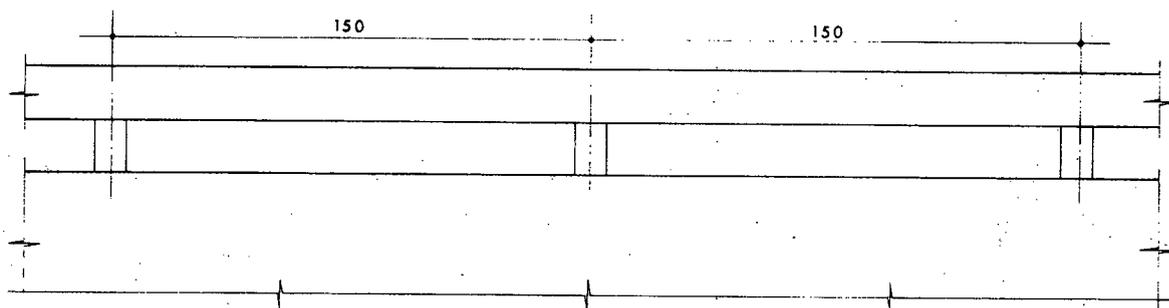
Vista Interna do Guarda - Corpo



Peça Pré - Moldada



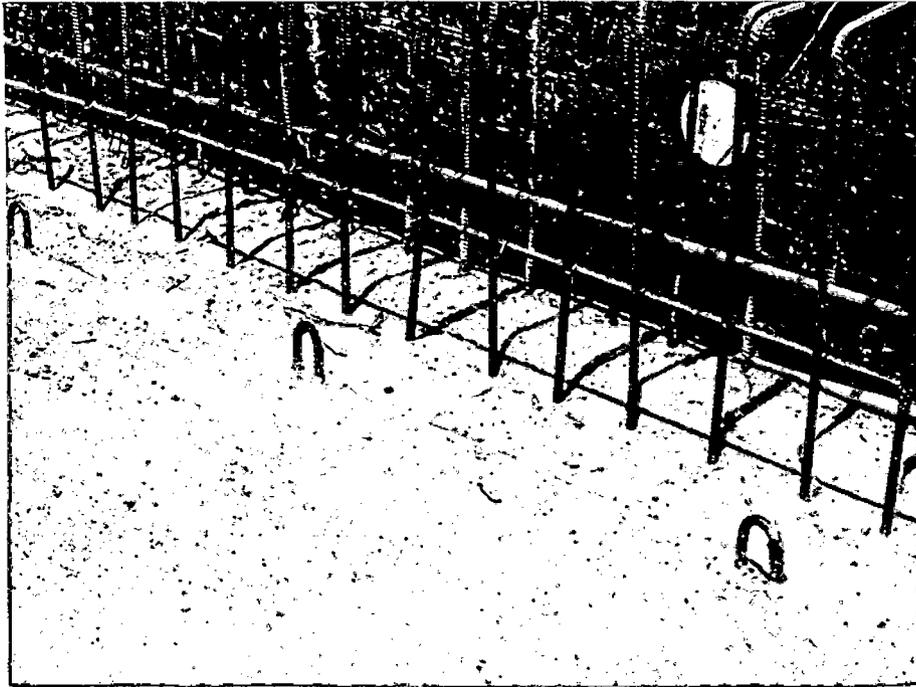
Amarração da Peça



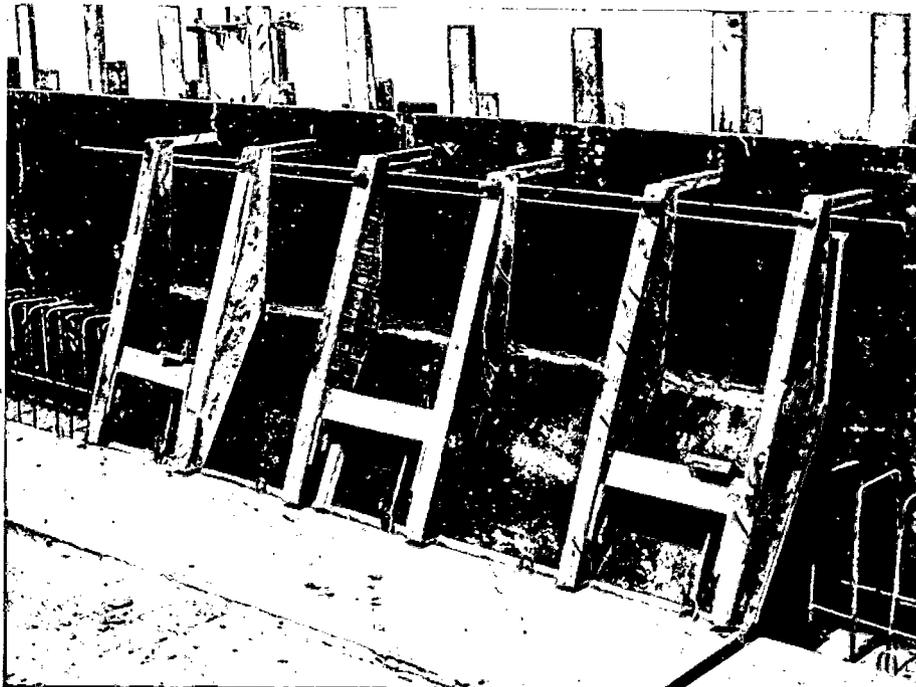
Pré - Moldado Concretado

OBS:- AS MEDIDAS ESTÃO EM CENTÍMETROS

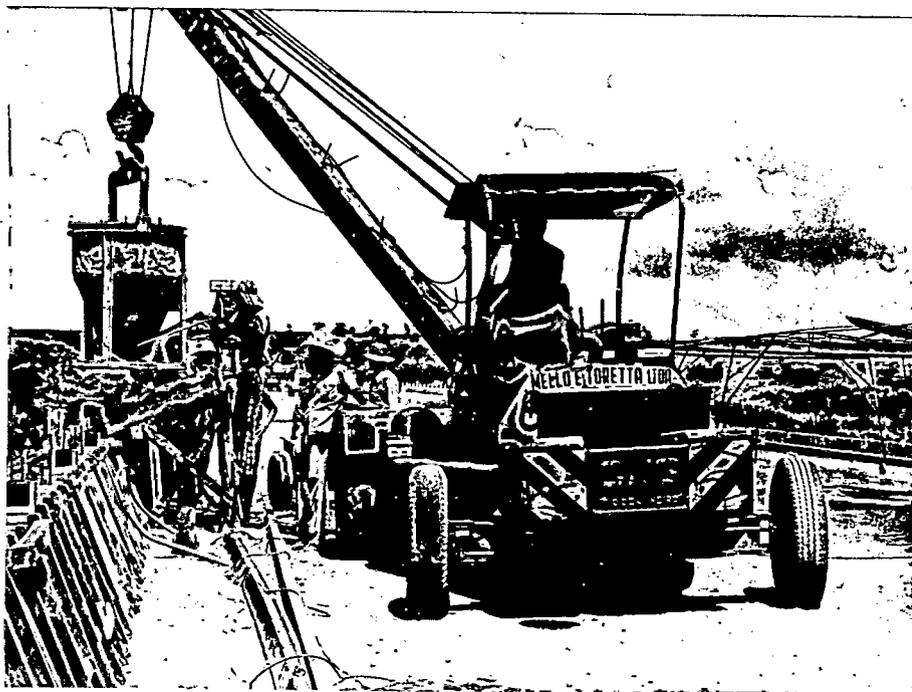
Posicionamento dos Pré - Moldados do Guarda - Corpo



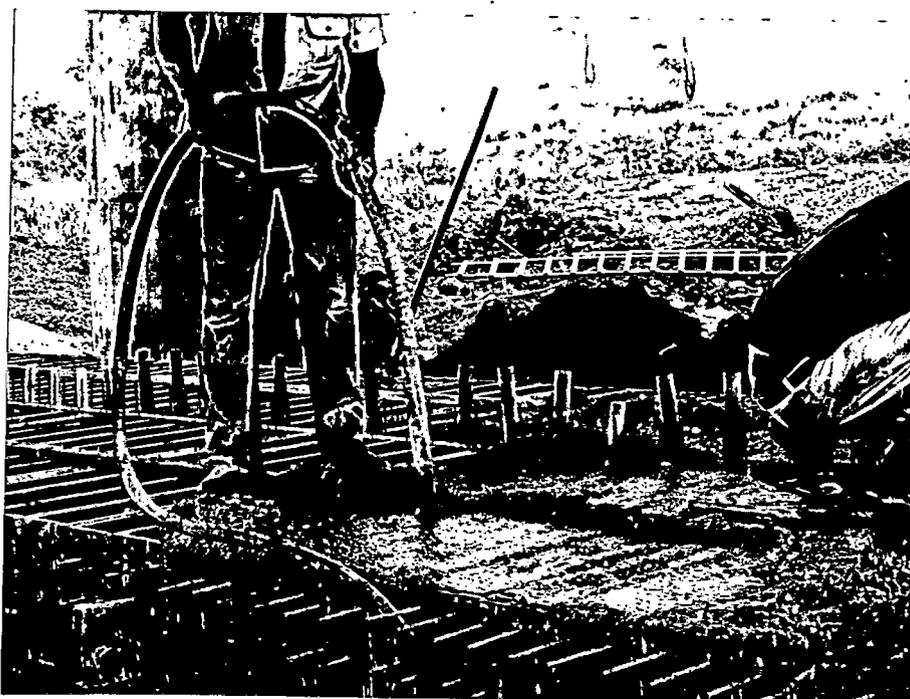
Detalhe das alças para fixação dos módulos da forma interna da defesa.



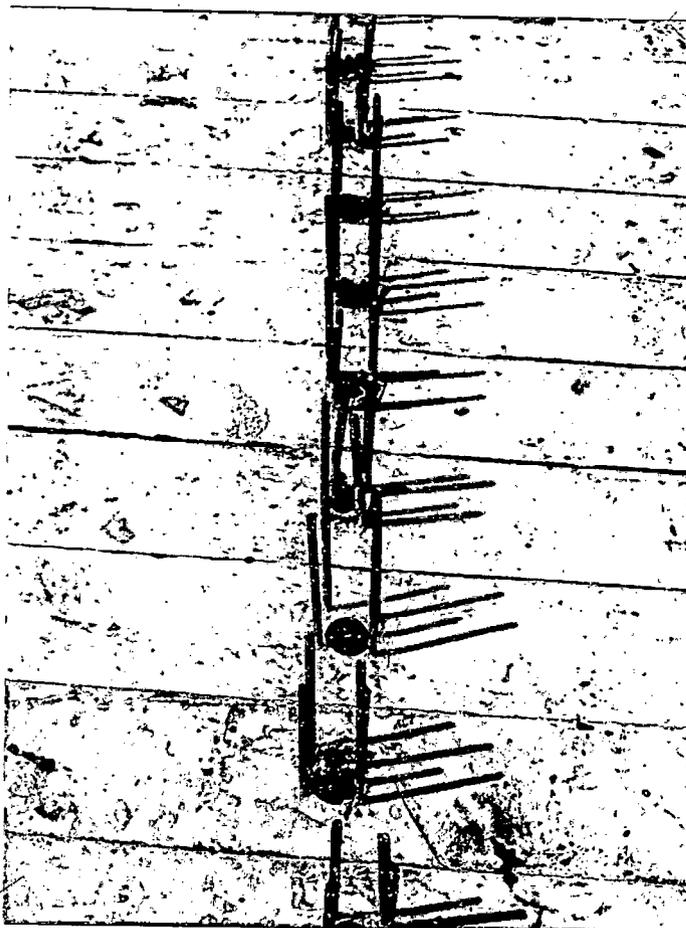
Módulo fixado através de ganchos presos às alças ancorados no passeio.



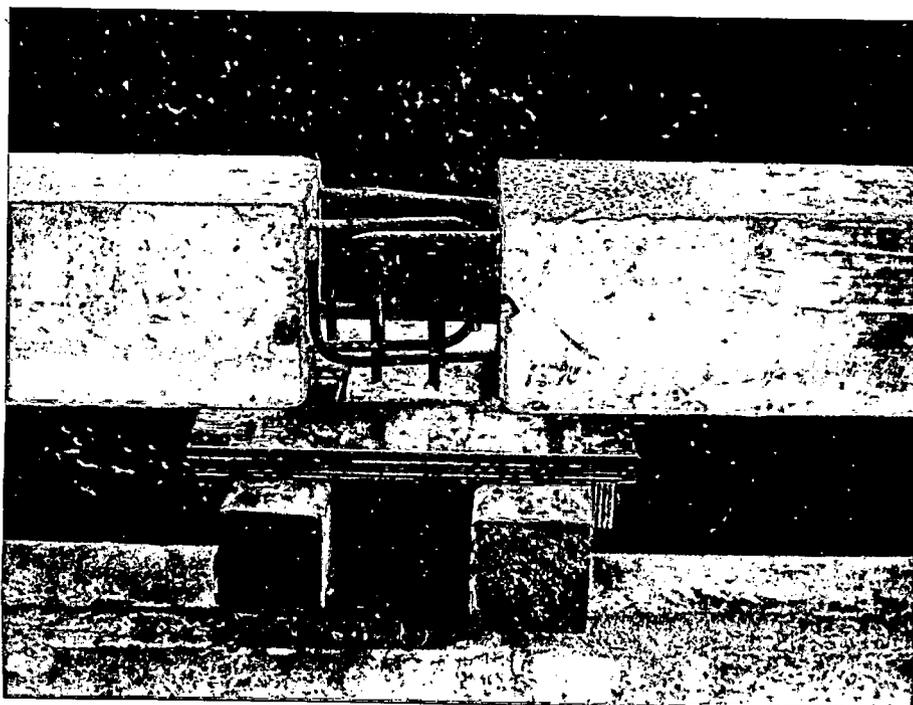
Lançamento de concreto através de calha móvel, por caçamba presa a um guindaste sobre pneus.



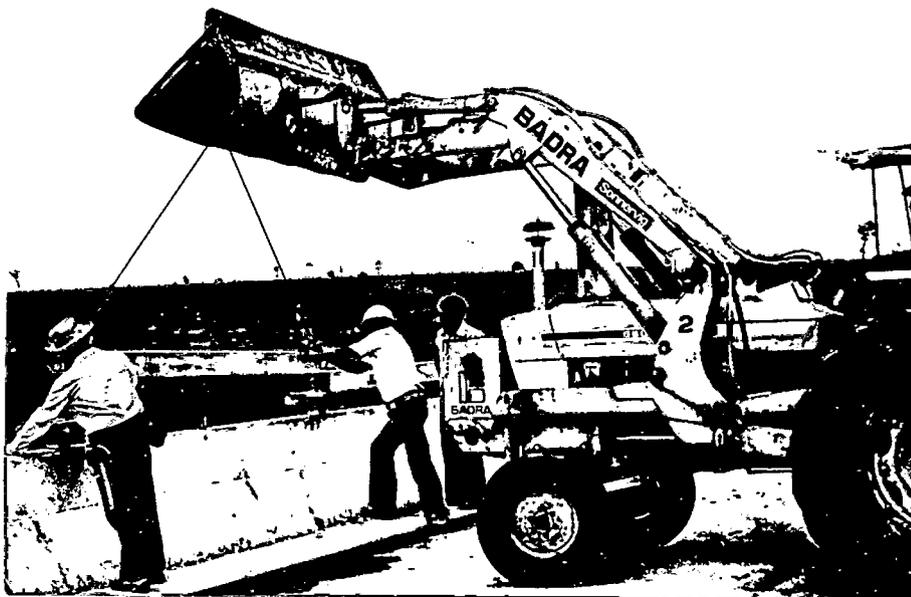
Concretagem das vigotas pré-moldadas para compor o corrimão da ponte.



Detalhe dos orifícios e ferros de transpasse dos pilaretes intermediários para sua execução com argamassa, deixadas na parte média da vigota pré-moldada.



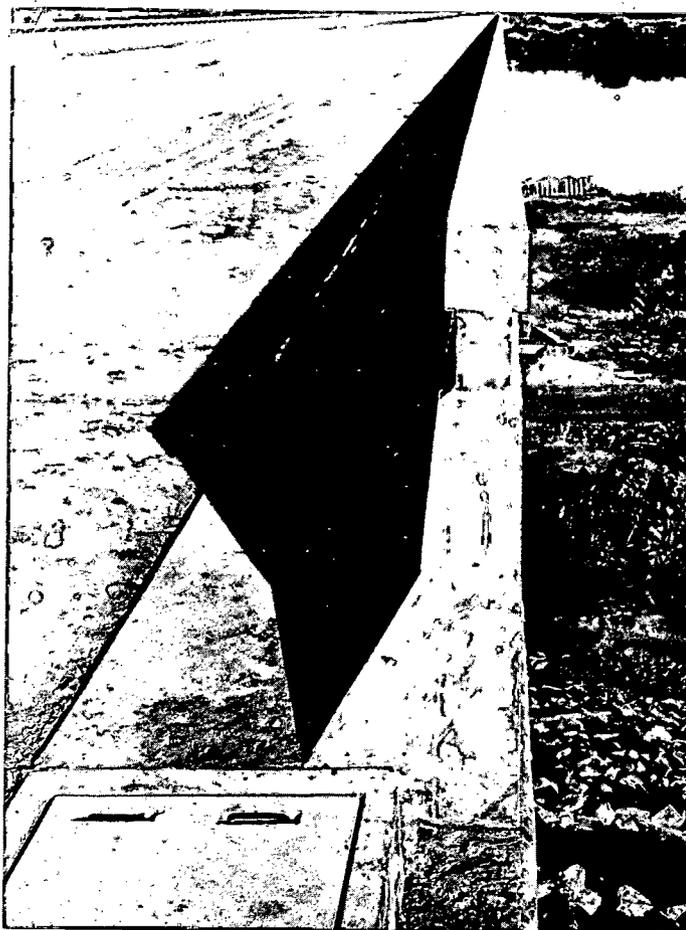
Detalhe da mesa de sustentação das vigotas pré-moldadas, no pilarete concreto inicialmente.



Colocação das vigotas em seus locais definitivos.



Vista parcial das vigotas assentadas, aguardando formas para concretagem das junções entre as mesmas e o preenchimento dos pilaretes intermediários.



Vista geral do alinhamento final obtido com o corrimão de vigotas pré-moldadas, vendo-se em primeiro plano a caixa de inspeção dos cabos telefônicos.

6.9 - Cortinas, alas e lajes de aproximação.

Para contenção das deformações transversais do aterro de encabeçamento, foram construídas, em cada extremo da Ponte, duas alas e uma cortina. As cortinas, engastadas nas vigas-travessa dos apoios, foram executadas com concreto de $f_{ck} = 180\text{kgf/cm}^2$ aos vinte e oito dias e diâmetro máximo do agregado igual a 25mm; o mesmo concreto foi aplicado nas alas de contenção do aterro. As alas de contenção, por sua vez, foram engastadas na cortina.

No topo das cortinas foram previstas em projeto articulações fixas Freyssinet. No primeiro lance de concretagem, executou-se a cortina no trecho entre a face superior da viga-travessa e a cota inferior da articulação fixa Freyssinet, deixando-se engastados os ferros de articulação da junta. No segundo e último lance, foram montadas as formas de articulação e da laje de aproximação.

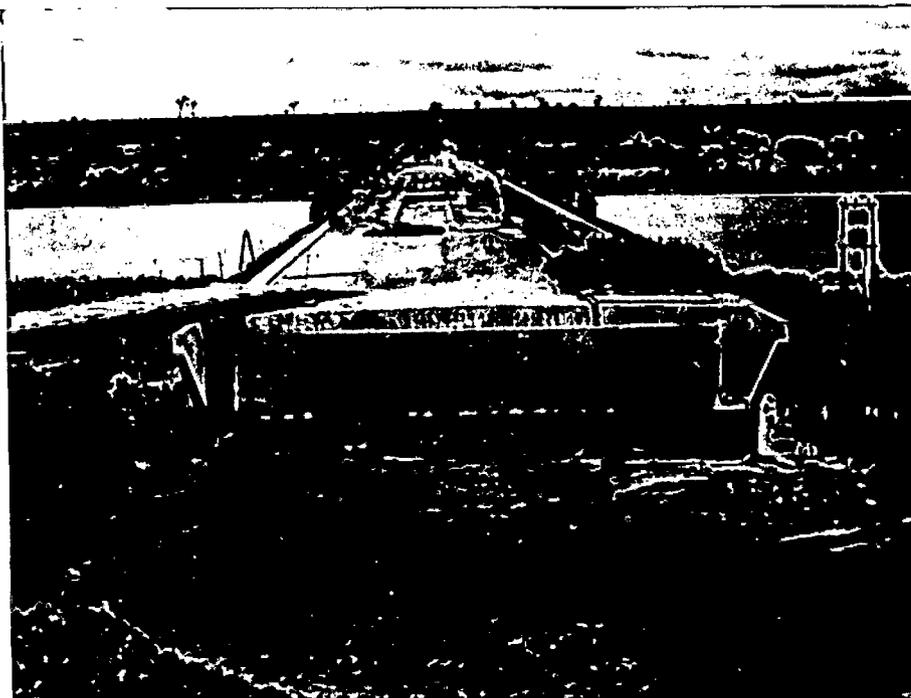
Para garantir a largura e altura das juntas, foram assentadas em sua face inferior tiras de Isopor, sobre as quais se lançou o concreto da região da articulação, simultâneo com a concretagem da laje de aproximação.

Logo após a desforma das alas de contenção, foi lançado o aterro de encabeçamento até a cota de assentamento da laje de aproximação, compactado junto às estruturas de concreto (alas, cortinas e vigas de travamento) por meio de compactadores mecânicos, dinâmicos e manuais.

No encontro do apoio desessete foi lançada rocha, sendo dispensada a compactação manual. Foi aplicada compactação pelo arraste do "buldozer" no trator de esteiras e seu peso próprio.

Uma vez sendo atingida a cota de apoio da laje de aproximação, a superfície do terreno foi regularizada, recebendo a armadura da laje. Foram previstas juntas de 2cm para movimentação das lajes junto às alas, o que na prática foi obtida pela colocação de faixas de isopor entre as referidas estruturas.

O guarda-corpo, defesa e passeio de cada lado dos encontros e em toda a extensão (3,00m), ficaram engastados na respectiva laje de aproximação, que já possuía ferragem de espera para tal, mantendo-se uma folga de 10cm entre o topo da ala correspondente e a face inferior da defesa.



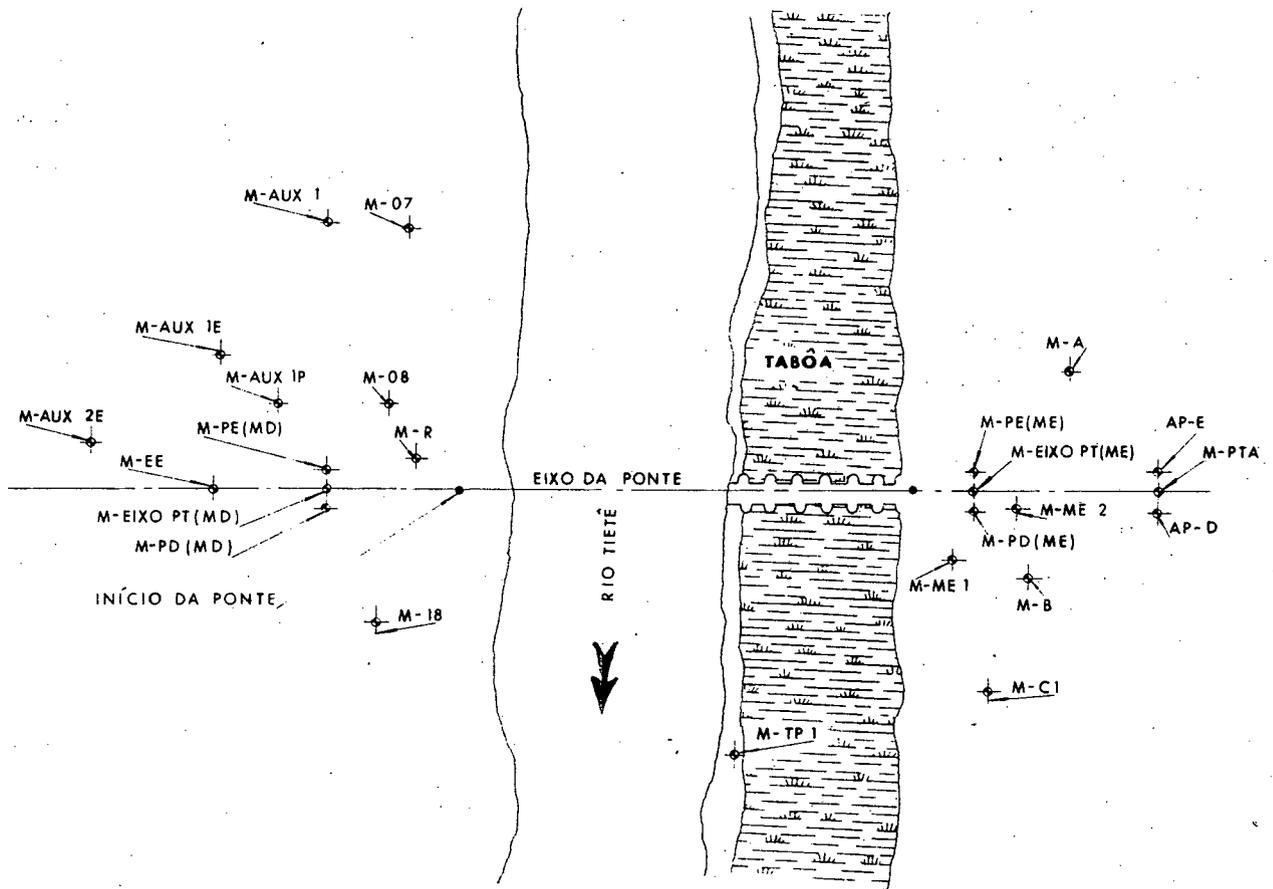
Vista, em primeiro plano, das alas e cortina do apoio 1, executadas.

7 - Descrição dos Serviços Topográficos.

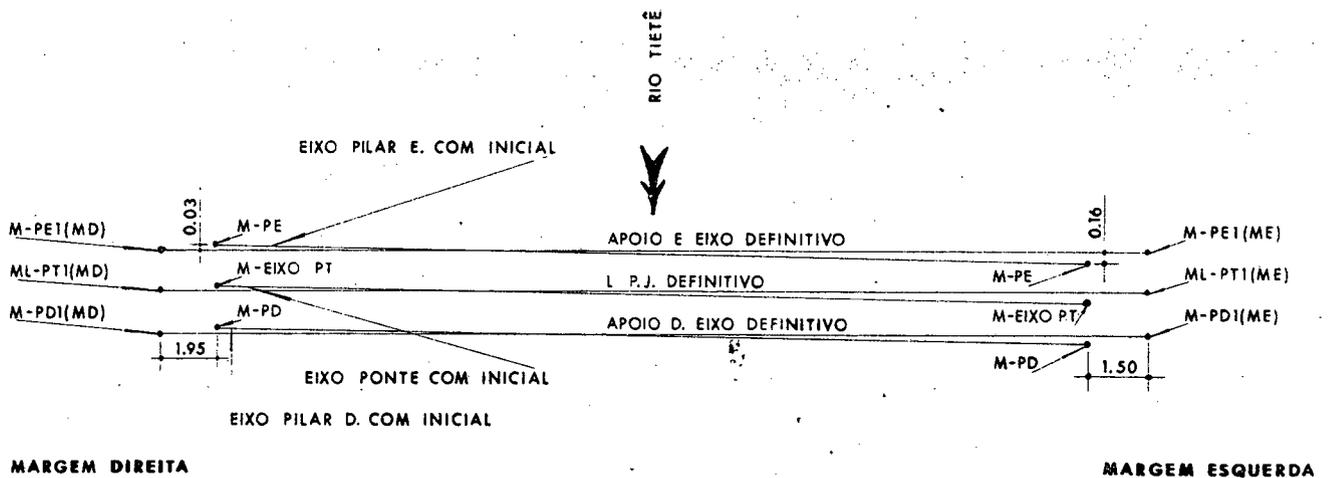
7.1 - Construção Topográfica dos Elementos.

Com base nas coordenadas da tabela abaixo e desenhos a seguir, foram locados os eixos topográficos da Ponte, dando-se início à construção propriamente dita.

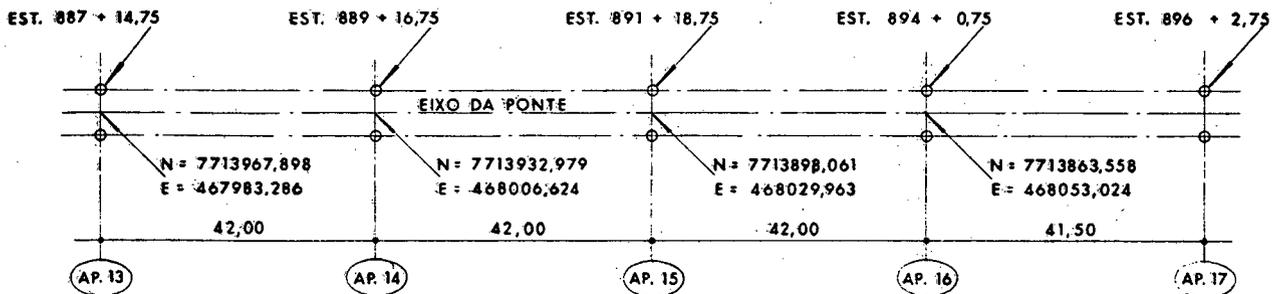
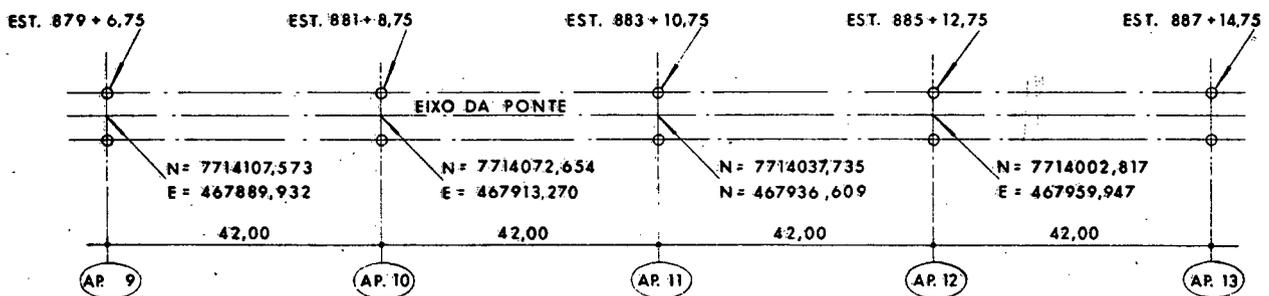
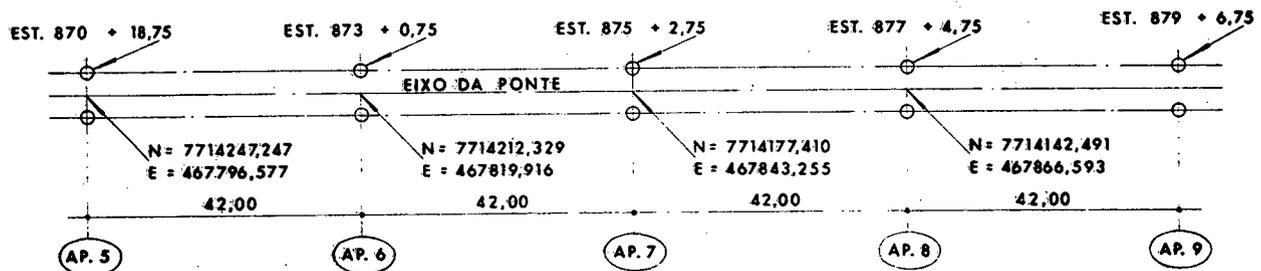
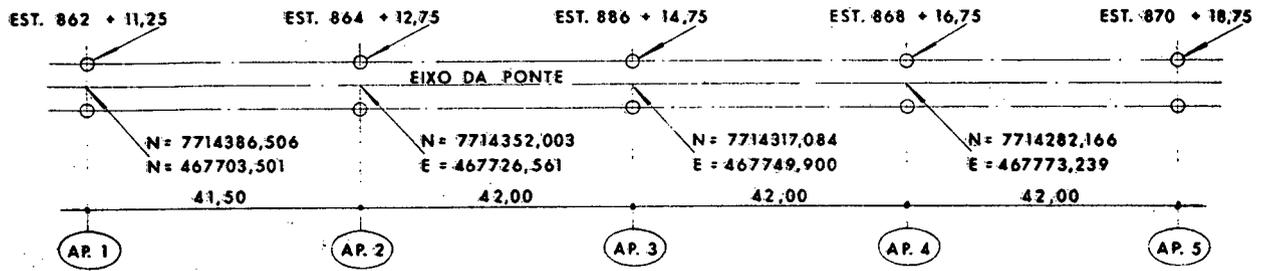
COORDENADAS E RNs			
Marcos	Coordenadas		Cotas
	Norte	Este	
M - 18	7.714.370,04799	467.472,00090	
M - 08	7.714.433,09340	467.806,92260	
M - \pm PTI(MD)	7.714.533,79120	467.605,05940	
M - AUX. 1P	7.714.641,08720	467.674,05670	
M - EE	7.714.665,28300	467.517,17600	296,79924
M - TP (II)	7.713.795,91355	467.335,01620	281,10210
M - IC	7.713.761,77880	467.876,01440	283,57546
M - ME 1	7.713.814,32900	468.061,40420	
M - ME 2	7.713.788,33999	468.093,37672	
M - A	7.713.813,22684	468.336,24752	
M - B	7.713.720,74382	468.070,11775	
M - PTA	7.713.221,21873	468.482,32702	304,20167
M - AUX. 1E	7.714.729,88650	467.736,06940	
M - \pm PTI (ME)	7.713.812,63800	468.087,05650	288,02156
M - AUX. 2E	7.714.890,36750	467.590,17730	
M - R			286,92295
M - PD (MD)			294,82211
M - PD (ME)			287,10782



Locação de Marcos



Construção do Eixo Definitivo



Foram então feitas as locações dos apoios 01, 02 e 03, compreendendo os tubulões direito e esquerdo, para início das escavações.

Essas locações foram feitas da maneira a seguir descrita:

Foram calculados os ângulos internos do triângulo formado pelos marcos M-08, M-TP 1 e o apoio 01D. Com um aparelho estacionado no marco M-08 e ré no M-TP 1, deu-se o ângulo, cruzando-se esse alinhamento com o outro dado pelo aparelho estacionado no M-PD (MD) (eixo dos pilares direito), sendo esse cruzamento o local exato do apoio 01D.

Procedeu-se da mesma maneira (usando-se marcos e ângulos convenientes) para a locação dos apoios 01E, 02D, 02E, 03D e 03E.

Em seguida, foi locado na margem esquerda o apoio 16 (último na ocasião) e dado o alinhamento do eixo longitudinal em toda a extensão da taboa (varjão). A marcação desse alinhamento foi feita com o aparelho estacionado no marco M- ϵ PT (ME) e ré no M- ϵ PT (MD), cravando-se varejões a distâncias de mais ou menos 50,00m.

O apoio 16 foi marcado, estacionando-se o aparelho no marco M- ϵ PT (ME) e ré no M- ϵ PT (MD), com as medidas marcadas com trena a partir daquele marco. A finalidade da marcação desse alinhamento era propiciar o início do aterro de penetração da margem esquerda.

Sobre o aterro de penetração da margem direita, a concretagem das camisas dos tubulões se iniciou pelo apoio 02D, sendo montadas as formas para um lance de concretagem de 4,00m, conforme desenho da folha n.º 155

Para liberar a concretagem dos apoios, fez-se o seguinte: locou-se o eixo do pilar, cruzando-se o eixo longitudinal com o transversal. Colocando-se um prumo de centro no cruzamento desses eixos, fêz-se com que o mesmo atingisse a superfície do aterro, e, a partir da linha do prumo, foram feitas as medidas até a forma, respeitando-se as medidas do projeto. O diâmetro externo dos apoios era de 1,60m. Havia uma câmara de trabalho com 1,20m de diâmetro por 2,00m de altura e um fuste com 80cm de diâmetro e altura necessária, conforme desenho da folha n.º 155

Após a concretagem e desforma da camisa, foi iniciada a escavação pelo interior da mesma, atingindo-se o N.A. quase que imediatamente.

A penetração dessa camisa de concreto foi conferida de 2,00m em 2,00m, usando-se quatro prumos de face, um em cada lado da camisa, no sentido dos eixos, conforme desenho da folha n.º 156

Para essa escavação, foi determinada uma tolerância de desvio (inclinação) máxima de 1%, isto é, de 1cm por 1,00m escavado, sendo que após a cravação foram feitas as correções necessárias.

Após a cravação da camisa, foi iniciada a escavação da base do tubulão. Essa escavação era liberada simultaneamente pela topografia e pela geologia da CESP. Pelo topo da camisa de concreto, construiu-se um gabarito de madeira, cravando-se o mesmo na abertura do diâmetro do fuste, em forma de cruz, com as coordenadas de projeto, havendo no cruzamento dos dois sarrafos uma perfuração, através da qual desceu-se um prumo de centro, fazendo-se com que o mesmo chegasse até ao fundo da rocha. A partir do fio de prumo, foram executadas as medidas, conferindo-se a parte inferior da camisa e a escavação em rocha da base, sendo que as medidas de projeto apesar de dentro da tolerância de 1%, não foram rigorosamente conseguidas, em virtude das dificuldades inerentes à cravação. Após essa liberação, foram concretadas as bases, a câmara de trabalho e o fuste, ficando pronta toda a fundação do pilar, sendo em seguida executado um levantamento no prumo da camisa, a fim de que se soubesse qual a correção que deveria ser feita no pilar (parte acima do terreno natural). Esses levantamentos topográficos, à medida em que foram sendo executados, foram registrados em um livro, intitulado "Controle da situação topográfica dos apoios da Ponte a jusante".

Toda a cravação dos apoios localizados sobre os aterros de penetração seguiram o mesmo sistema de execução topográfica.

A seguir foram levantados os pilares, à medida em que os tubulões iam sendo terminados.

Nos pilares, os métodos de liberação foram os mesmos usados para as camisas de cravação, conseguindo-se uma precisão maior, em virtude da facilidade de construção, atendendo-se ainda aos fins estéticos. Deve-se frisar novamente que os eixos topográficos dos pilares foram sempre locados pelo sistema de triangulação, com coordenadas de projeto.

A altura dos pilares a partir do terreno natural, na margem direita, era de aproximadamente 4,50m, isto é, o pilar era concretado até a face inferior da viga-travessa, na cota 284,903. Foi tomado cuidado especial em relação a uma abertura de 30 x 35 cm existente nos pilares, atravessando-os de lado a lado no sentido longitudinal.

Para a concretagem, era deixada nesse local uma caixa de madeira no interior da forma do pilar, com a face inferior na cota 283,903, sendo posteriormente retirada, ficando assim uma janela como apoio para o cimbramento da viga-travessa, através de perfis metálicos "I".

Simultaneamente com a construção do apoio 02, foram iniciados os demais apoios do aterro de penetração, com exceção dos apoios 01 a 17, executados quando os demais se encontravam concluídos.

Para a construção dos apoios no leito do rio, procedeu-se à locação para posicionamento da cábrea para cravação dos perfis metálicos necessários à plataforma de serviço do apoio 04. Essa cábrea, ancorada no local do apoio por quatro estacas cravadas no aluvião e apoiadas no topo rochoso, foi empregada em todos os apoios do leito do rio, conforme desenhos das folhas n.º 156 e 157

Após a concretagem da base e de um segmento de camisa, efetuada no tablado montado sobre a plataforma de trabalho, o conjunto era arriado.

Na operação de descida do conjunto base + camisa, as quatro guias verticais em perfis "I", diametralmente opostas segundo dois planos verticais normais entre si, não permitiam desvios do eixo do tubulão nas operações de arriamento; convém ressaltar que somente a camisa do tubulão deslizava em contato com as guias verticais, conforme desenho da folha n.º 157 e 158

Devido ao sistema de cravação empregado, não houve acompanhamento dessa fase de serviço, restringindo-se apenas a um levantamento da situação após o término da descida, antes da concretagem da câmara de trabalho e do fuste.

De acordo com o levantamento feito após a cravação, foram feitas as correções dentro do limite de 1%, como descrito para os apoios das margens. Deve-se ressaltar que, com o sistema de cravação para os apoios do rio, as correções feitas para a concretagem dos pilares foi praticamente inexistente, pois os desvios de inclinação foram mínimos.

A construção dos pilares foi executada de maneira análoga à dos pilares localizados no aterro de penetração, isto é, os eixos foram locados por triangulação, descendo-se um prumo de centro no cruzamento dos eixos, que possibilitou a verificação das medidas, de acordo com as especificadas no projeto. Existiam nos pilares do leito do rio, como nos demais pilares, as aberturas para passagem dos perfis "I", apoios do escoramento das vigas-travessa. Esses pilares também eram concretados até a cota 284,903, cota da face inferior da viga-travessa.

A construção topográfica das vigas-travessa seguiu o processo descrito abaixo.

Inicialmente foi construída a forma do fundo da viga (assoalho) e liberada pela Topografia. Foram locados para esta conferência o eixo da Ponte e o eixo dos pilares direito e esquerdo, conforme desenho da folha n.º 159

Nessa liberação eram conferidas as medidas referentes ao comprimento da viga (14,00m) e a sua largura inferior (0,70m), ficando a viga centralizada, com 7,00m para cada um dos lados do eixo longitudinal da Ponte. A medida dos eixos dos pilares até as bordas da viga, lados direito e esquerdo, era de 3,375m. Transversalmente a viga também era centrada, com 0,35m para cada lado do eixo. As cotas também eram rigorosamente conferidas, de acordo com o desenho da folha n.º 159 (cota A = 284,903, cota B = 285,303).

Após essa liberação, iniciava-se a colocação da armação, seguindo-se a colocação das formas e, finalmente, a concretagem da viga-travessa.

Efetuiu-se uma nova liberação após a colocação de formas e ferragens. Novamente foram locados os três eixos topográficos, cruzando-se linhas de nylon, e, a partir daí, conferiram-se as medidas de projeto, conforme desenho da folha n.º 159

A primeira viga-travessa a ser concretada foi a do apoio 02, sendo que a do apoio 3 também já havia sido iniciada, assim como a fundação do apoio 01.

A essa altura da construção, já se fazia necessário uma colocação de eixos (ponto) e RNs em locais mais favoráveis, uma vez que os de início já não satisfaziam plenamente o bom andamento dos serviços topográficos. À medida do possível, foram sendo locados pontos dos eixos e pinos de RN sobre as vigas-travessa.

Observando-se essa sequência de construção, foram feitos todos os apoios (pilares) de 01 a 16 com as respectivas vigas-travessa. Sobre todas as vigas-travessa foram colocados os eixos dos pilares direito e esquerdo, como também foram marcados sobre as mesmas os pontos, em cada apoio, do eixo longitudinal da Ponte.

Com os primeiros apoios concluídos e a treliça lançadora em posição, foi executada, então, a locação sobre a viga-travessa, dos aparelhos de apoio de neoprene fretado (30 x 50 x 4,2cm). Os aparelhos de apoio localizados no eixo longitudinal da ponte foram locados por triangulação, sendo os demais, a 90° desse ponto, por obediência às medidas da planta de locação, conforme desenho da folha n.º 160

Paralelamente à construção dos apoios da Ponte, foram construídas as vigas pré-moldadas. Essas vigas foram conferidas com muito rigor e foi tomado cuidado especial com o comprimento de 41,97m, em virtude de existir, após a sua colocação, uma junta de dilatação entre dois vãos do tabuleiro, de apenas 0,03m, conforme desenho da folha n.º 160

Para a concretagem das vigas pré-moldadas, em etapa anterior foram concretadas as placas pré-moldadas da cabeça da viga. Para a fabricação dessas placas foi construído um conjunto de dez formas, sendo todas previamente liberadas pela equipe topográfica da CESP.

Somente as primeiras placas pré-moldadas foram liberadas pela Topografia, sendo as demais concretadas sem liberação de formas, em virtude de ter sido usado sempre mesmo conjunto.

Na viga pré-moldada (em seu topo) foi marcado um ponto no plano que a divide ao meio no sentido longitudinal. Na colocação da viga, esse ponto coincidia com o ponto marcado na viga-travessa, conseguindo-se com esse processo um perfeito assentamento de todas as vigas. Em virtude dos cuidados tomados quando da liberação dos pilares e das vigas-travessa, não houve nenhum problema de cota após a colocação das vigas, que também foram conferidas com rigorosidade. Deu-se, então, início à construção das transversinas, simultaneamente com a primeira fase da laje de coroamento. As transversinas foram conferidas antes que se fizessem os tabuleiros da laje, para a verificação da altura do fundo da transversina em relação à viga-travessa, onde deveria ficar um espaço necessário para permitir o trabalho dos macacos hidráulicos com capacidade de 110t, no caso de eventual substituição dos aparelhos de apoio.

Antes que se concretasse a laje, esta era também conferida, verificando-se as cotas, pois havia uma percentagem de rampa a ser obedecida, que permitia uma caída para as laterais, a partir do eixo longitudinal da Ponte.

Conferia-se também a colocação de tubos de drenagem de águas pluviais, sendo que alguns dos tubos fugiram da medida de projeto (de 2,00 em 2,00m), por terem caído sobre as bainhas de passagem dos cabos de protensão.

A protensão das vigas e das lajes provocou uma mudança no perfil da Ponte, ficando as cabeças das vigas pré-moldadas, apoiadas nas vigas-travessa, com cotas inferiores a de seus pontos médios, devido à contra-flecha

Por esse motivo foi realizado pela Topografia um levantamento do perfil longitudinal, visando ao conhecimento da situação real do mesmo, com o objetivo de se fazer a correção dessa contra-flexa por ocasião da concretagem do pavimento rígido.

Esse levantamento abrangeu toda a extensão da Ponte, com seções de 2,00 em 2,00 metros, delineando com exatidão o perfil da Ponte no campo.

A cota definida para os passeios, com largura de 50 cm, foi 289,511m. A cota do pavimento, no eixo longitudinal, foi definida como 289,561m, havendo uma declividade de 2% para montante e jusante, a partir do eixo, conforme desenho da folha n.º 161

Para as operações de concretagem e acabamento, o pavimento rígido foi subdividido em quatro faixas. Foi concretada, inicialmente, a faixa IV (jusante), e, em seguida, a faixa I, a faixa III e a faixa II, conforme desenho da folha n.º 161

Os guarda-corpos foram concretados em vãos alternados, iniciando-se no vão 16, vindo em seguida os vãos 14, 12, 10, etc.

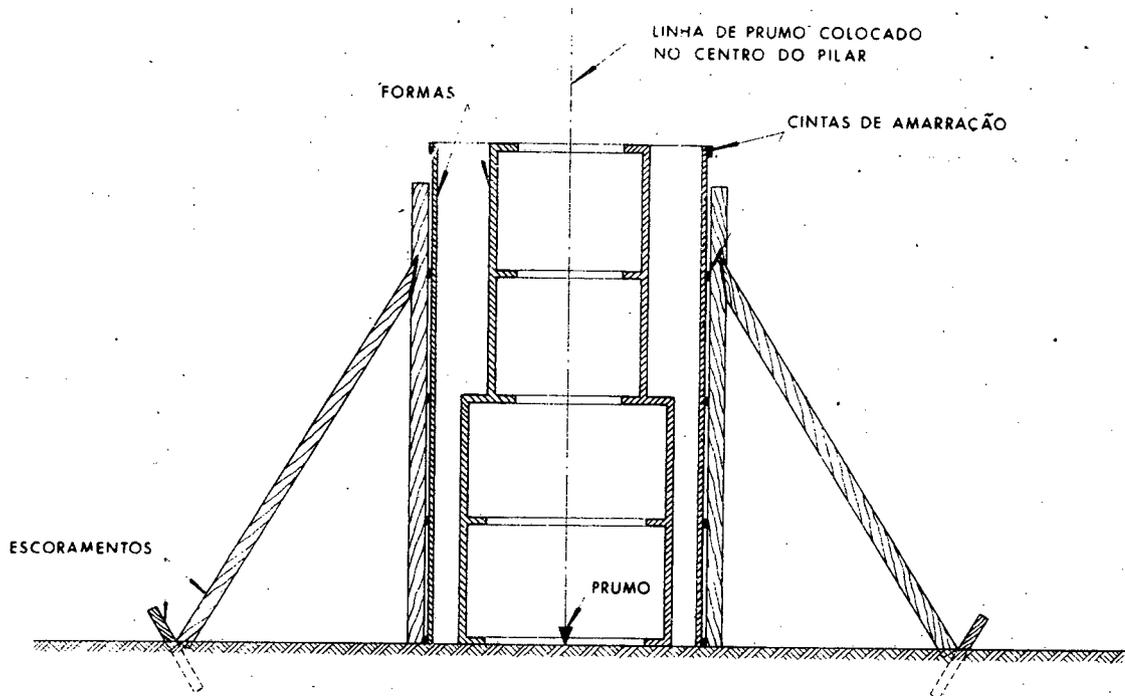
Na liberação dos guarda-corpos pela topografia, visava-se, com especial atenção, ao cumprimento rigoroso do alinhamento e à observância das cotas, especialmente as seguintes: 289,911m, 290,265m e 290,565m.

A construção do guarda-corpo foi desdobrada em duas etapas. Na primeira, foi executada a defesa, onde eram concretados os pilaretes de 3,00 em 3,00m, sendo que nos pilaretes intermediários foi deixada a ferragem de transpasse, conforme desenho da folha n.º 162

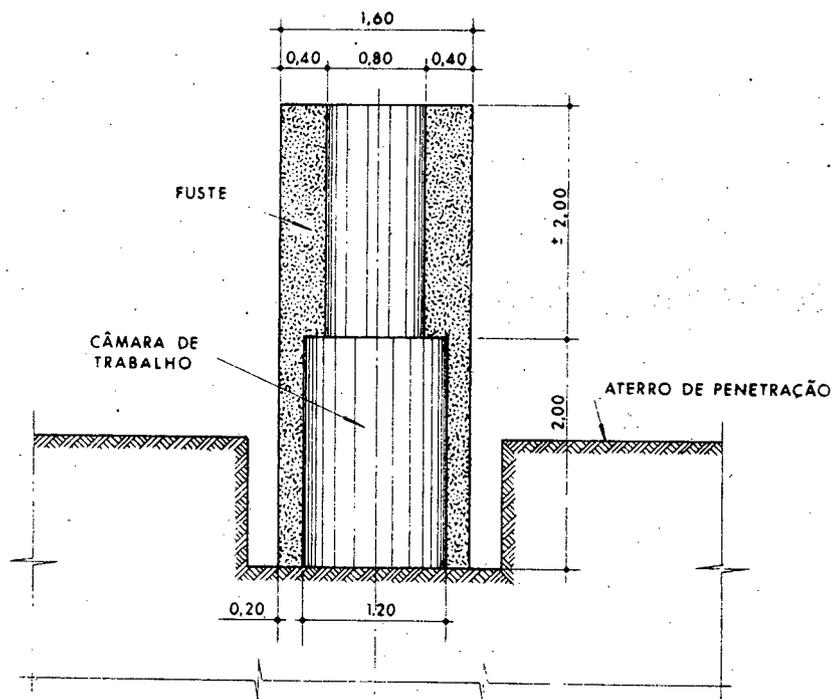
No corrimão foram empregados pré-moldados, todos conferidos previamente pela Topografia. Esses pré-moldados foram construídos com 2,85 x 0,15 x 0,15m, deixando-se ferragem de espera nas extremidades para abraçar a ferragem dos pilaretes; no meio da viga foi previsto um furo com ferros de espera no sentido vertical, para abraçar as ferragens dos pilaretes e possibilitar, numa etapa posterior, a concretagem dos pilaretes intermediários, conforme desenho da folha n.º 162

Os serviços para colocação dos pré-moldados do corrimão foram todos realizados e acompanhados pela topografia da CESP. Inicialmente, foram colocados em todos os pilaretes concretados a cota de fundo do corre-mão sendo que, após o assentamento dos pré-moldados, a Topografia forneceu o alinhamento e autorizou a concretagem faltante.

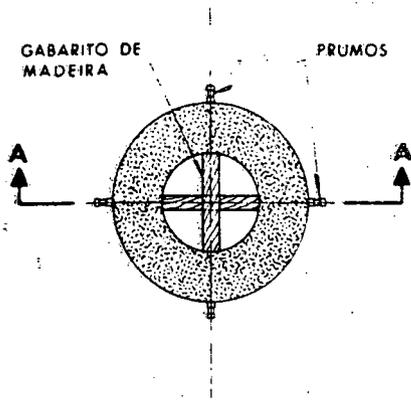
Esses foram os últimos serviços executados pela Topografia para a conclusão da Ponte a jusante da Obra de Três Irmãos.



Situação dos Apoios na Margem Direita para Liberação Topográfica

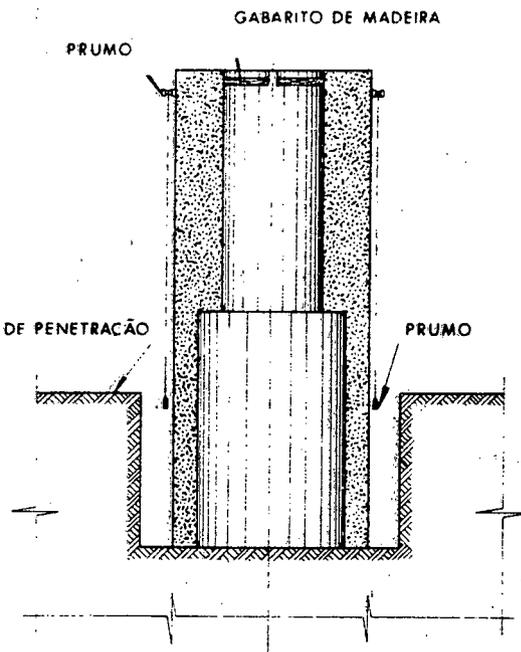


Camisa dos Tubulões - Margem Esquerda



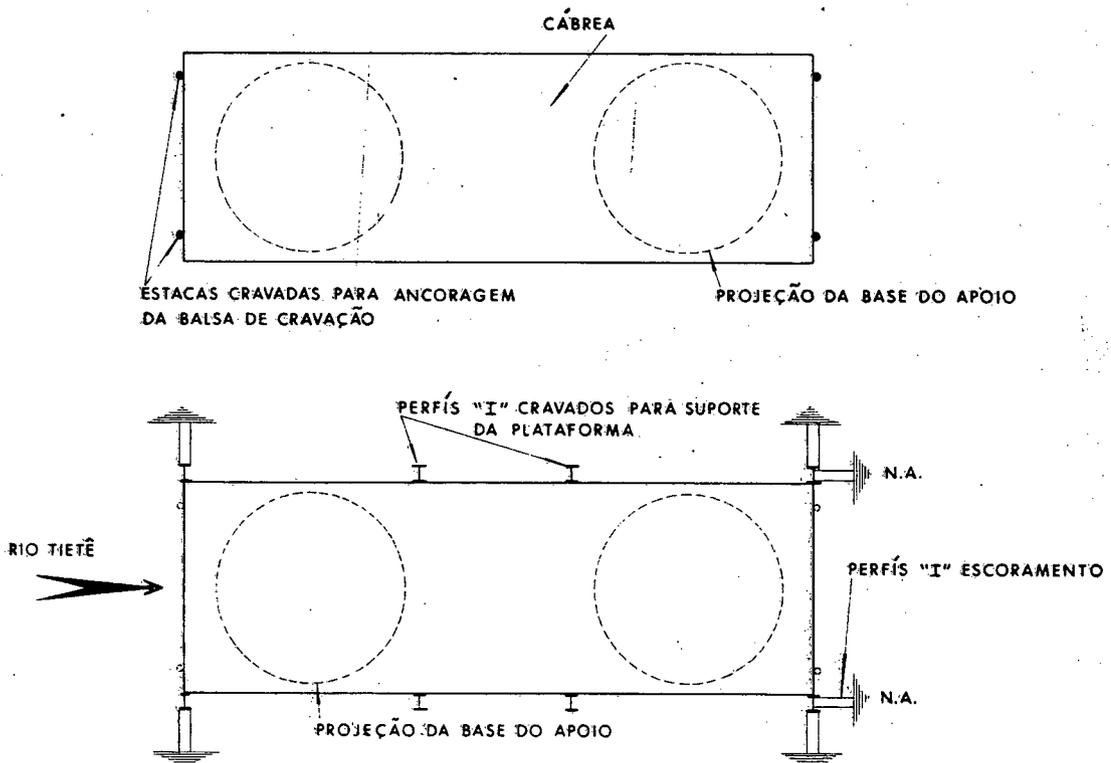
Planta

OBS: O MESMO MÉTODO DE LIBERAÇÃO FOI
 EMPREGADO NOS APOIOS DA MARGEM DIREITA

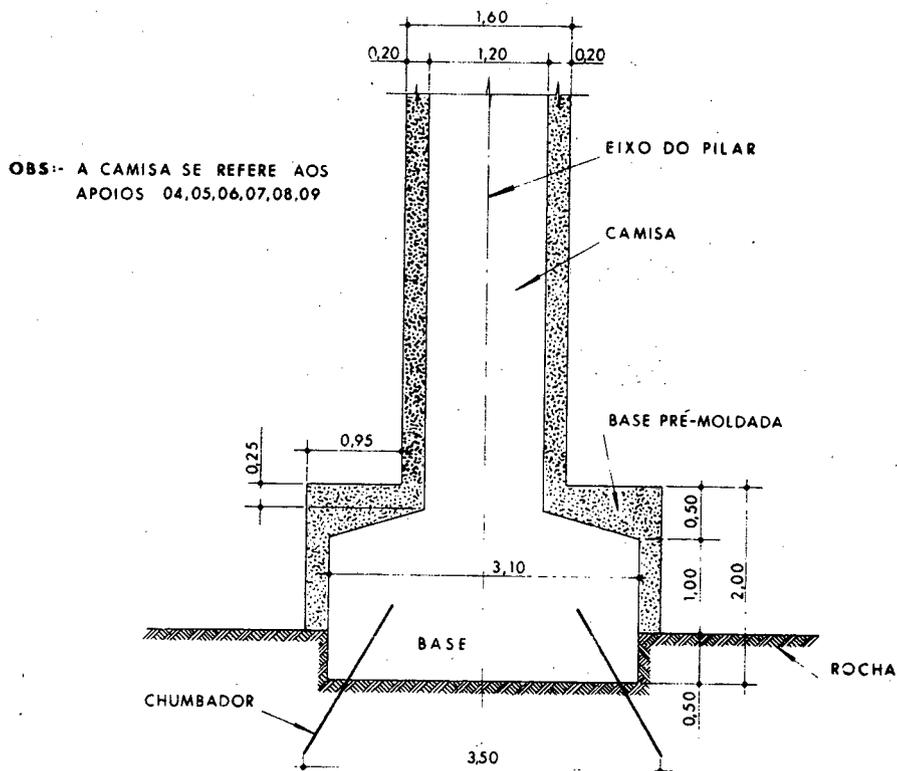


Corte A-A

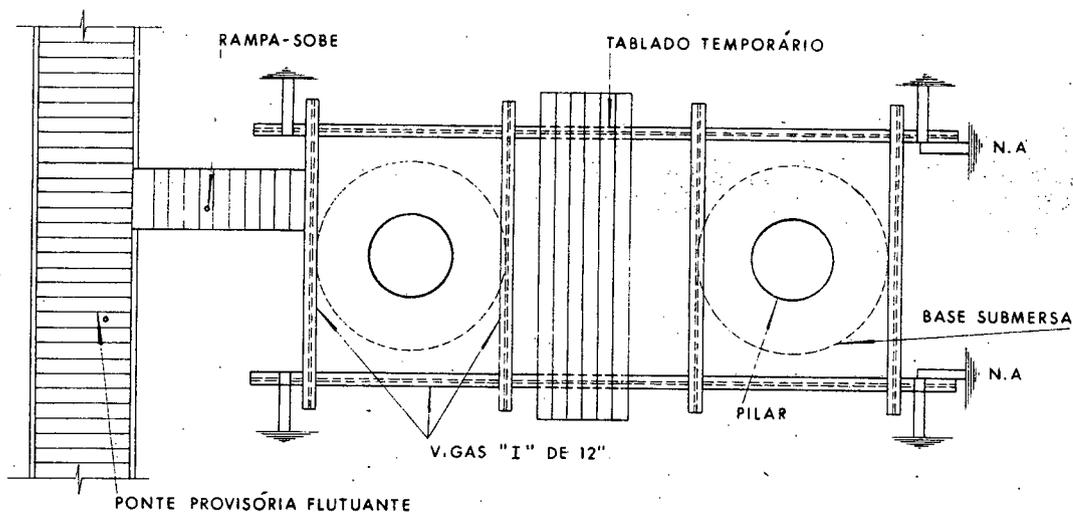
Liberação Topográfica da Camisa do Tubulão para início de Escavação — Margem Esquerda



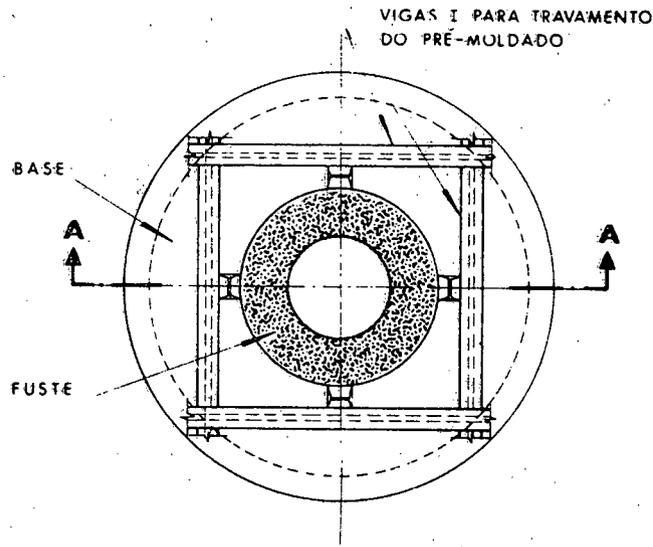
Plataforma de Trabalho para Execução dos Tubulões no Leito do Rio



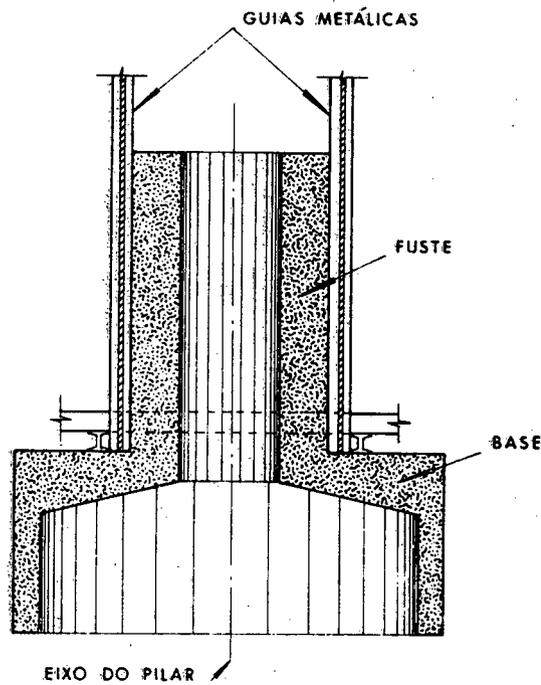
Camisa dos Tubulões



**Plataforma de Trabalho para Execução dos Tubulões
 no Leito do Rio**

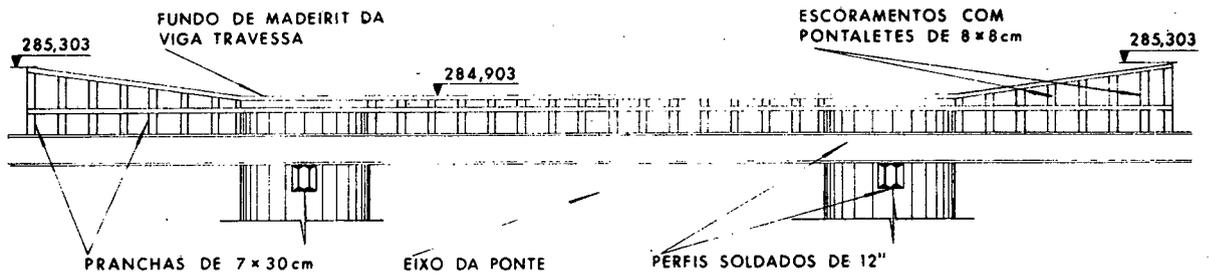


Planta

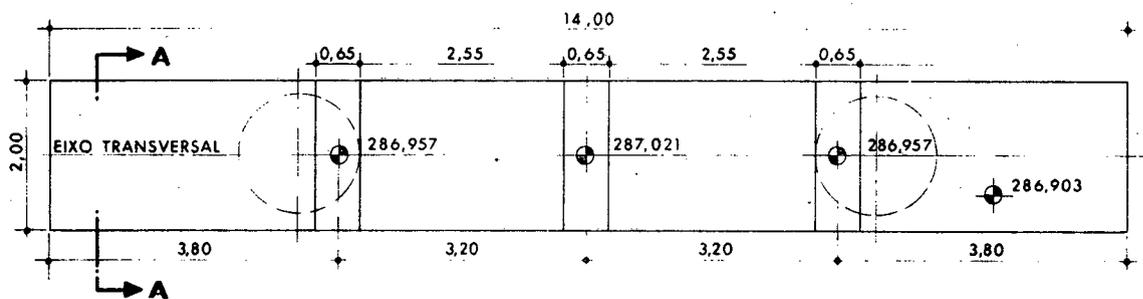


Corte A-A

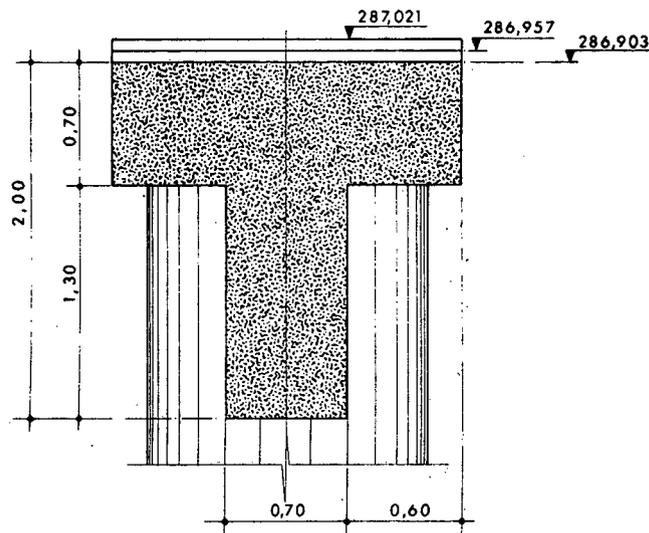
Travamento do Pré - Moldado com Perfis " I "



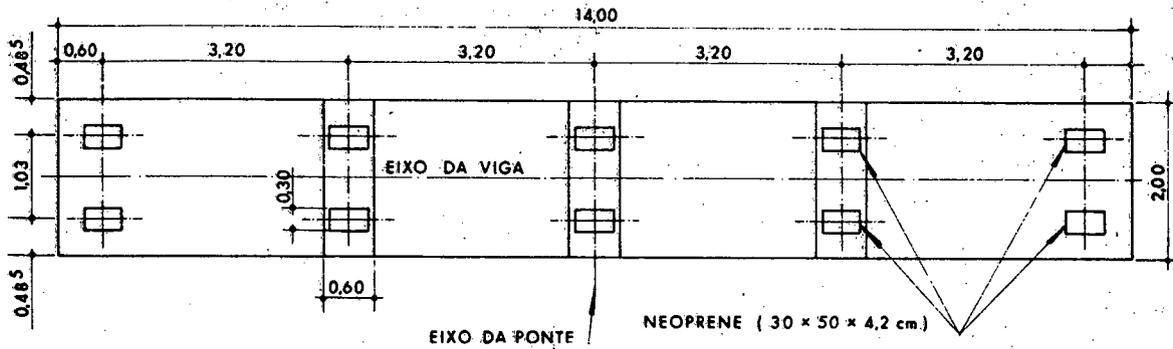
Forma da Face Inferior da Viga Travessa



Planta

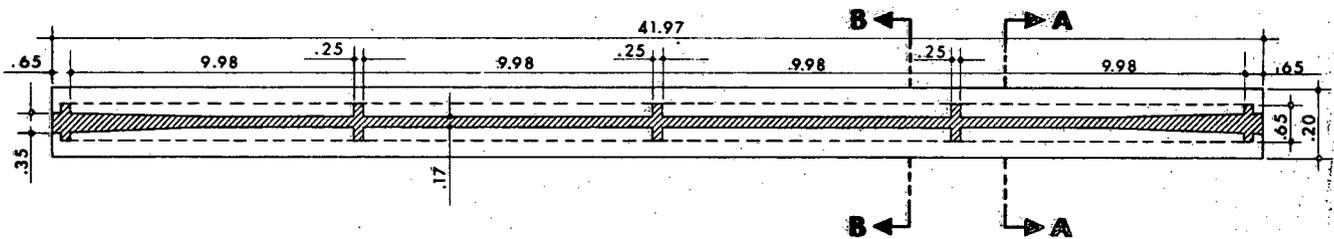


Corte A-A

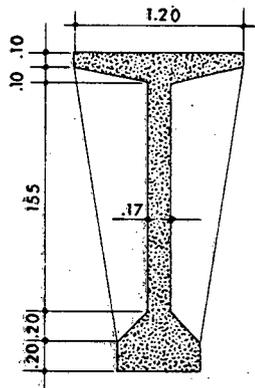


Planta

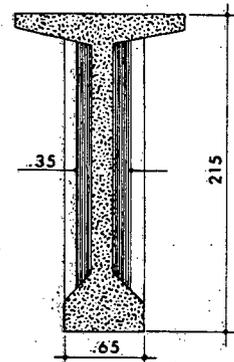
Localção dos Aparelhos de Apoio sobre a Viga-Travessa



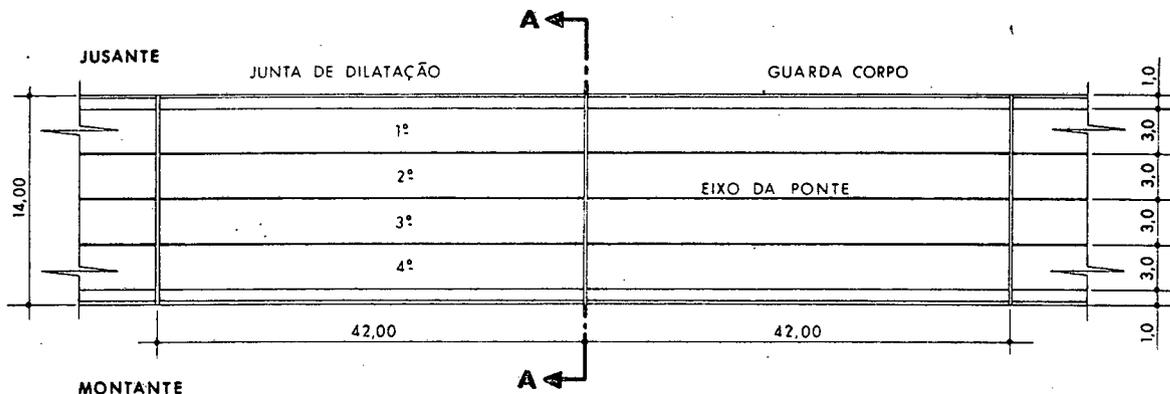
Planta Típica da Viga Pré-Moldada



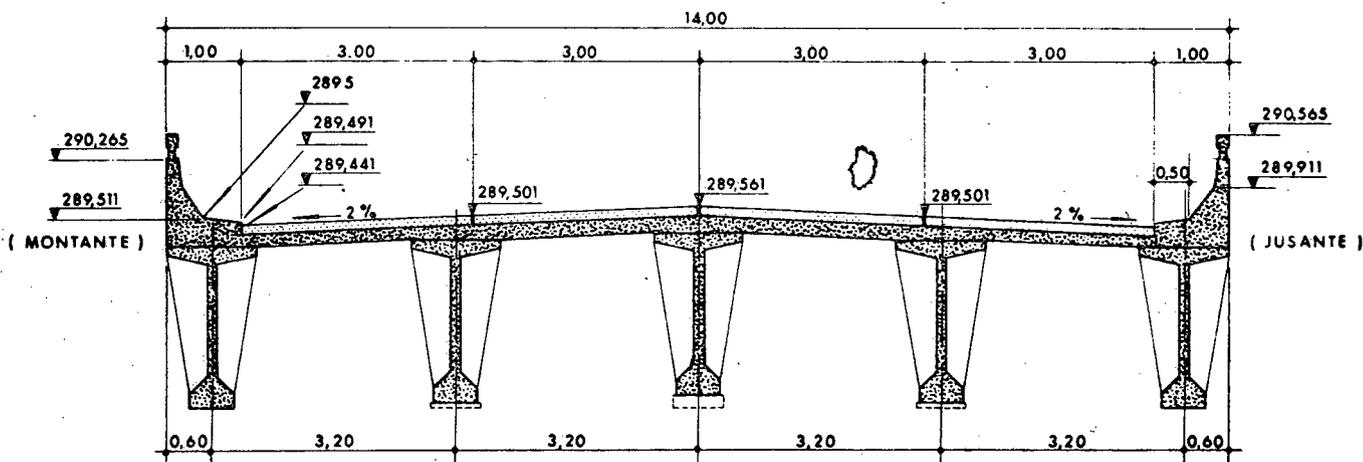
Corte B-B



Corte A-A

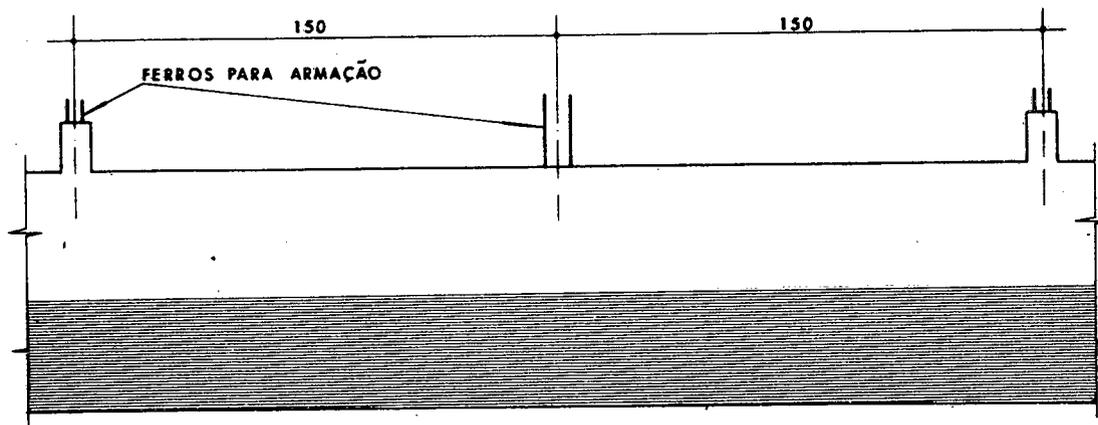


Faixas Longitudinais do Pavimento Rígido de Concreto Armado

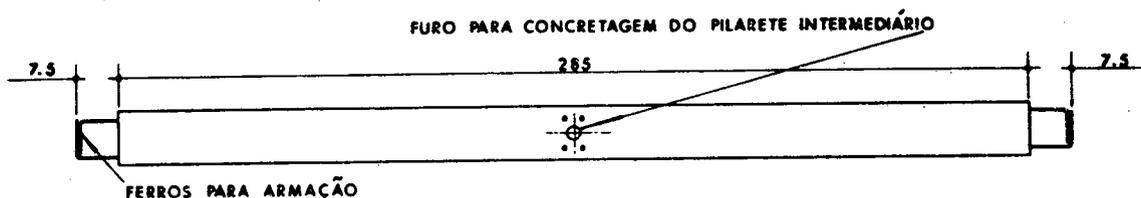


OBS.- COTAS FIXADAS PARA LIBERAÇÃO DO PAVIMENTO DE CONCRETO,
 GUARDA-CORPO E PASSEIOS.

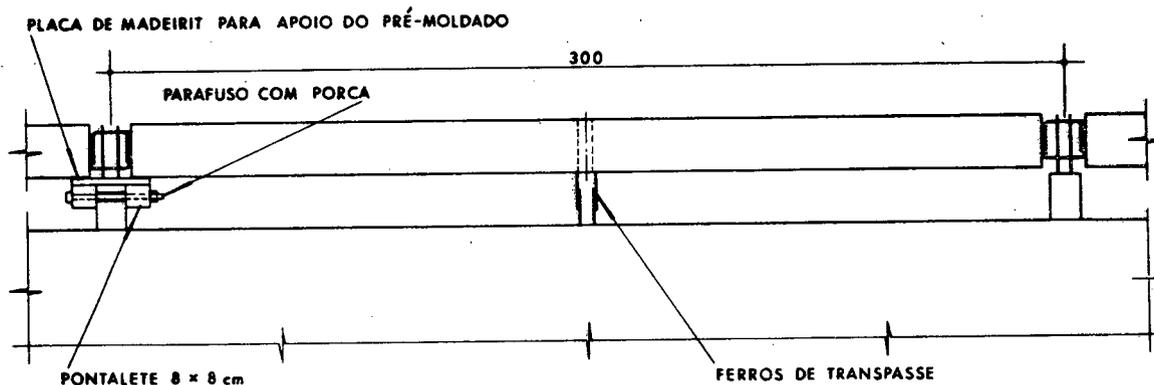
Corte Transversal da Superestrutura



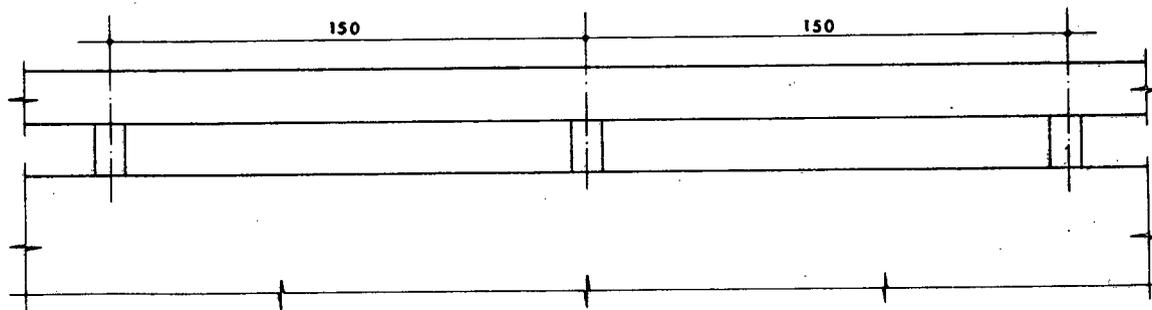
Vista Interna do Guarda - Corpo



Peça Pré - Moldada



Amarração da Peça



Pré - Moldado Concretado

OBS: - AS MEDIDAS ESTÃO EM CENTÍMETROS

Posicionamento dos Pré - Moldados do Guarda - Corpo

8 - Coeficientes Apropriados e Cronogramas Reais

FASES	Escavação	Armação	Forma		Concreto	Protensão	Injeção	Lançamento Vigas	Plataforma (ano)		Soma H. Horas
			Fabricação	Mont. + Desm.					Mont.	Desm.	
ESTRUTURAS	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.	H.H.
Carneiras		135	*	339	224						698
Base	1.809	47		418							2.274
Pilar		82	*	191	174						447
Vigas Travessa		357	137	684	304						1.482
Vigas Pré-moldada		1.364	*	2.725	1.324	484	174	1.284			7.355
Laje e Travessinas		728	322	2.009	850	773	242				4.924
Capa de Rolamento		200	*	102	402						704
Guarda-Corpo		296	321	642	201						1.460
Total (Vão)	1.809	3.209	780	6.692	3.897	1.257	416	1.284			19.344
Plataforma (andaime) no leito do rio										653	751
Cortinas, alas e laje aprox. (2 x)		494	74	1.036	514						2.118
Apóio 17 (ME)	333	559		796	809						2.497

1º O apoio 17 é estruturalmente diferente dos demais.

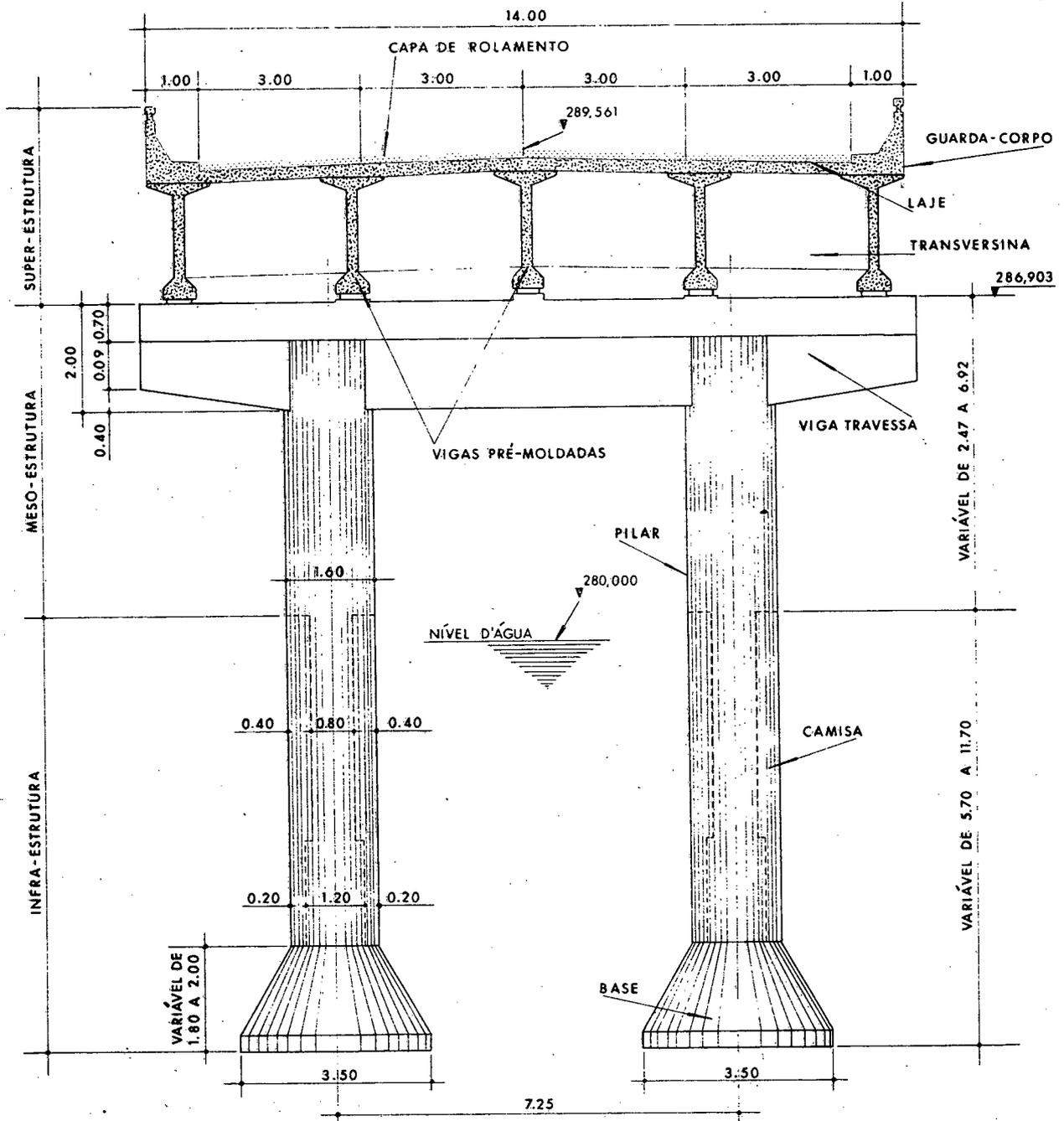
2º Para obter as horas gastas em vão no leito do rio deverão ser acrescidas as horas da plataforma sobre total de 19.344 H.H.

3º A mão de obra total dispêndida na Ponte de Três Irmãos é a seguinte:

4º Média diária de homens: $\frac{318.625 \text{ H. Homens}}{16 \text{ meses} \times 25 \text{ dias} \times 10 \text{ horas}} = 80 \text{ Homens}$ por mês.

5º Serviços não apropriados (*):

Plataforma x 6	4.506 H.H.
Cortinas, alas, laje aprox. x 1	2.118 H.H.
Apóio "17" x 1	2.497 H.H.
Demais estruturas x 16	309.504 H.H.
TOTAL	318.625 H.H.



Corte Transversal da Ponte

COEFICIENTES APROPRIADOS																
ESTRUTURAS	FUNÇÕES		SERV. UNIDADES	Enc. Carpintaria	Enc. Armação	Enc. Concreto	Oper. Jato	Oper. Bomba	Oper. Betoneira	Soldador	Eletcista	Carpinteiro	Pedreiro	Armador	Servente	
EXTREMIDADES	APOIO 17	Escavação - HH/m ³			0,77										3,67	
		Forma - HH/m ²	1,10							0,15		8,90				
		Armação - HH/t		15,38								34,82			162,95	8,50
		Concreto - HH/m ³			0,92			0,02					0,23	0,54		6,07
CORTINA MURO DE ALA LAJE DE APROXIMAÇÃO		Armação - HH/t		11,16										89,44		
		Forma HH/m.	0,18									1,23			0,09	
		Concreto HH/m.			1,28		0,07	0,26	0,24			0,05	2,22	2,83	0,26	5,14

Notas:

- Armação _____ refere-se: Aos serviços de corte, dobramento, transporte e posicionamento.
 Concreto _____ refere-se: Aos serviços de limpeza, preparo de junta, qualidade, usinagem, transporte, lançamento, adensamento e acabamento.
 Forma (fabricação) _____ refere-se: Aos serviços executados na carpintaria.
 Forma (montagem e desforma) _____ refere-se: Aos serviços de montagem e desforma nas estruturas.
 Protensão (viga) _____ refere-se: Aos serviços de corte e montagem de 12 cabos, e o tensionamento de 7 cabos.
 Protensão (laje e transversina) _____ refere-se: Aos serviços de corte, montagem e o tensionamento dos cabos da laje e transversinas, e o tensionamento dos cabos relevados das vigas em um vão.
 Injeção (laje e transversina) _____ refere-se: Aos serviços de montagem de bainhas, respiros, limpeza, injeção nos cabos da laje e transversinas referente a um vão, e mais limpeza e injeção dos cabos relevados das vigas.
 Injeção (viga) _____ refere-se: Aos serviços de montagem de bainhas e respiros de 12 cabos, limpeza e injeção de 7 cabos.
 Lançamento de viga _____ refere-se: Aos serviços de deslocamento, transporte, posicionamento e travamento de uma viga do tabuleiro.
 Plataforma (montagem) _____ refere-se: Aos serviços de transporte, cravamento, soldas e escoramentos dos perfis para uma plataforma (andaimas) no leito do rio.
 Plataforma (demonstração) _____ refere-se: Aos serviços de saque, transporte e corte dos perfis usados na plataforma.

CRONOGRAMA EXECUTIVO

ÍTEMS	DISCRIMINAÇÃO	1978		1979												1980			
		N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A
		01	Construção instalação canteiros de obras			—													
02	Projeto completo detalhado			—															
03	Fabricação de vigas pré-moldadas			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—					
04	Ponte provisória e aterro de penetração (execução + remoção)			—	—	—	—												
05	Tubulões a ar comprimido				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—					
06	Concretagem infra-estrutura				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—					
07	Lançamento das vigas pré-moldadas																		
08	Forma da laje e transversina																		
09	Armação da laje e transversina																		
10	Concretagem da laje e transversina																		
11	Guarda-rodas, guarda-corpo, acabamento e limpeza da superestrutura																		
12	Pavimentação																		

Este trabalho foi preparado na Residência de Ilha Solteira e Três Irmãos

Trabalharam na sua elaboração

<i>Níveo Aurélio Villa</i>	<i>Engenheiro Residente</i>
<i>Luiz A. Cal de Oliveira e Silva</i>	<i>Eng.º Setor Obras de Concreto</i>
<i>Luiz Carlos C. Matarazzo</i>	<i>Eng.º Supervisor de Seção</i>
<i>Paulo Cesar Nogueira Borges</i>	<i>Eng.º Supervisor de Seção</i>
<i>Antonio Claret Migliorini</i>	<i>Eng.º Assistente</i>
<i>José de Lourdes S.F. Bustamante</i>	<i>Enc. Técnico de Obras</i>
<i>Roberto José da Silva</i>	<i>Enc. Técnico de Obras</i>
<i>Clodomiro Cardoso</i>	<i>Enc. Técnico de Obras</i>
<i>Masão Kumano</i>	<i>Enc. Técnico de Obras</i>
<i>Rachid Mohallem</i>	<i>Enc. Técnico</i>
<i>Braz Laércio Pereira</i>	<i>Agrimensor</i>
<i>Reinaldo Pio Marquesi</i>	<i>Agrimensor</i>
<i>João Mariano</i>	<i>Téc. de Concreto</i>

Apresentação visual e arte final

Serviço de Tecnologia - Setor Programação e Acompanhamento

Fotocomposição

Setor de Artes Gráficas da CESP

Produção Gráfica

Seção de Artes Gráficas - Ilha Solteira