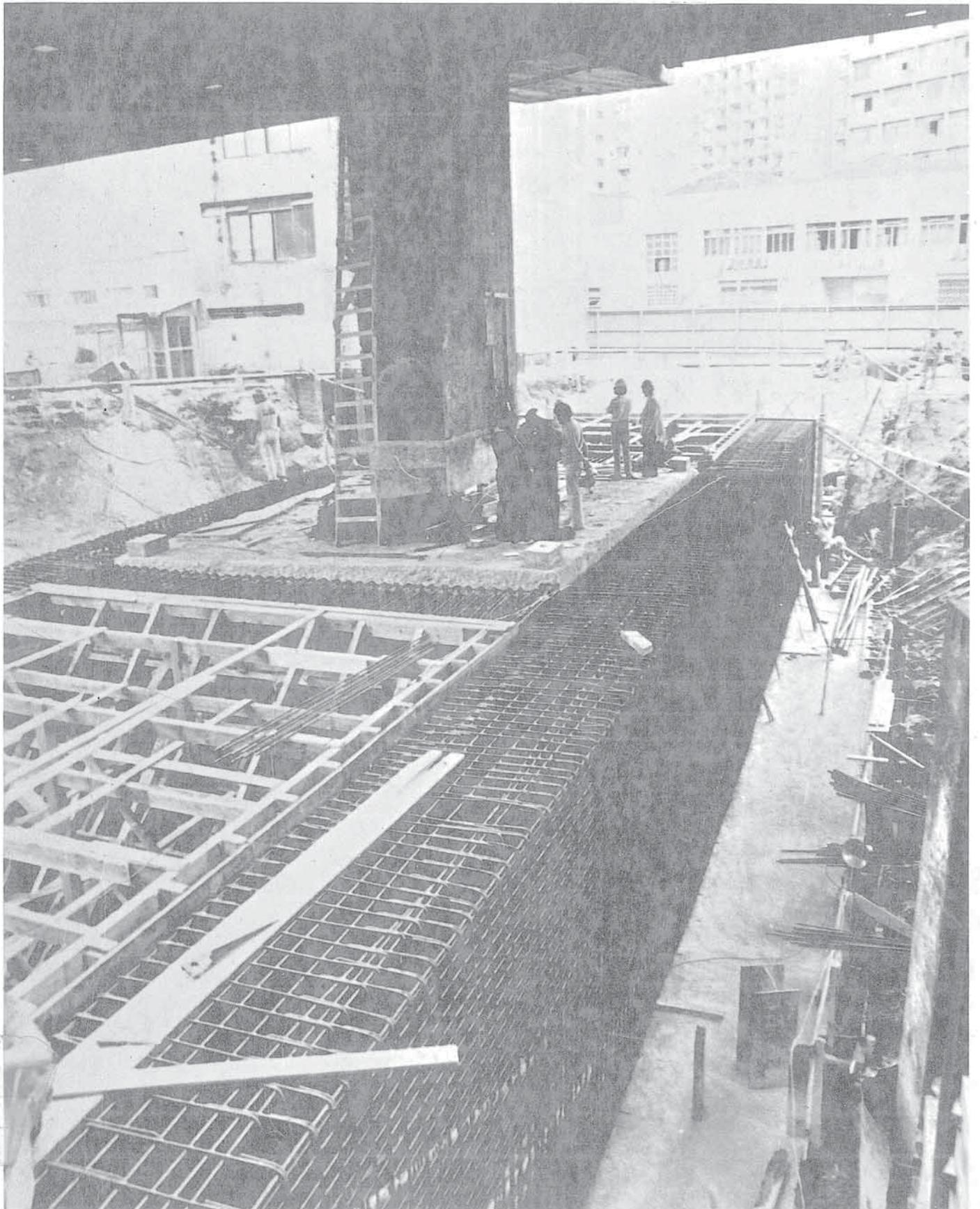


# SUBFUNDAÇÃO DO PILAR 24

## ELEVADO COSTA E SILVA





DIRETORIA DE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES

MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS LTDA

ECISA ENGENHARIA COMÉRCIO E INDÚSTRIA SA

t= 1717  
624.15  
6738D  
ex. 1

SUBFUNDAÇÃO DO PILAR P24  
DO ELEVADO COSTA E SILVA

PUBLICAÇÃO DA COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO  
1980

## ÍNDICE

SUMÁRIO .....	Pag.	1
INTRODUÇÃO .....	Pag.	2
I - CONDICIONANTES DO TRAÇADO DA LINHA, NO TRECHO ENTRE AS ESTAÇÕES REPÚBLICA E SANTA CECÍLIA .....	Pag.	3
I.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TRAÇADO .....	Pag.	3
I.2 - PERFIL GEOLÓGICO.....	Pag.	5
I.3 - MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	Pag.	6
II - CARACTERÍSTICAS DO ELEVADO COSTA E SILVA .....	Pag.	9
II.1 - TIPO DE ESTRUTURA E DADOS GEOMÉTRICOS.....	Pag.	9
III - INTERFERÊNCIA DO TRAÇADO COM O ELEVADO COSTA E SILVA .....	Pag.	13
III.1 - SUBSTITUIÇÃO DA RAMPA DO ELEVADO.....	Pag.	13
III.2 - MEDIDAS DE PROTEÇÃO DOS PILARES P23 E P25..	Pag.	16
III.3 - ALTERNATIVAS DE SUBFUNDAÇÃO DO PILAR P24...	Pag.	26
III.3.1 - 1ª Alternativa .....	Pag.	26
III.3.2 - 2ª Alternativa .....	Pag.	29
III.3.3 - Análise Comparativa .....	Pag.	33
III.3.4 - Solução Definitiva .....	Pag.	34
IV - DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DA SUBFUNDAÇÃO DO PILAR P24 .....	Pag.	37
IV.1 - SISTEMA ESTRUTURAL.....	Pag.	37
IV.2 - CARREGAMENTOS.....	Pag.	42
IV.3 - ESFORÇOS SOLICITANTES .....	Pag.	45
IV.3.1 - Pré-dimensionamento .....	Pag.	45
IV.3.2 - Dimensionamento - Modelos 2A e 2B ..	Pag.	48

IV.3.3 - Cargas nas Fundações .....	Pag. 60
IV.3.4 - Tensões .....	Pag. 66
IV.3.5 - Deslocamentos .....	Pag. 76
IV.4 - ARMAÇÃO .....	Pag. 77
IV.4.1 - Armadura Protendida .....	Pag. 77
IV.4.2 - Armadura Frouxa .....	Pag. 78
IV.5 - FUNDAÇÃO .....	Pag. 84
IV.6 - APOIOS .....	Pag. 89
IV.7 - MÉTODO CONSTRUTIVO .....	Pag. 94
IV.7.1 - Execução da Subfundação .....	Pag. 94
IV.7.2 - Transferência de Carga .....	Pag. 98
IV.7.3 - Instrumentação .....	Pag. 100
V - EXECUÇÃO DA SUBFUNDAÇÃO DO PILAR P24 .....	Pag. 103
V.1 - EXECUÇÃO DOS TUBULÕES .....	Pag. 103
V.2 - EXECUÇÃO DO SUB-BLOCO E DAS VIGAS .....	Pag. 103
V.3 - RECEBIMENTO DOS APARELHOS DE APOIO, ENSAIOS E REFORMULAÇÃO .....	Pag. 106
V.4 - ENSAIOS DOS APARELHOS PRÉ-COMPRESSOS .....	Pag. 112
V.5 - TRANSFERÊNCIA DE CARGA .....	Pag. 114
V.5.1 - Medidas e seus resultados .....	Pag. 115
V.5.2 - Deslocamentos observados .....	Pag. 126
V.5.3 - Corte das Estacas .....	Pag. 126
V.6 - COMPORTAMENTO DOS TUBULÕES .....	Pag. 127
V.7 - FLUXOGRAMA DAS ATIVIDADES .....	Pag. 131
VI - CONCLUSÃO .....	Pag. 132
BIBLIOGRAFIA .....	Pag. 134
ANEXO: ESPECIFICAÇÃO DE SERVIÇO PARA TRANSFERÊNCIA DE CARGA .....	Pag. 135

## SUMÁRIO

O presente trabalho aborda as soluções adotadas para a transposição das interferências ocorridas no cruzamento do túnel do Metrô da Linha Leste-Oeste com o Elevado Costa e Silva, em São Paulo.

A principal interferência exigiu a subfundação de um dos pilares do Elevado com carga de 1.400TF.

Neste texto são relatados os estudos alternativos para o projeto dessa subfundação, o detalhamento da solução final e as reformulações que se fizeram necessárias no decorrer da execução.

É feita ainda uma análise dos valores de recalques obtidos pelo cálculo teórico com os valores medidos na obra.

A transferência da carga da fundação antiga para a nova fundação foi feita através da protensão da estrutura.

## SUMMARY

*This paper reports the construction methods developed to solve the interference between a cut-and-cover excavation for a new São Paulo - Metrô Line, and a major elevated expressway.*

*Several alternative designs are related, involving the underpinning of a 1.400TF column; the final detailed design, and the modifications executed during the works, are presented.*

*A comparison between the predicted and measured settlements of new foundations is presented.*

*The load transfer from the existing to the new foundation was obtained exclusively by means of the prestressing operation of the underpinning structures.*

## INTRODUÇÃO

A Companhia do Metropolitano de São Paulo teve que enfrentar, na implantação da linha Leste/Oeste no trecho subterrâneo entre as Estações República e Santa Cecília, o problema da transposição do Elevado Costa e Silva. Apesar do estudo de várias alternativas de traçado, não foi possível evitar a interferência física da galeria com as fundações dos pilares do elevado e, nestas circunstâncias, preferiu-se optar por um traçado que atingisse apenas um pilar, implicando em projetar e executar a sua subfundação, criando-se novas estruturas que permitissem a construção, sem problemas, da galeria do Metrô.

O projeto e a execução desta subfundação apresentaram aspectos técnicos particulares, merecedores de divulgação no meio técnico, não só pelas características inusitadas das suas soluções como pela confirmação das conclusões do projeto obtida durante a execução que decorreu com inteiro sucesso.

Este trabalho expõe a evolução do projeto a partir dos dados básicos, as suas conclusões, os controles estabelecidos, as etapas de execução e o confronto dos resultados obtidos com os previstos no projeto.

A sequência da exposição obedece aos fatos ocorridos, mostrando a reformulação parcial do projeto decorrente dos resultados dos testes realizados com os aparelhos de apoio.

# I - CONDICIONANTES DO TRAÇADO DA LINHA, NO TRECHO ENTRE AS ESTAÇÕES REPÚBLICA E SANTA CECÍLIA

## I.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TRAÇADO

A linha Leste/Oeste cruza o Elevado Costa e Silva no trecho entre as Estações República e Santa Cecília, em ponto próximo a esta última.

As duas vias saem da Estação República, passando sob a Rua do Arouche e de seus edifícios lindeiros, desviando-se para Norte em curvas de raios de 430,0 e 500,0 m. Atravessando o Largo do Arouche, as vias convergem de forma a interferir com um único pilar do Elevado Costa e Silva e atingem a Estação Santa Cecília junto à Rua Sebastião Pereira, com curvaturas contrárias às anteriores, e com os mesmos raios 430,0 e 500,0 m.

A extensão do trecho entre as cabeceiras das duas Estações é de cerca de 600,0 m.

As duas vias descem, a partir da Estação República, em rampas de 15,68% e 19,21% sofrendo deflexão junto à esquina da Rua do Arouche com a Praça, subindo a partir destes pontos baixos, em rampas de 23,90% e 21,42%, até atingir a Estação Santa Cecília.

A galeria cruza o elevado, formando um ângulo de cerca de  $22^{\circ}$  entre eixos.

Nos pontos baixos, o topo do boleto situa-se a cerca de 28,0 m abaixo da cota da superfície e no cruzamento com o elevado este valor é cerca de 13,0 m.

O traçado, em planta, deste trecho é apresentado na Fig. 1.

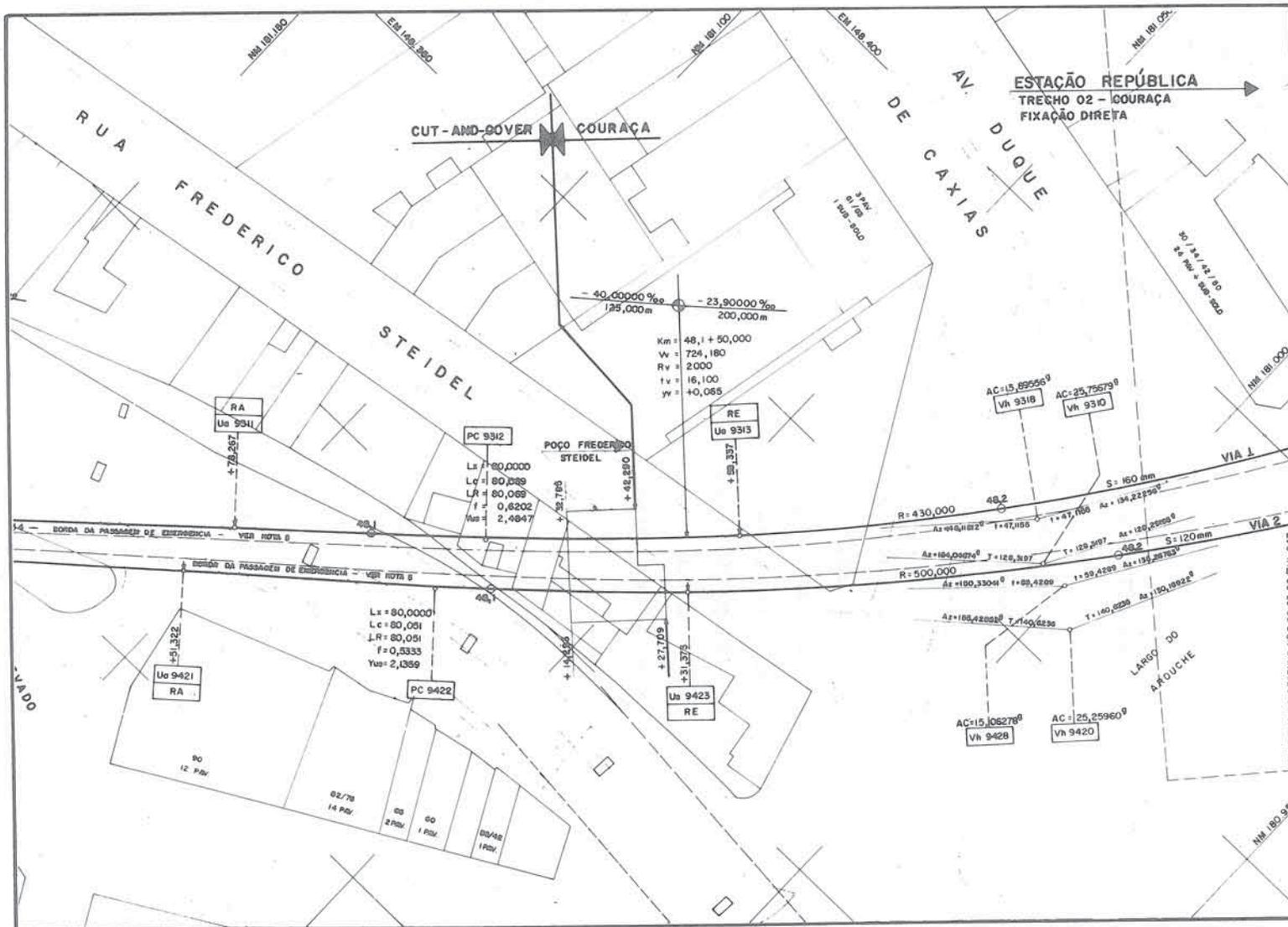


Fig. 1 – Traçado em planta da linha entre o largo do Arouche e a Estação Santa Cecília.

## I.2 - PERFIL GEOLÓGICO

O solo em todo o trecho é de origem sedimentar, heterogêneo, com alternância de camadas de argila siltosa e areias médias e finas.

A partir do extremo da Rua do Arouche, para o lado Oeste, a camada contínua, espessa, intermediária, de argila siltosa é substituída por várias camadas descontínuas do mesmo material, de menores espessuras, atingindo o máximo de dispersão na área do elevado onde surgem lentes de argila e pedregulho fino. Nesta área, as areias vão de medianamente compactas a compactas, SPT variando de 3 até 50 golpes e as argilas são medianamente rijas, de SPT entre 6 a 19 golpes. O nível d'água do lençol freático é superficial, a cerca de 4 m da superfície.

O perfil geológico é apresentado no DE-3.04.01.00/6C3-101, onde também se indica a posição do túnel e o fundo da escavação.

## I.3 - MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Devido à pequena largura das ruas e à irregularidade da rede viária urbana no trecho desde o Vale do Anhangabaú até às proximidades do Elevado Costa e Silva, o traçado do Metrô situou-se sob inúmeros edifícios de grande porte, impondo a construção de túneis singelos pelo processo de escavação subterrânea, em couraça mecanizada ("shield"), utilizando-se ar comprimido para estabilização da frente de escavação.

Os túneis tiveram o seu início no Vale do Anhangabaú, entrando o equipamento em poço apropriado naquele local e executando-se os dois túneis, em sequência, até a Rua Frederico Steidel onde se situou o poço de retirada do equipamento. Com exceção de um pequeno trecho, junto à Rua do Arouche, onde se procedeu a um rebaixamento parcial do lençol freático para

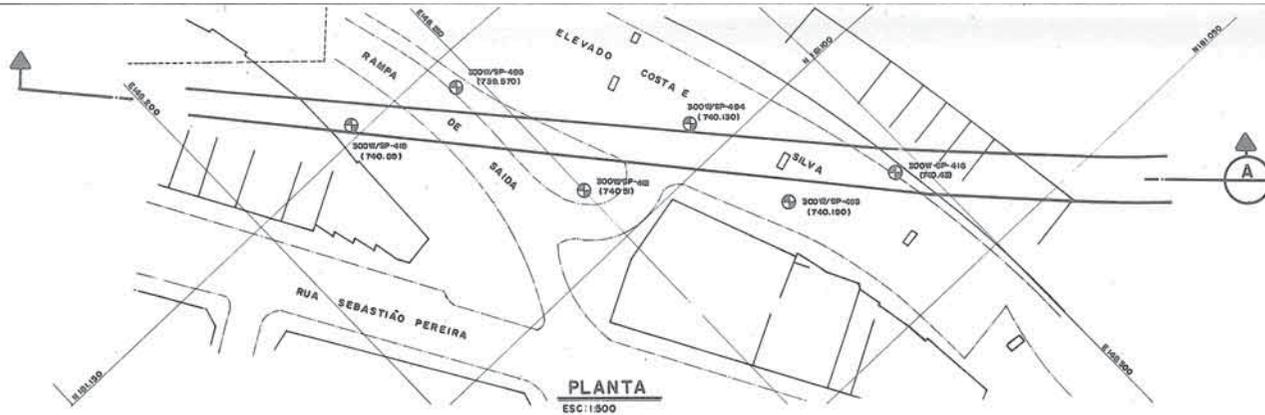
diminuir a pressão de ar comprimido necessária para estabilizar a frente, todo o restante do trecho foi executado na presença do lençól freático existente.

A partir do poço Frederico Steidel até a Estação Santa Cecilia, o trecho foi projetado, em galeria dupla em trincheira ("cut-and-cover"), implicando não só na subfundação do pilar P24 do Elevado Costa e Silva, mas também na remoção e reconstrução, em outro tipo de estrutura, da rampa de descida desse elevado. Esta rampa, com as suas cortinas laterais de apoio situando-se dentro da vala projetada do "cut-and-cover" teve a sua estrutura alterada para vigas secção caixão apoiadas sobre tubulões situados fora da vala.

No poço da Rua Frederico Steidel foi executada uma estrutura de concreto armado de transição do trecho em "shield" para o "cut-and-cover"

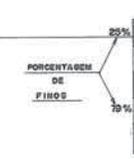
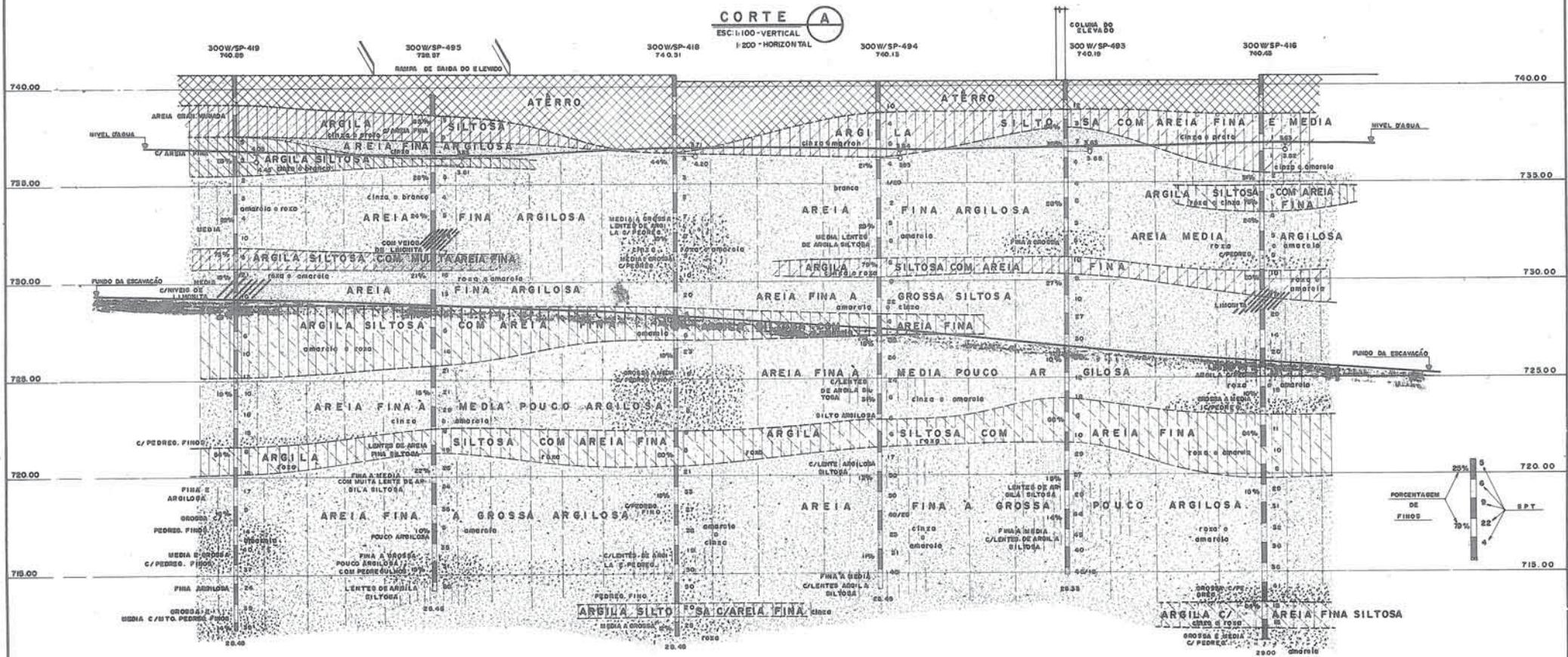
Os limites dos diversos métodos construtivos estão configurados na planta do traçado, Fig. 2.





PLANTA  
ESC:1/500

CORTE A  
ESC:1/100-VERTICAL  
1/200-HORIZONTAL



Nº	DESCRIÇÃO	EMITENTE	VERIFICADO	APROVAÇÃO	CÓDIGO	SONDAGENS EPY	OBJETO
							DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

**maubertec**  
engenharia e projetos ltda  
rua guará, 42 - fones: 262-3900, 262-3483-880 sevil  
rua senador castelar, 75 conj. 409 - fone: 222-2423, 716  
rua alberto de o. santos, 42 conj. 1005 fone: 3-7156 - vitória

DES: *Paulo Sérgio* de 20/78  
PROJ: *Wilson* de 10/78  
VER: *Wilson* de 10/78  
RESP. TEC: *Wilson* de 10/78  
APROV: *Wilson* de 10/78

O.S. E - 237

RESP. TÉCNICO: *Wilson*  
APROVAÇÃO: *Wilson* 04/10/78

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO - Metrô

Linha LESTE-OESTE Tráfego O4  
Est. Tráfego: Est. Com. AROUCHE - STA CECILIA U. C./Sub Com. O4

OBJETO: PERFIL GEOLÓGICO

ESCALA INDICADAS: DE.3.04.01.00/6C3-101

REVISÃO

## II - CARACTERÍSTICAS DO ELEVADO COSTA E SILVA

### II.1 - TIPO DE ESTRUTURA E DADOS GEOMÉTRICOS

O Elevado Costa e Silva desenvolve-se desde a Praça Franklin Roosevelt até a Avenida Conde Francisco Matarazzo, passando pela Rua Amaral Gurgel, Avenida São João e Rua General Olimpio da Silveira, constituindo um obstáculo à execução de obras enterradas de porte como as do Metrô. É formado por tabuleiros isostáticos de 16,70 m de largura, com duas pistas de rolamento, apoiados em pilares singelos de espaçamento variável, de 30,0 a 40,0 m entre eixos. O tabuleiro é constituído por oito vigas de concreto protendido com apoios Gerber, transversinas e laje superior de 22 cm de espessura. Os pilares apresentam viga superior, com balanços laterais, de seção variável, para apoio dos tabuleiros. Estes pilares são retangulares, seção 1,2 x 3,0 m, apoiando-se em estacas tipo Franki, diâmetro nominal de 520 mm, por intermédio de blocos de coroamento das estacas de 6,00 m x 8,30 m por 2,00 m de altura.

As distâncias entre eixos dos pilares, nos vãos adjacentes ao P24, são de 28,93 m e 36,00 m, sendo que o elevado apresenta uma curva de raio de 119,30 m, entre os pilares P22 e P24.

A fundação do P24 era constituída por 25 estacas, tipo Franki, de  $\varnothing$  520 mm, dispostas simetricamente em relação aos dois eixos principais do pilar.

O total da carga permanente era da ordem de 15,0 MN (1500,0 tf).

As características do elevado estão indicadas nas Figs. 3a, 3b e 3c.



N 100° 50'

SUPERESTRUTURA DO ELEVADO COSTA E SILVA

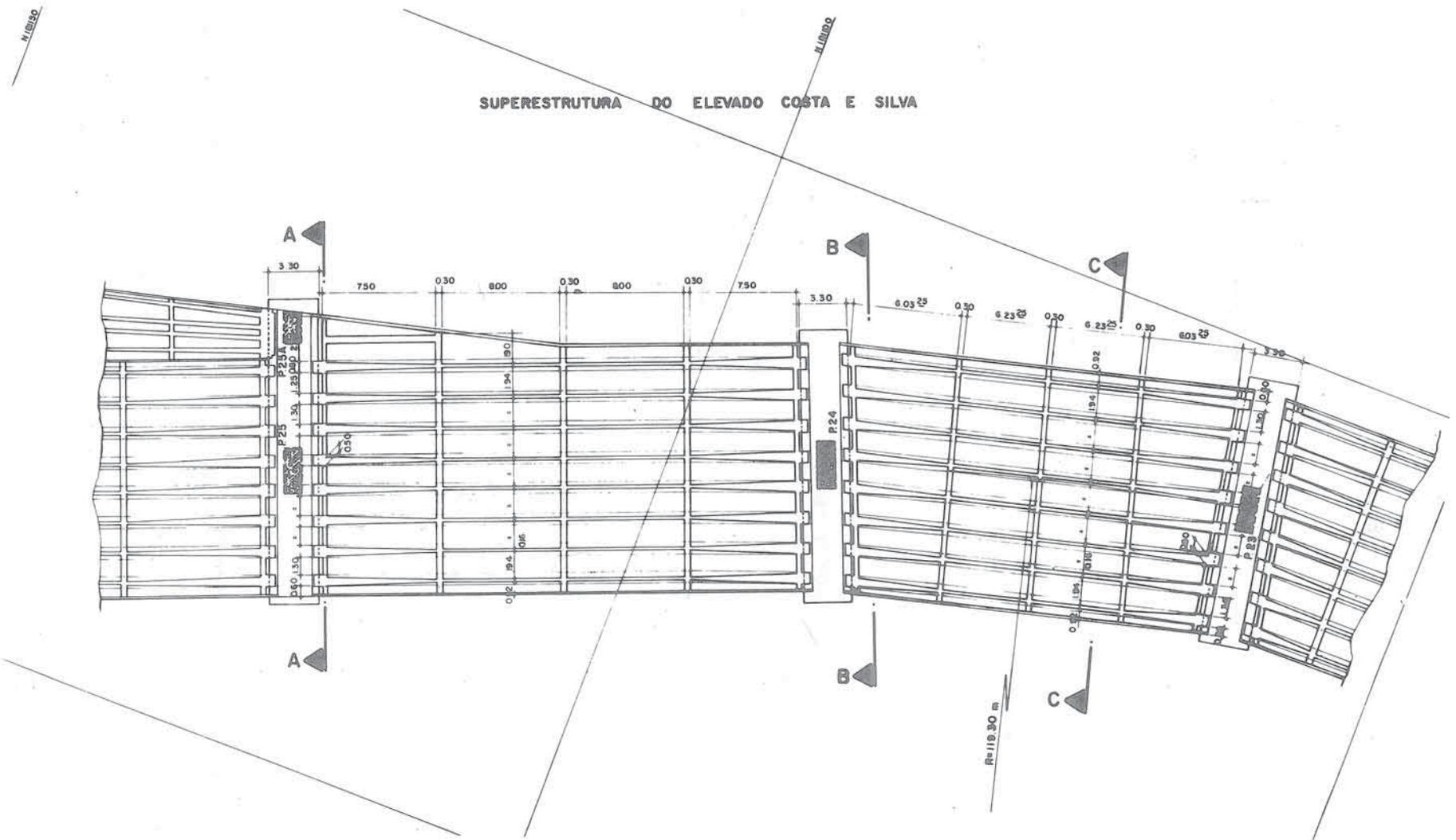
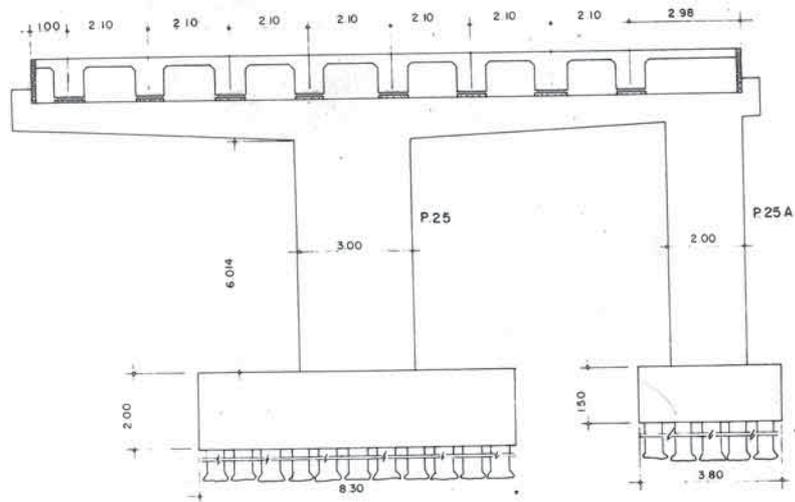
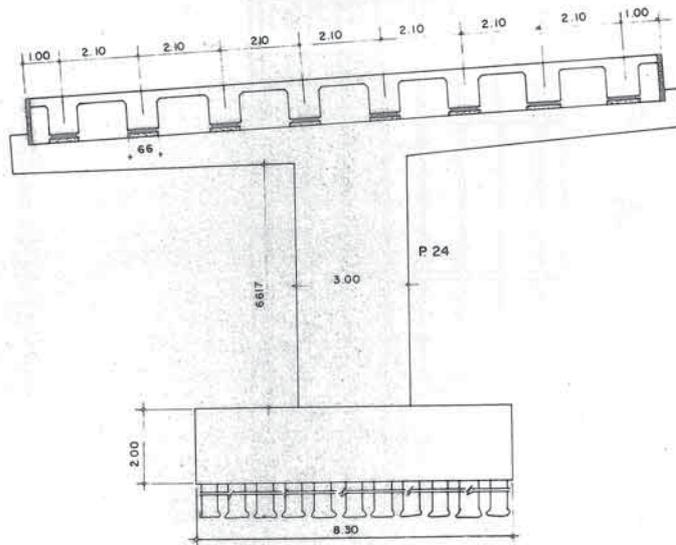


Fig. 3b – Características do elevado entre os pilares P23 e P25.

**CORTE A · A**



**CORTE B · B**



**CORTE C · C**

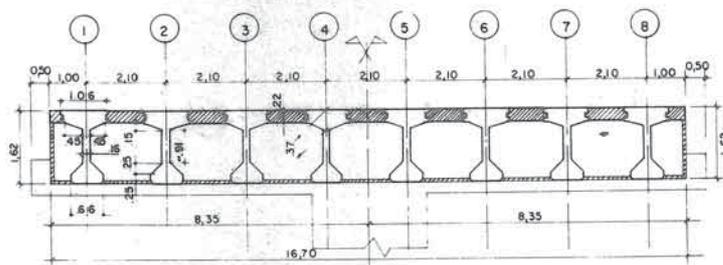


Fig. 3c — Características do elevado entre os pilares P23 e P25.

### III - INTERFERÊNCIA DO TRAÇADO COM O ELEVADO COSTA E SILVA

#### III.1 - SUBSTITUIÇÃO DA RAMPA DO ELEVADO

Conforme se mencionou, para possibilitar a construção do túnel, pelo método em trincheira, sob a rampa de saída do Elevado Costa e Silva para a Rua Sebastião Pereira, foi necessário substituir um trecho desta rampa por uma nova estrutura não interferente.

A solução adotada para a superestrutura da nova rampa foi a de uma seção unicelular em concreto armado. Essa forma de seção foi escolhida por ser especialmente vantajosa neste caso de estruturas curvas, graças a sua grande rigidez à torção (V. DE-3.04.01.07/6J2-102).

Como a vala da galeria secciona a rampa esconsamente, optou-se por uma solução de apoio constituída por um único tubo com travessa.

Desta forma foi possível eliminar a esconsidade da obra, tornando-a bem mais simples do ponto de vista de projeto e execução.

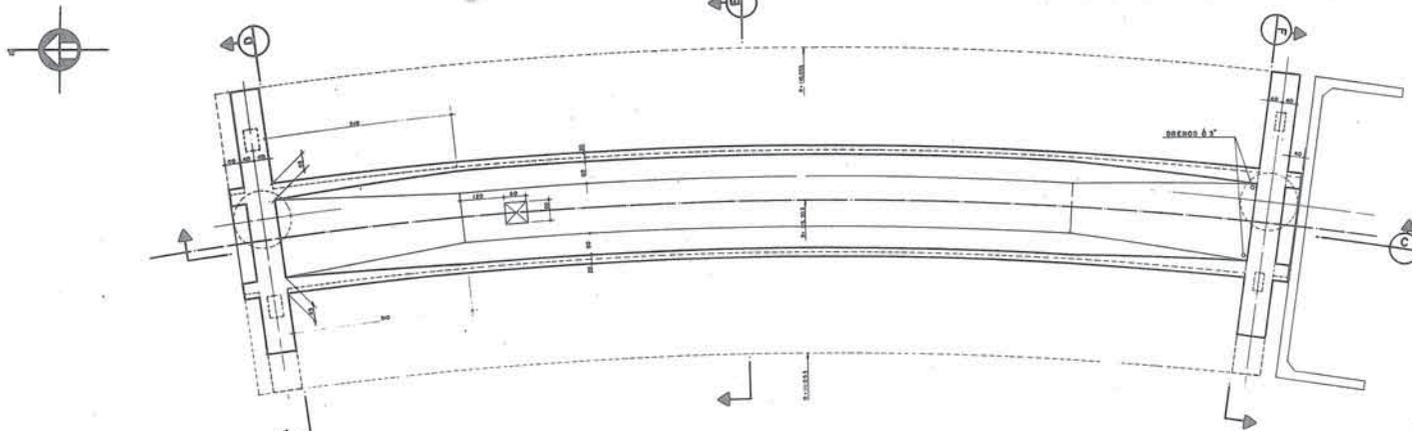
Nas fundações da nova rampa utilizaram-se tubulões, com camisa metálica cravada, base alargada a ar comprimido.

Para evitar que os tubulões ficassem sujeitos a momentos fletores devidos à carga permanente e à curvatura da superestrutura, deslocaram-se os seus eixos em relação ao eixo da estrutura de maneira que as reações de apoio decorrentes do peso próprio ficassem centradas (V. DE-3.04.01.07/6J2-101, 102).

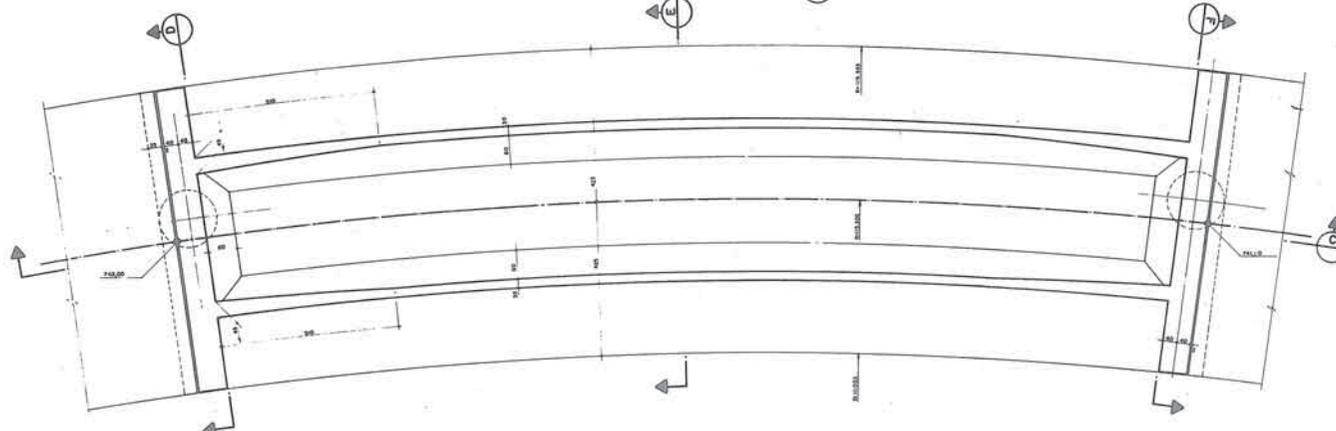
A ligação da nova rampa com o leito da via em superfície



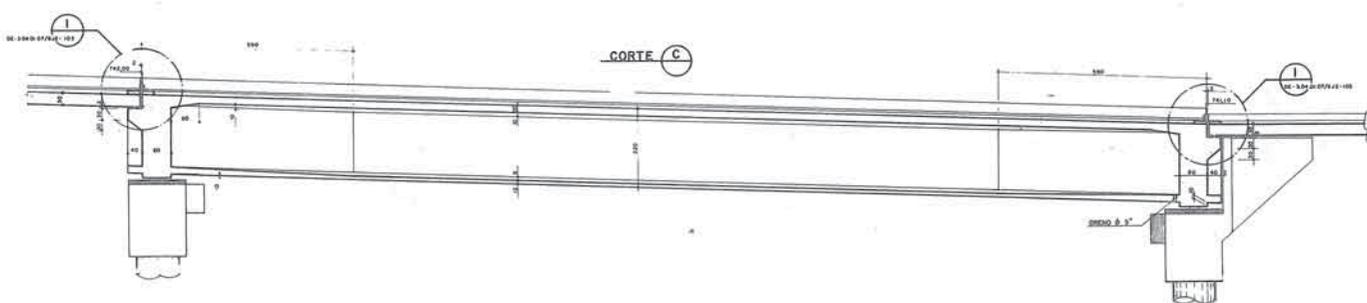
PLANTA DA LAJE INFERIOR CORTE B



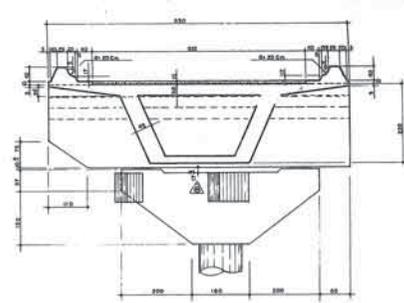
PLANTA DA LAJE SUPERIOR CORTE A



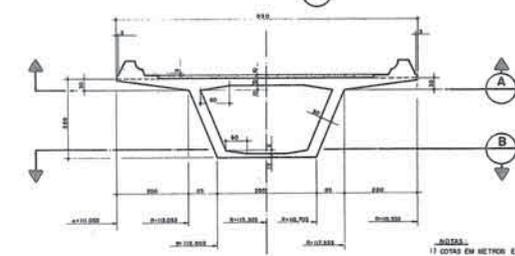
CORTE C



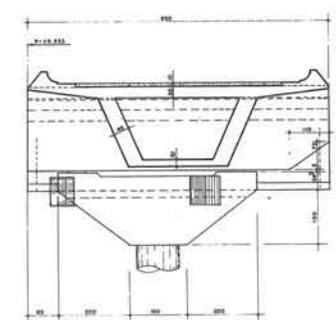
CORTE D



CORTE E



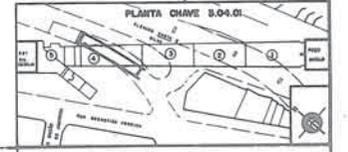
CORTE F



- NOTAS:**
- 1) COTAS EM METROS E DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXATO ONDE INDICADO
  - 2) CONCRETO ESTRUTURAL DA SUPERESTRUTURA f<sub>ck</sub> = 180 kg/cm<sup>2</sup>
  - 3) DIMENSÕES COM ENTALHES DE 3,0x0,07x0,05 DE 3,0x0,07x0,05 DE 3,0x0,07x0,05
  - 4) VER:
  - ES-3,00,00,00/3,00-002
  - ES-3,00,00,00/3,00-001
  - ES-3,00,00,00/3,00-001
  - ES-3,00,00,00/3,00-001
  - ES-3,00,00,00/3,00-001

- SUBSTITUIÇÕES:**
- 1) VOLUME DE CONCRETO 206,4 m<sup>3</sup> (f<sub>ck</sub> = 180 kg/cm<sup>2</sup>)
  - 2) ÁREA DE FORMAS 1772,0 m<sup>2</sup>
  - 3) CONCRETO DE LAJE 4,4 m<sup>3</sup> (f<sub>ck</sub> = 80 kg/cm<sup>2</sup>)
  - 4) JUNTA BEPEL OU BOLLAR 17,0 m<sup>2</sup>
  - 5) CANTONEIRA METÁLICA DE AÇ. 5"x5"x5

SUBSTITUIÇÃO E ANULA O CONDIÇÃO  
DE-3040100/6F4-103



<p>DE-3040093-01 PLANTA DA INFRAESTRUTURA</p> <p>DE-3040093-02 PROJETO DE CÁLCULO</p> <p>DE-3040093-03 PROJETO CONSTRUTIVO</p>		<p><b>maubertec</b> engenharia e projetos ltda</p> <p>PROJ. CIVIL - 01/08/11</p> <p>PROJ. ESTR. - 01/08/11</p> <p>PROJ. MEC. - 01/08/11</p> <p>PROJ. ELT. - 01/08/11</p> <p>PROJ. SANEAM. - 01/08/11</p> <p>PROJ. PAVIM. - 01/08/11</p> <p>PROJ. LIND. - 01/08/11</p> <p>PROJ. SIG. - 01/08/11</p> <p>PROJ. OUTROS - 01/08/11</p>	<p>E-237</p> <p>COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO - 33016</p> <p>LINHA LESTE OESTE</p> <p>SUBSTITUIÇÃO E ANULAÇÃO DO PROJETO DE CÁLCULO E PROJETO CONSTRUTIVO DE SUBSTITUIÇÃO DA JUNTA DE BOLLAR DO TUBO DE CORTA E BALSA SUPERESTRUTURA FORMAS</p> <p>ESCALA: 1:50</p> <p>DE-3040107/6J2-102</p>
<p>CONDIÇÃO PARA APROV. DE ESTRUTURA NOS TRAVESSAS</p> <p>ALTERADO DE PLANO</p> <p>TODAS AS MEDIDAS DE 3,0x0,07x0,05 PARA 3,0x0,07x0,05</p> <p>INDUSTRIAS, S.A.</p>			

foi feita através de uma laje de transição apoiada de um lado na superestrutura e do outro diretamente no reaterro, conforme se apresenta no DE-3.04.01.07/6J2-103.

Os tubulões foram travados nas suas cabeças contra o escoramento da vala, a fim de evitar que trabalhem em balanço por ocasião da abertura da vala. Para tanto, foram deixados, na travessa, encaixes para possibilitar a colocação da estronca (V. DE-3.04.01.07/6J2-101). O método construtivo da rampa está indicado no DE-3.04.01.07/6A1-101.

### III.2 - MEDIDAS DE PROTEÇÃO DOS PILARES P23 e P25

As fundações dos pilares P23 e P25, ficaram praticamente tangentes à vala e a solução adotada para a sua contenção junto a estes pilares, foi a de se utilizar paredes diafragma. Do outro lado da vala foi executado também um trecho em parede diafragma, completado com cortina de estacas, em perfis metálicos e pranchões de madeira (V. DE-3.04.01.00/6A1-106).

Para avaliar o comportamento destes pilares face à abertura da vala, foram feitos estudos de avaliação de recalque dos mesmos nas fases de escavação e reaterro.

Os efeitos desses recalques na superestrutura foram também analisados, levando-se em conta a tendência de rotação do eixo do pilar em direção à vala. A superestrutura, sendo constituída de uma grelha isostática, não é sensível ao recalque diferencial entre pilares sendo, no entanto, sensível à rotação dos seus apoios.

Para acompanhamento dos recalques desses pilares foram instalados quatro pinos localizados nas arestas da face superior dos blocos.







Por solicitação da obra, aumentou-se o comprimento das paredes diafragma junto aos pilares de 4,40 m para cada lado, relativamente àquele previsto originalmente em projeto. Com esse acréscimo objetivou obter-se uma segurança adicional em relação à possibilidade de carreamento de material pelo pranchado adjacente às paredes.

Quando essa solicitação ocorreu já se havia executado a cravação das estacas do lado oposto às paredes diafragma, sendo que essas estacas haviam sido dimensionadas para equilibrarem empuxo ativo. Por outro lado, visando restringir a deformação do maciço, os trechos em parede diafragma, haviam sido calculados com empuxo ativo majorado. Por essa razão, ao se prolongar o trecho em parede diafragma, ficou-se de um lado, com as estacas dimensionadas para empuxo ativo, e do outro, as extensões das paredes dimensionadas para empuxo ativo majorado. Resolveu-se então dimensionar as extensões das paredes com empuxo ativo uma vez que o motivo desse prolongamento foi dificultar a possibilidade de carreamento de material e não a deformação do maciço.

Para desligar essas novas lamelas das outras, inverteu-se a posição da chapa junta, eliminando-se a possibilidade de transmissão de esforço cortante através do dente criado pela mesma. Especificou-se para essas juntas secas, um tratamento de vedação através da aplicação de mastique e argamassa de cimento e areia numa ranhura de 3 x 3cm, à medida que a escavação fosse sendo executada, (V. detalhes 1 e 2 do DE-3.04.01.00/6H1-101).

A escavação da parede embaixo do elevado, devido a pequena altura disponível, exigiu a utilização de equipamentos com caçamba acionada por cabos de aço.

As gaiolas de armação foram posicionadas em segmentos de 5,0 m, limitados pelo gabarito do elevado Costa e Silva.

As emendas com os segmentos já colocados dentro da escavação, foram feitas através de luvas prensadas. Essas emendas permitiram uma agilização da operação relativamente às emendas soldadas por justaposição inicialmente previstas pelo projeto, reduzindo assim o tempo de permanência da lamela aberta.

A fim de garantir a estabilidade da escavação durante a execução de duas lamelas centrais consecutivas, mais próximas do estaqueamento, de 1,80 m cada, foi necessário aumentar o peso específico da lama bentonítica de 10,5 para 11,5 KN/m<sup>3</sup> (1,05 para 1,15 tf/m<sup>3</sup>), através da adição de baritina.

A verificação da estabilidade das lamelas foi feita utilizando-se os coeficientes de minoração do empuxo ativo, determinados por Piaskowski e citados por Weissenbach (1).

Esses coeficientes consideram o efeito de arqueamento do solo em função do ângulo de atrito do mesmo e da relação entre profundidade e largura de escavação.

Na determinação do coeficiente de segurança da lamela considerou-se a relação global entre empuxos resistentes e solicitantes, desprezando-se os picos em que os empuxos solicitantes superaram os empuxos resistentes. A Fig. 4 indica os diagramas de empuxo solicitante e de empuxo resistente para a lamela crítica junto ao pilar P25.



DIAGRAMAS DE EMPUXO SOLICITANTE E RESISTENTE  
(coef. de segurança ~ 1.15)

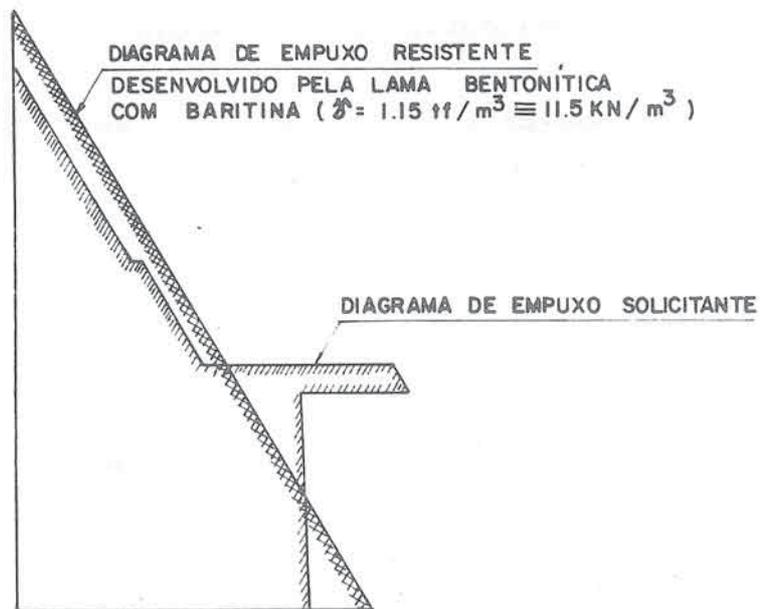


Fig. 4 - Diagramas de empuxo solicitante e resistente para a lamela crítica junto ao pilar P25.

Os empuxos solicitantes por sua vez, constituíram-se do empuxo ativo do solo, do empuxo da água e do empuxo desenvolvido pelas estacas do elevado.

Na determinação do empuxo ativo utilizaram-se os seguintes coeficientes:

- ângulo de atrito interno equivalente -  $32^\circ$
- peso específico saturado -  $19,0 \text{ KN/m}^3$  ( $1,9 \text{ t/m}^3$ )
- peso específico submerso -  $9,0 \text{ KN/m}^3$  ( $0,9 \text{ t/m}^3$ )

O cálculo do empuxo desenvolvido pelas estacas do elevado foi feito utilizando-se as expressões Fröhlich citadas por Weissenbach (1) e que fornecem o empuxo horizontal desenvolvido por uma carga concentrada.

Determinou-se a seção crítica, seção I da Fig. 5 e integrou-se os esforços horizontais desenvolvidos na seção pelas 28 estacas Franki.

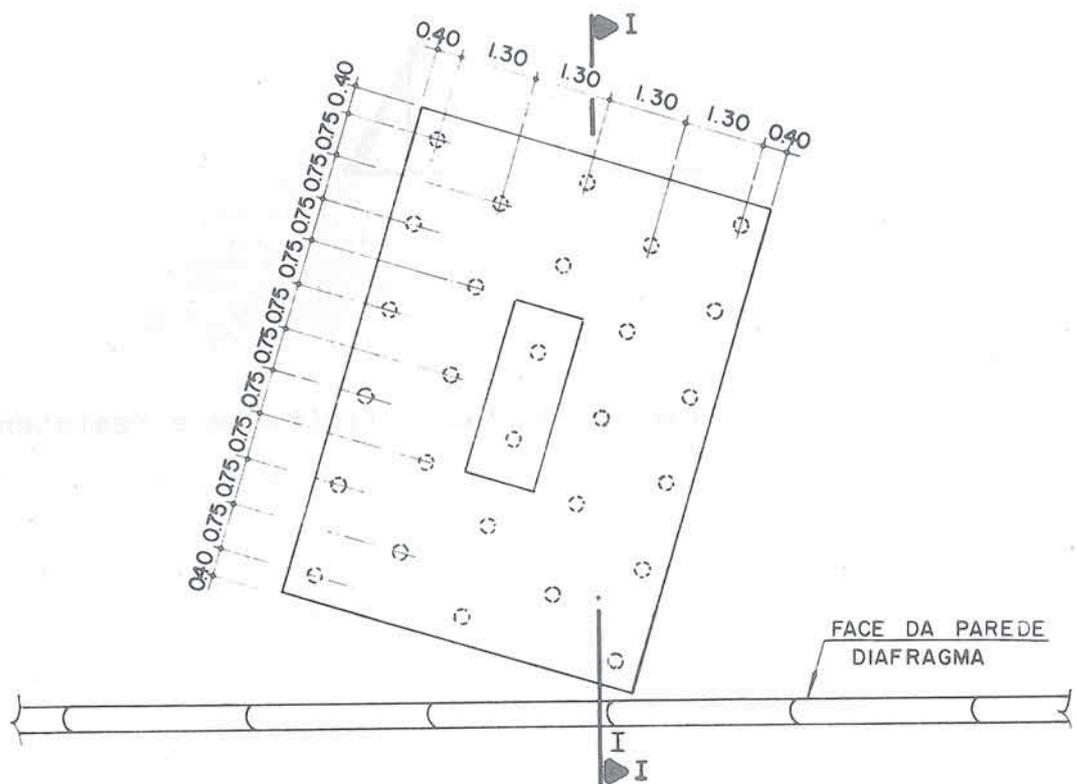


Fig. 5 - Posição das estacas Franki do Pilar P25 em relação à parede diafragma.

A favor da segurança foi adotada para cada estaca a carga de 780,0 KN (78,0 tf). Esta hipótese de carga considera o tabuleiro carregado, uma vez que durante a operação de execução das paredes diafragma o viaduto permanece em tráfego.

Foram analisadas duas hipóteses de transmissão da carga da estaca para o terreno.

A primeira hipótese considerou que 70% da carga fosse introduzida por atrito entre os níveis - 10,0 m e - 14,0 m e 30% por ponta. Na segunda hipótese a porcentagem introduzida por atrito foi admitida 30% e a introduzida por ponta 70%.

Admitiu-se para efeito de cálculo que a transmissão da carga por atrito se fizesse através de cargas concentradas iguais e aplicadas em quatro níveis (V. Fig. 6).

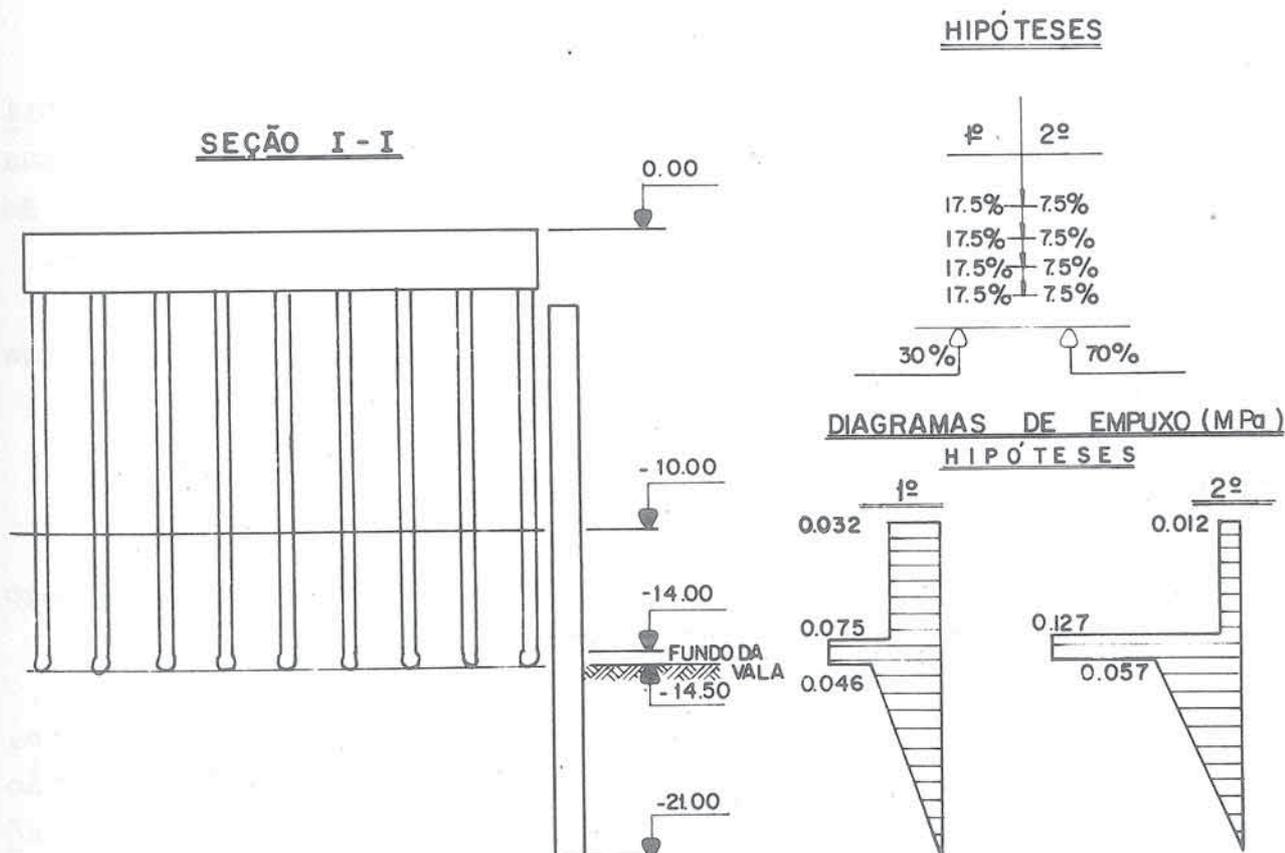


Fig. 6 - Diagramas de empuxo devidos às estacas Franki do pilar P25.

Na determinação deste empuxo desprezou-se o efeito de arqueamento do solo, ficando-se a favor da segurança.

Esse efeito poderia ser considerado para aquelas estacas situadas fora da zona de configuração do arco, o que viria permitir uma diminuição dos empuxos.

No caso em análise, apenas a estaca mais próxima da lamela se encontra dentro da região do arco, sendo ela, entretanto, quem desenvolve a grande parcela de empuxo, aproximadamente 45% do total. As contribuições individuais das outras estacas são relativamente pequenas.

O coeficiente de segurança com o uso de baritina atingiu  $\approx 1,15$ .

### III.3 - ALTERNATIVAS PARA A SUBFUNDAÇÃO DO PILAR P24

Uma vez que o traçado do Metrô cruza o Elevado Costa e Silva exatamente no eixo do pilar P24, interferindo com sua fundação original (bloco sobre estacas), a subfundação do mesmo exige dois apoios laterais e uma viga de transição.

Partindo desse princípio verificou-se que a posição da viga de transição definia dois grupos de soluções possíveis.

#### III.3.1 - Alternativa 1

Nessa primeira alternativa a viga de transição viria logo abaixo do tabuleiro do elevado.

Esta seria executada ao nível do solo e, posteriormente, levantada por meio de macacos hidráulicos até a posição definitiva. Após o posicionamento e escoramento provisório da viga, executar-se-iam os pilares laterais sobre fundação (tubulões) previamente construída.

O apoio contínuo da travessa do tabuleiro sobre a viga de transição seria garantido por uma camada de argamassa fresca colocada sobre a viga de transição que viria preencher os vazios existentes entre as faces de contato.

Posicionados os aparelhos de apoio e aplicada a camada de argamassa acima descrita, a transferência de carga da fundação velha para a nova seria proporcionada pela protensão da viga de transição.

Seguiriam as fases de demolição do pilar, bloco e estacas da fundação original.

A sequência construtiva está indicada na Fig. 7.

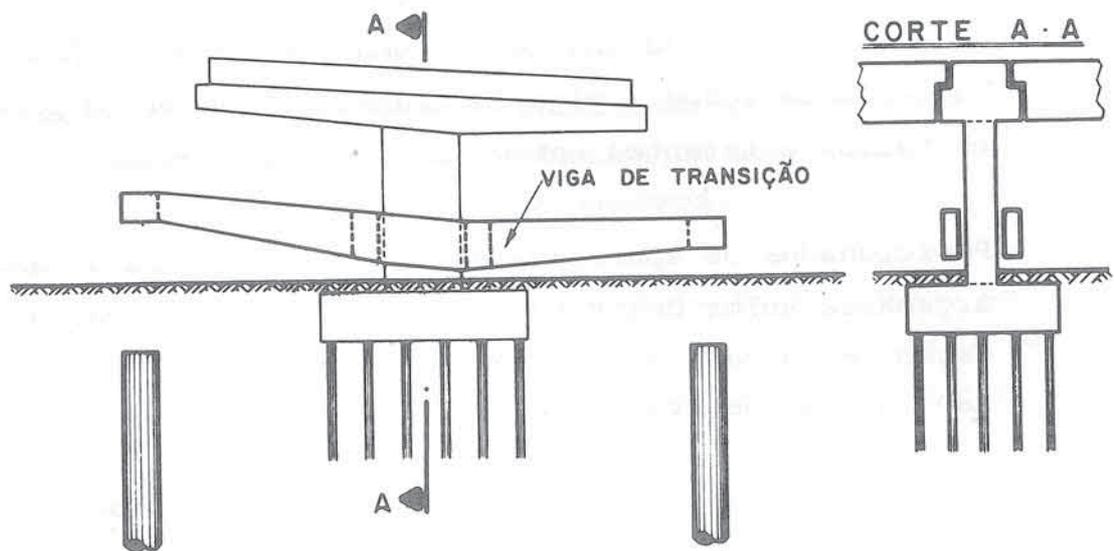


Fig. 7 a

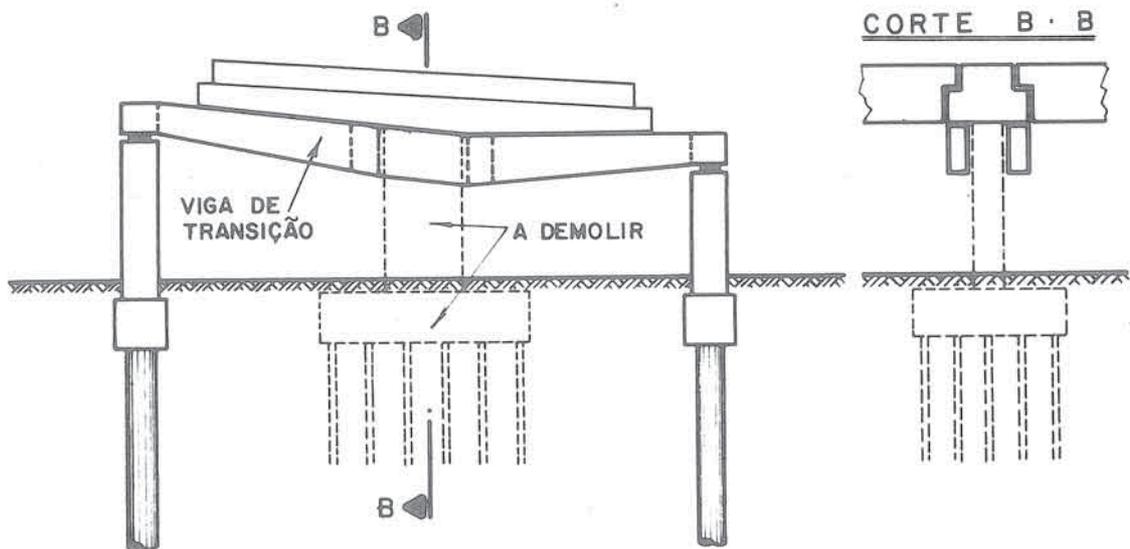


Fig. 7 b

Fig. 7 - Fases executivas da Alternativa 1

- a) Execução dos tubulões e da viga de transição
- b) Posicionamento da viga e execução do bloco e pilar.

### III.3.2 - Alternativa 2

A segunda alternativa reúne todas as soluções em que a viga de transição é projetada ao nível do bloco da fundação original.

#### III.3.2.1 - Alternativa 2.1

A primeira idéia na linha da alternativa 2, seria a da execução de vigas de transição laterais ao bloco original, concretadas contra o mesmo, após o tratamento dessas superfícies através de picoteamento. A solidarização de vigas transição-bloco original, seria ainda garantida por cabos de protensão que atravessariam o bloco em furos previamente executados (V. Fig. 8).

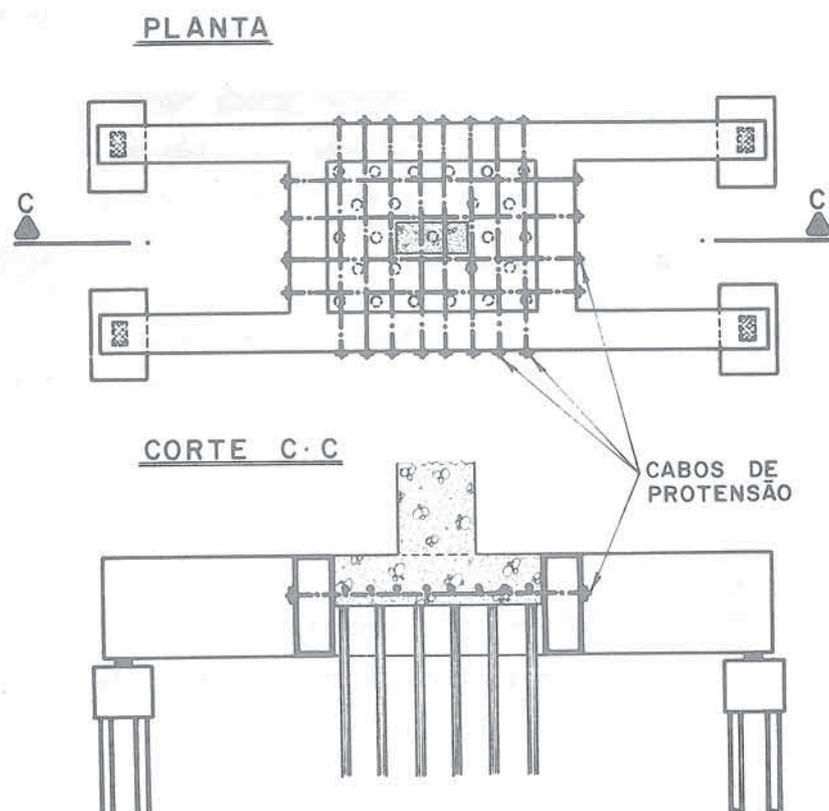


Fig. 8 - Solução de subfundação através de vigas de transição executadas lateralmente ao bloco (Solução 1 da Alternativa 2).

A transferência de carga parcialmente promovida pela protensão seria completada pela utilização de macacos hidráulicos que levantariam a estrutura apoiados sobre a nova fundação.

Os blocos de coroamento deveriam, portanto, prever espaço para os aparelhos de apoio e para os macacos (V. Fig. 9).

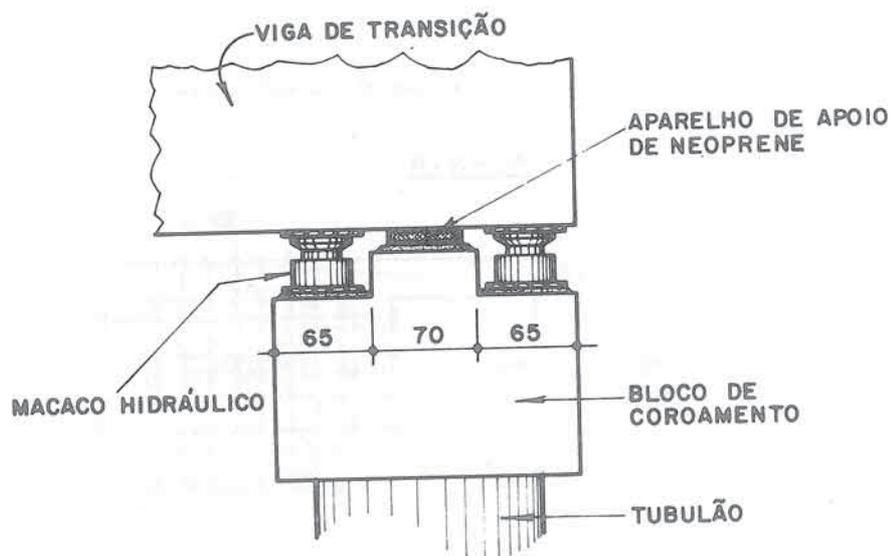


Fig. 9 - Bloco de coroamento com previsão de encaixe para posicionamento de macacos hidráulicos.

Inicialmente tentou-se viabilizar essa solução considerando protensão incompleta, mais precisamente, concreto armado - protendido.

Devido à pequena altura do bloco original e à baixa resistência do concreto ( $f_{ck} = 15,0 \text{ MPa}$ ) ( $150 \text{ Kgf/cm}^2$ ) a que corresponde uma tensão admissível de apenas  $7,50 \text{ MPa}$  ( $75 \text{ Kgf/cm}^2$ ) (segundo a NB-116) isso não foi possível. Optou-se então por protensão completa, sendo necessário prever vigas de transição de 4 m de altura.

### III.3.2.2 - Alternativa 2.2

A segunda idéia seria a de se utilizarem elementos premoldados (metálicos ou protendidos) que passariam sob o bloco original, entre as estacas, transportando transversalmente a carga.

O transporte longitudinal de carga seria também promovido por vigas de transição justapostas ao bloco (V. Fig. 10).

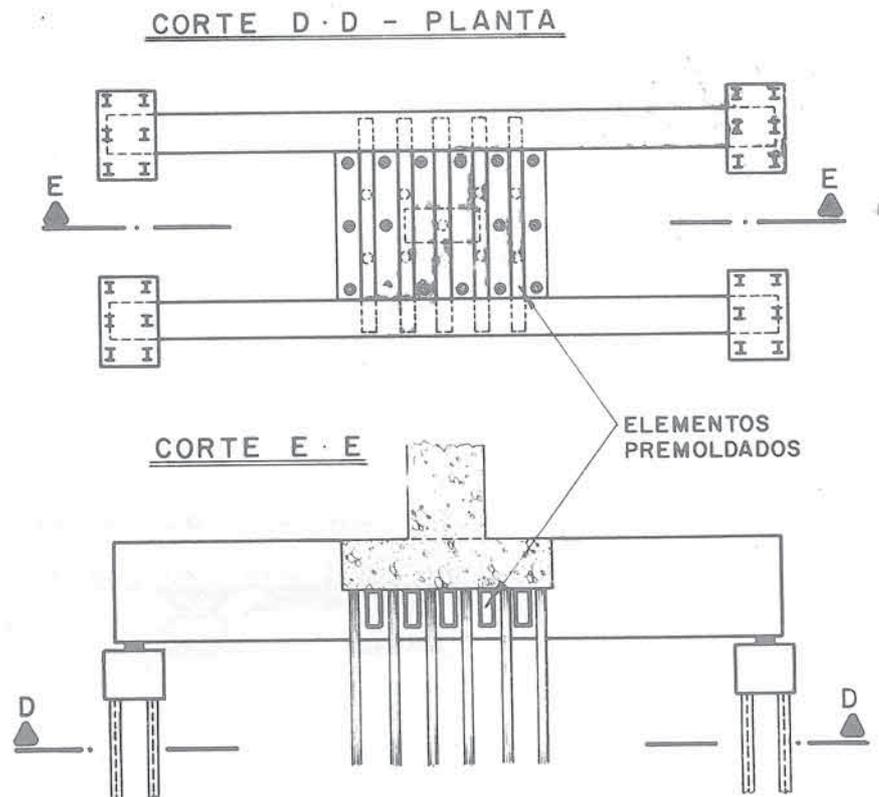


Fig. 10 - Solução de subfundação através de vigas transversais premoldadas ou metálicas, apoiadas em vigas longitudinais, executadas lateralmente ao bloco (Solução 2 da Alternativa 2).

Para que esses elementos premoldados pudessem ser instalados, seria necessário cortar algumas estacas.

Seria preciso, então, verificar o bloco original, considerando-o apoiado apenas sobre as estacas restantes. Acontece que, mesmo considerando todas as estacas, o bloco estava no limite das condições regulamentares (devido a sua pequena altura).

Não conviria, portanto, sobrecarregá-lo com o corte de algumas estacas (no mínimo 8 estacas cortadas sobre as 25 existentes).

A solução baseada em elementos premoldados, alternativa 2.2, ficava assim descartada.

### III.3.3 - COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES

Do ponto de vista estrutural a alternativa 1 tem algumas vantagens:

Em primeiro lugar a carga da viga de transição seria diminuída do peso do bloco e do pilar.

Em segundo lugar, a alternativa 1 corresponde a um menor caminhamento de carga.

As vigas do tabuleiro apoiando-se diretamente sobre a viga de transição correspondem a uma carga praticamente distribuída, enquanto na alternativa 2.1 toda a carga desce pelo pilar, praticamente concentrada.

No entanto, do ponto de vista arquitetônico o mesmo não acontece.

A alternativa 1, além de quebrar a uniformidade arquitetônica do elevador, apresenta um grave problema de gabarito. O gabarito sob o elevador ficaria limitado a uma altura da ordem de 3 m.

Na realidade essa solução só poderia ser aceita como uma solução provisória, exigindo-se uma obra definitiva subsequente.

Construtivamente as duas soluções apresentam aproximadamente as mesmas dificuldades, mas economicamente a balança pende de novo para a alternativa 2.1. Ao se imaginar a alternativa 1 como solução definitiva, seu custo não deveria ser inferior ao da alternativa 2.1.

Embora as vigas de transição fossem menores, na alternativa 1 seria necessário executar dois pilares e dois blocos, resultando um volume de concreto equivalente.

A alternativa 1 prevê ainda a demolição do pilar e do bloco existente cujo custo é considerável.

A análise desses fatores levou a que se optasse pela alternativa 2.1.

#### III.3.4 - SOLUÇÃO DEFINITIVA - Alternativa 3

No desenvolvimento do projeto executivo, baseado na alternativa 2.1, verificou-se que o bloco, no que diz respeito ao cisalhamento, estava em condição crítica.

Como a esses esforços ainda deveriam ser superpostos os provenientes do atual trabalho da estrutura (problema da deformação imposta ou inicial discutido no item V, subitem 3.2) a verificação do cisalhamento simplesmente não satisfaria as condições de norma.

Resolveu-se então criar o sub-bloco, concretado sob o bloco original, entre as estacas.

Essa alteração veio a facilitar a execução, uma vez que os cabos de protensão puderam ser alojados neste sub-bloco, eliminando-se a furação do bloco existente.

Desta forma chegou-se à solução definitiva do projeto executivo (V. Fig. 11).

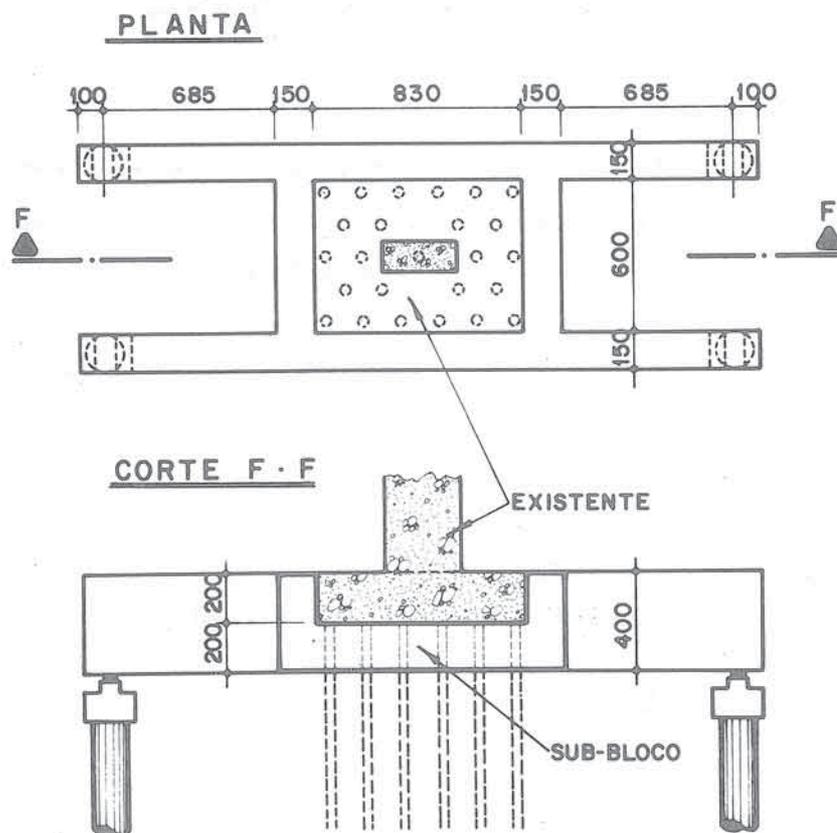


Fig. 11 - Solução adotada para a subfundação.

Vale a pena observar que essa solução não deixa de ser uma extensão da solução 2.2, bastando para tanto substituir as vigas premoldadas pelo sub-bloco, moldado in loco.

O sub-bloco seria protendido longitudinal e transversalmente, de modo a garantir a solidarização ao bloco existente, e as vigas seriam protendidas longitudinalmente. Durante a fase executiva da vala essas vigas apoiariam-se nos tubulões através de aparelhos de apoio de elastômero armado. Antes do reaterro, seria feita a solidarização dos tubulões às vigas, através da concretagem do espaço vazio entre estes dois elementos. Os aparelhos, na fase final, ficariam portanto imobilizados, tornando a estrutura aporricada para cargas acidentais, quando todo o efeito das cargas permanentes (~85% do total) já teria se estabilizado durante as fases de execução do túnel.

A transferência de carga seria feita, inicialmente, através do levantamento dos quatro apoios das vigas por intermédio de 8 macacos hidráulicos.

Esta solução de transferência de carga, como se verá posteriormente, foi abandonada no projeto definitivo.

#### IV - DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

##### IV.1 - SISTEMA ESTRUTURAL

A solução adotada para a subfundação, conforme já se mencionou, constitui-se de um sub-bloco que envolve todo o bloco existente. Este sub-bloco está apoiado, através de duas vigas principais, em quatro tubulões cravados praticamente tangentes à vala (V. DE-3.04.01.08/6A1-102).

A estrutura é protendida, longitudinal e transversalmente, de maneira que as tensões entre faces laterais do bloco existente e do sub-bloco são quase que em sua totalidade de compressão.

A ligação entre o bloco existente e o sub-bloco seria garantida não apenas pela aderência entre os concretos desses blocos mas também pelos segmentos de estaca Franki imersos no sub-bloco (V. Fig. 12).

O sistema estrutural final é hiperestático, constituído por um bloco ligado a duas vigas simplesmente apoiadas nos tubulões através de aparelhos de apoio de elastômero armado.

Este sistema estrutural final só passaria a funcionar depois de se proceder à transferência das cargas do sistema existente (bloco sobre estacas), para o sistema intermediário, (subfundação sobre estacas e tubulões), e deste para o sistema final.

A Fig. 12 apresenta os tres sistemas mencionados.

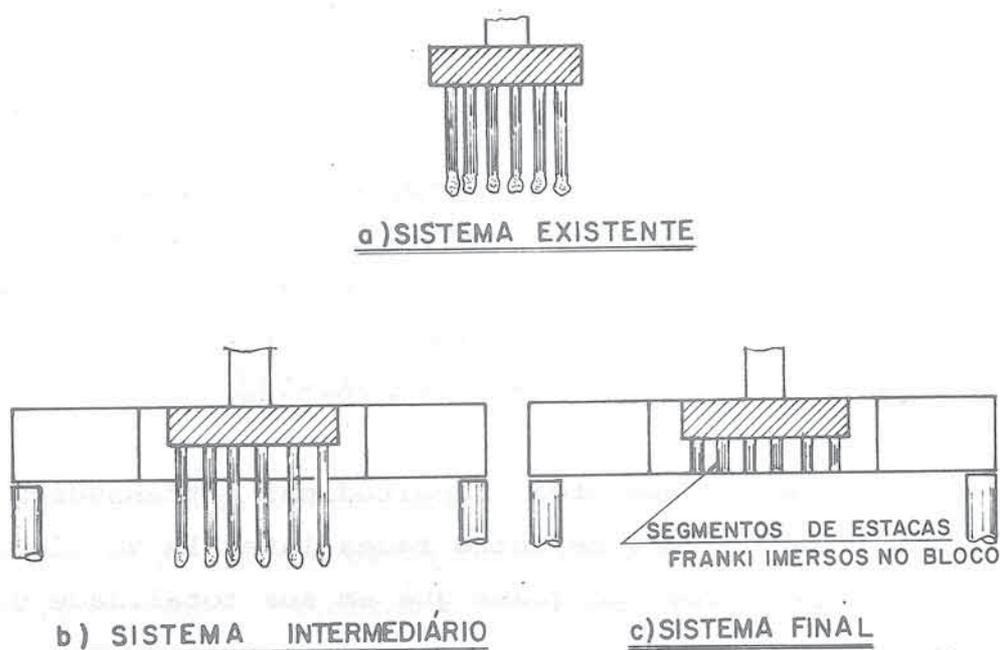
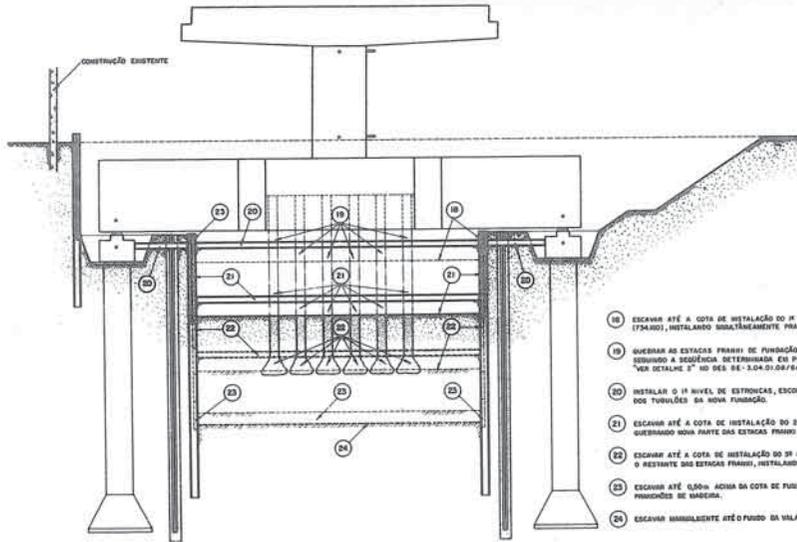


Fig. 12 - Sistemas Estruturais

Como a estrutura da subfundação seria protendida quando ainda apoiada sobre as estacas e tubulões (sistema intermediário), tornou-se imprescindível conhecer os valores das cargas transferidas para os tubulões, durante a protensão, a fim de se evitar que a estrutura da subfundação fissurasse em decorrência de sua protensão em vazio.

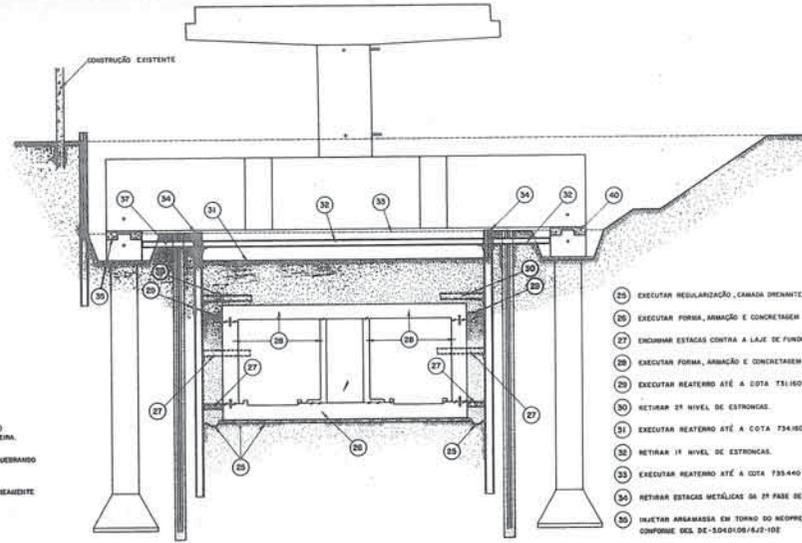
A Fig. 13 indica as tensões na junção da viga com o bloco para o caso de protensão sem transferência de carga para os novos apoios (sistema isostático) e para o caso de transferência de carga das estacas para os tubulões (efeito hiperestático de protensão). Se porventura as cargas transferidas para

FASE 4



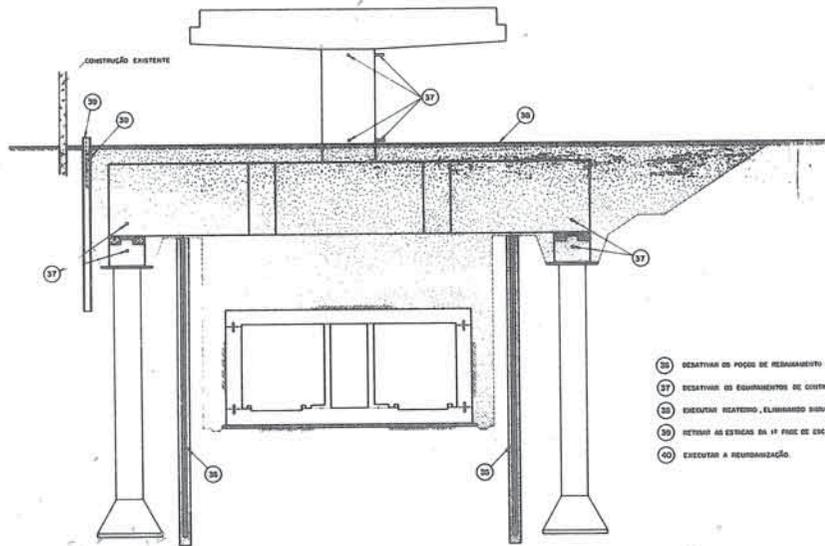
- 18 ESCAVAR ATÉ A COTA DE INSTALAÇÃO DO 1º NÍVEL DE ESTRONCAS (734,00), INSTALANDO SIMULTANEAMENTE FRANÇÕES DE MADEIRA.
- 19 QUEBRAR AS ESTACAS FRASIS DE FUNDIÇÃO DO BLOCO EXISTENTE, SEQUENCIANDO A SEQUÊNCIA DETERMINADA EM PROJETO. VER DETALHE 2º DO DEB DE-3.04.01.08/6A1-103
- 20 INSTALAR O 1º NÍVEL DE ESTRONCAS, ESCORANDO TAMBÉM A CABEÇA DOS TUBULÕES DA NOVA FUNDIÇÃO.
- 21 ESCAVAR ATÉ A COTA DE INSTALAÇÃO DO 2º NÍVEL DE ESTRONCAS (731,00) QUEBRANDO SÓNA PARTE DAS ESTACAS FRASIS, INSTALANDO FRANÇÕES DE MADEIRA.
- 22 ESCAVAR ATÉ A COTA DE INSTALAÇÃO DO 3º NÍVEL DE ESTRONCAS (728,00), QUEBRANDO O RESTANTE DAS ESTACAS FRASIS, INSTALANDO FRANÇÕES E ESTRONCAS.
- 23 ESCAVAR ATÉ 0,50m ACIMA DA COTA DE FUNDO DA VALA INSTALANDO SIMULTANEAMENTE FRANÇÕES DE MADEIRA.
- 24 ESCAVAR SIMULTANEAMENTE ATÉ FUNDO DA VALA.

FASE 5



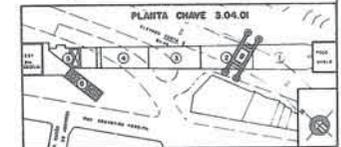
- 25 EXECUTAR REGULARIZAÇÃO, CAMADA DRENANTE E LAJÃO.
- 26 EXECUTAR FORMA, ARMADURA E CONCRETAGEM DA LAJE DE FUNDO.
- 27 ENCHER ESTACAS CONTRA A LAJE DE FUNDO ELIMINANDO O 2º NÍVEL DE ESTRONCAS.
- 28 EXECUTAR FORMA, ARMADURA E CONCRETAGEM DAS PAREDES DE COBERTURA.
- 29 EXECUTAR REATEIRO ATÉ A COTA 731,00, ELIMINANDO FRANÇÕES DE MADEIRA.
- 30 RETIRAR 2º NÍVEL DE ESTRONCAS.
- 31 EXECUTAR REATEIRO ATÉ A COTA 734,00, ELIMINANDO FRANÇÕES DE MADEIRA.
- 32 RETIRAR 1º NÍVEL DE ESTRONCAS.
- 33 EXECUTAR REATEIRO ATÉ A COTA 735,440, ELIMINANDO FRANÇÕES.
- 34 RETIRAR ESTACAS METÁLICAS DA 2ª FASE DE ESCAVAÇÃO.
- 35 INJETAR ARGAMASSA EM TORNO DO REDUPRE PARA PROTEÇÃO DO MESMO CONFORME DEB DE-3.04.01.08/6A2-102.

FASE 6



- 36 DESATIVAR OS POÇOS DE RESUMAMENTO DO LÊNQUIL FREÁTICO.
- 37 DESATIVAR OS EQUIPAMENTOS DE CONTROLE DA ESTRUTURA.
- 38 EXECUTAR REATEIRO, ELIMINANDO SIMULTANEAMENTE OS FRANÇÕES DE MADEIRA.
- 39 RETIRAR AS ESTACAS DA 1ª FASE DE ESCAVAÇÃO.
- 40 EXECUTAR A REGULARIZAÇÃO.

DESENHOS COMPLEMENTARES  
 DE-3.04.01.08/6A1-101: METODO CONSTRUTIVO  
 DE-3.04.01.08/6A1-102: METODO CONSTRUTIVO-DETALHES  
 DE-3.04.01.08/6A2-103: INSTRUMENTAÇÃO



<p>DESENHADO: [assinatura]</p>		<p>PROJETO: [assinatura]</p>		<p>DE-3.04.01.08/6A1-101: FORMA E LIGAÇÃO DO BLOCO F</p> <p>DE-3.04.01.08/6A1-102: ARMADURA DO BLOCO DE FUNDIÇÃO DO PIR DO ELEV. CONTR. E VALA</p> <p>DE-3.04.01.08/6A1-103: FORMA DO BLOCO DE FUNDIÇÃO DO PIR DO ELEV. CONTR. E VALA</p>		<p><b>maubertec</b>                  engenharia e projetos ltda                  Rua... nº... São Paulo, SP</p>		<p>E-237</p>		<p>COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO - Metrô</p> <p>LINHA LESTE DESTA</p> <p>ESTACIONAMENTO CONSTRUTIVO PARA O PÓDIO "WHEEL" DE 1ª FASE DO ELEVADO</p> <p>DE-3.04.01.08/6A1-102</p>	
--------------------------------	--	------------------------------	--	---	--	---	--	--------------	--	---	--

os tubulões não fossem suficientes para o desenvolvimento de tensões de compressão na borda superior da viga que anulassem as tensões de tração do sistema isostático, poderia ocorrer o fissuramento mencionado.

O conhecimento da distribuição da carga nos tubulões e nas estacas seria também importante no início da fase de corte das estacas, isto é, na passagem do sistema intermediário para o final. O objetivo a ser alcançado seria obter-se, na fase final, os valores mínimos possíveis para as cargas nas estacas, para que, durante o seu seccionamento, a estrutura da subfundação praticamente não sofresse acréscimos de carga.

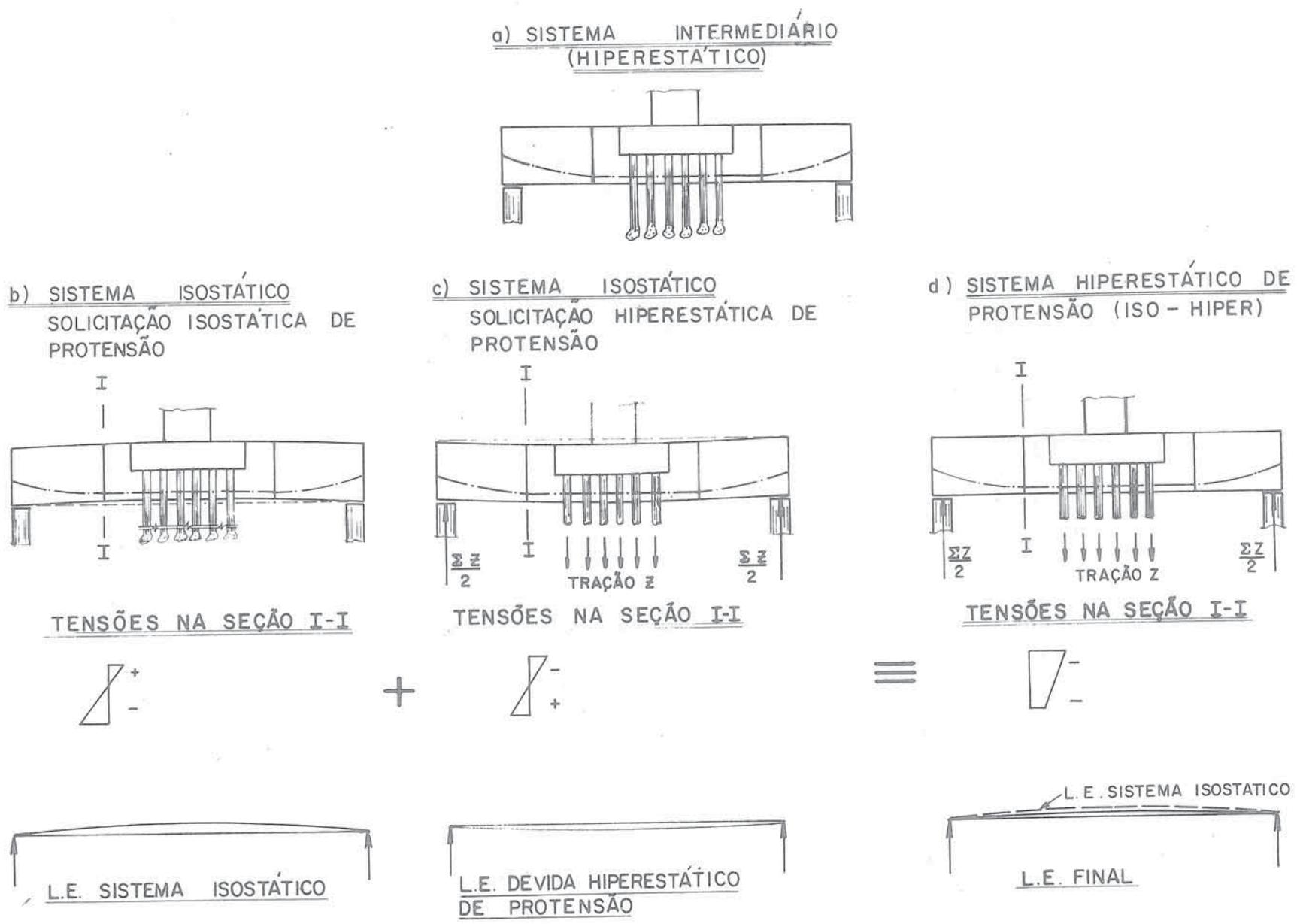


Fig. 13 - Caracterização do efeito da protensão no sistema intermediário.

## IV.2 - CÀRREGAMENTOS

Para a determinação dos carregamentos foram considerados dois trens-tipo: o trem-tipo classe 36 da NB-6 e o trem-tipo adotado pela Prefeitura de São Paulo, que é o de  $10 \text{ KN/m}^2$  ( $1,0 \text{ tf/m}^2$ ) uniformemente distribuída nas pistas de rolamento, sem coeficiente de impacto (V. Fig. 14).

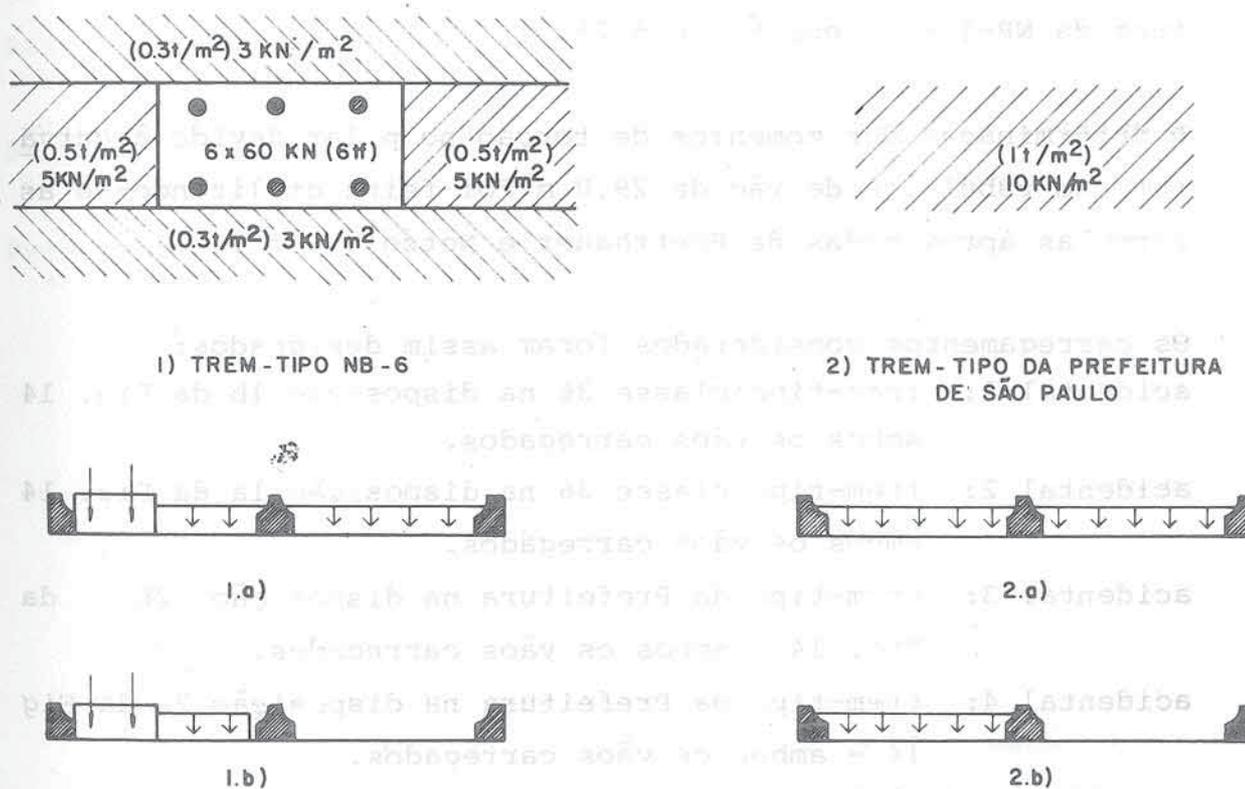
TRENS - TIPO

Fig. 14 - Trens-tipo

Para cada trem-tipo foram analisadas duas posições transversais de carga (V. Fig. 14).

A primeira disposição fornece reação máxima com momento de torção concomitante, e segunda fornece momento de torção máximo com a força cortante concomitante.

O coeficiente de impacto adotado para o trem-tipo da NB-6 foi o prescrito pela NB-2,  $\phi = 1,4 - 0,007 l \geq 1,00$ .

Os trens-tipo foram ainda majorados de 1,2 para atender aos itens de verificação de tensões admissíveis e segurança à ruptura da NB-116 (itens 5.1 e 5.2).

A determinação dos momentos de torção no pilar devido à curvatura do tabuleiro de vão de 29,0 m foi feita utilizando-se as fórmulas aproximadas de Bretthauer e Notzold (2).

Os carregamentos considerados foram assim designados:

- acidental 1: trem-tipo classe 36 na disposição 1b da Fig. 14 ambos os vãos carregados.
- acidental 2: trem-tipo classe 36 na disposição 1a da Fig. 14 ambos os vãos carregados.
- acidental 3: trem-tipo da Prefeitura na disposição 2b da Fig. 14 - ambos os vãos carregados.
- acidental 4: trem-tipo da Prefeitura na disposição 2a da Fig. 14 - ambos os vãos carregados.
- acidental 5: trem-tipo da Prefeitura na disposição 2a da Fig. 14 - só o vão de 36 m carregado - este carregamento fornece o máximo momento longitudinal.

TABELA 1

## ESFORÇOS SOLICITANTES NA FACE INFERIOR DO BLOCO

CARREGAMENTO	V (KN)	$H_{\ell}$ (KN)	$H_t$ (KN)	$M_{\ell}$ (KNm)	$M_t$ (KNm)
Perm. + vento	14630	-	230,0	1938	4778
Perm. + acid. 1 + horiz.	15910	141,0	187,0	3404	10600
Perm. + acid. 2 + horiz.	16930	"	"	3616	7670
Perm. + acid. 3 + horiz.	17590	"	"	3957	13670
Perm. + acid. 4 + horiz.	20500	"	"	4414	6261
Perm. + acid. 5 + horiz.	17910	"	"	8034	4740

Consideraram-se ainda os seguintes carregamentos horizontais de acordo com a NB-2:

longitudinalmente - frenagem

transversalmente - força centrífuga e vento

Os efeitos de temperatura, retração e deformação lenta foram desprezados uma vez que se trata de um pilar central, onde os esforços aplicados pelos tabuleiros que chegam ao pilar tendem a se autoequilibrar.

Na Tabela 1 indicam-se os esforços solicitantes, no nível da face inferior do bloco.

Na Tabela 1, além das cargas, consideraram-se ainda o peso próprio da subfundação (sub-bloco e vigas longitudinais), uma camada de aterro de 1,0 m de espessura sobre o bloco e uma carga acidental de  $10 \text{ KN/m}^2$  ( $1 \text{ tf/m}^2$ ) sobre esse aterro. A favor da segurança admitiu-se a possibilidade de se ter o aterro, adjacente ao bloco, mais flexível, possibilitando, através do recalque diferencial, solo-estrutura, a sobrecarga no bloco, com o desenvolvimento de uma cunha de aterro de  $45^\circ$ . A Fig. 15 ilustra a hipótese adotada.

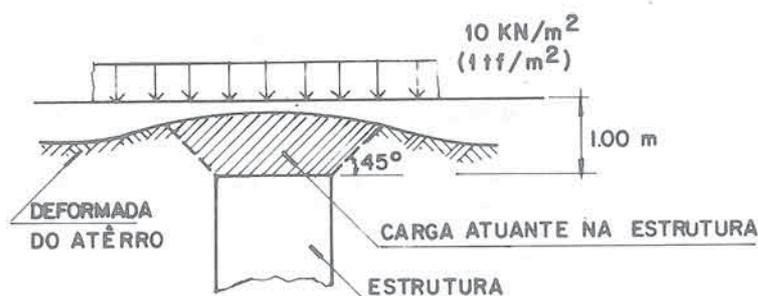


Fig. 15 - Carregamento devido ao aterro sobre a estrutura.

#### IV.3 - ESFORÇOS SOLICITANTES

##### IV.3.1 - Prê dimensionamento - modelo 1

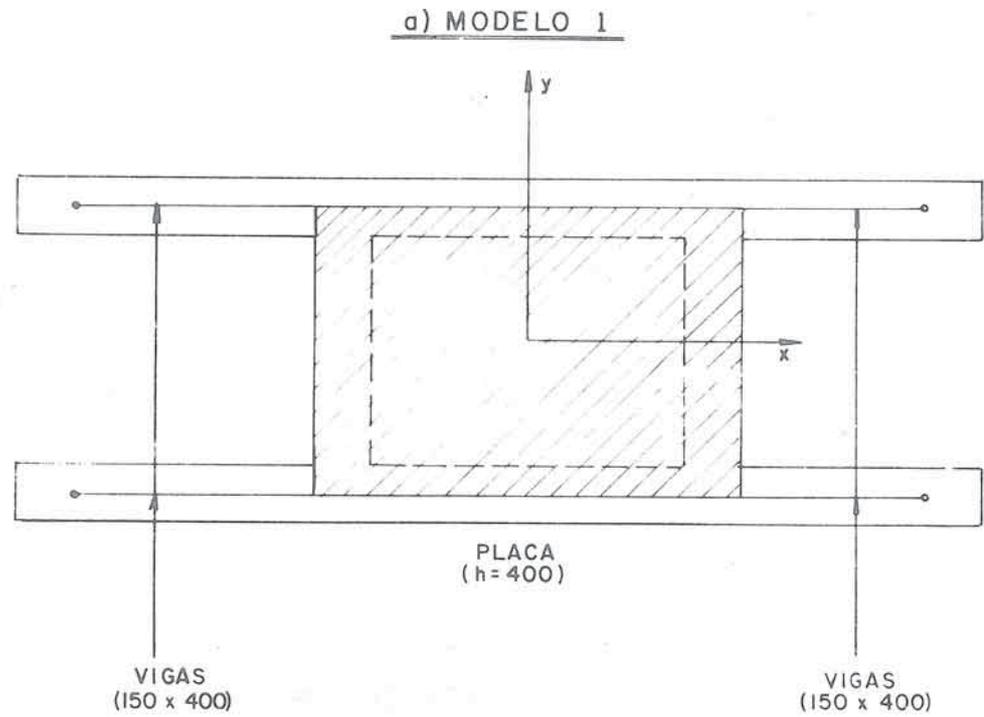
Para a avaliação dos esforços solicitantes, atuantes na estrutura, de maneira a se poder fazer o pré dimensionamento e o lançamento dos cabos, utilizou-se um sistema estrutural simples que foi denominado modelo 1.

Neste modelo considerou-se o bloco funcionando como uma laje, apoiada nos quatro tubulões através das vigas (sistema final) conforme a Fig. 16.

No modelo desprezaram-se os seguintes efeitos:

- a) deformação por esforço cortante;
- b) tensões normais nos planos horizontais ( $\sigma_z$ );
- c) o estado inicial de tensões no bloco existente sobre as es tacas.

A determinação dos esforços solicitantes foi feita superpondo se os esforços de uma laje apoiada pontualmente nos 4 cantos, com os momentos introduzidos pelas vigas nesses mesmos 4 can tos (V. Fig. 16). Os esforços de laje foram determinados por meio das tabelas do Stiglat e Wippel (3).



b) SISTEMA ESTRUTURAL  
ADOTADO

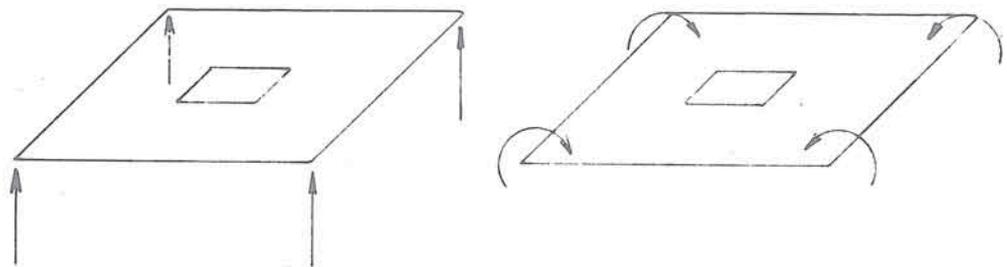


Fig. 16 - Sistema estrutural utilizado para a avaliação dos esforços solicitantes (Modelo 1).

#### IV.3.2 - Dimensionamento - modelos 2A e 2B

No dimensionamento final foram utilizados dois modelos de nominados 2A e 2B.

##### Modelo 2A -

O modelo 2 A foi empregado para a análise da estrutura, sem levar em consideração as tensões iniciais do bloco existente.

Neste modelo as estacas e os tubulões foram simulados por molas, o bloco foi discretizado em elementos finitos planos triangulares e as vigas simuladas por barras.

A Fig. 17 mostra a malha de elementos finitos.

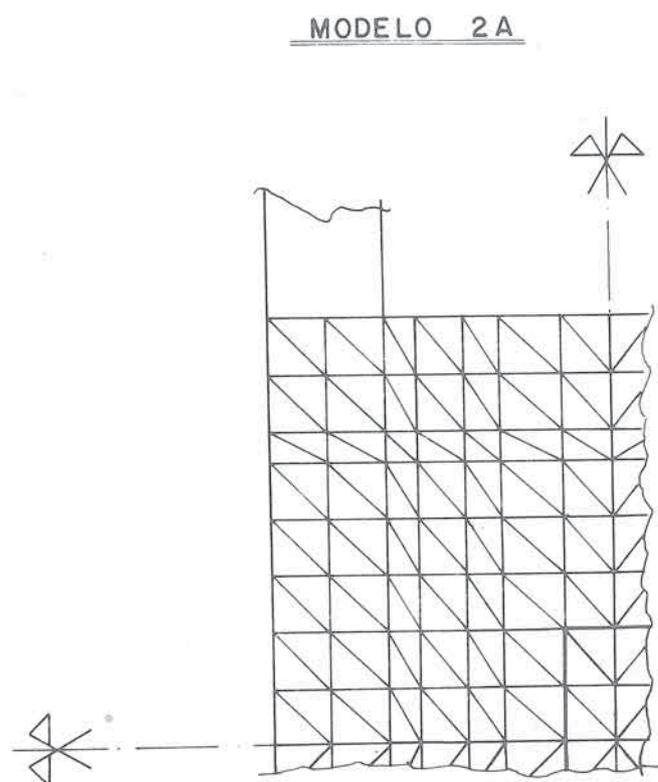


Fig. 17 - Malha de elementos finitos do modelo 2A.

Com o objetivo de avaliar os efeitos da deformação por cisalhamento, aplicou-se o programa de elementos finitos Stardyne para placas espessas.

Na determinação das características das molas, admitiu-se que as estacas e tubulões estivessem livres no fuste e assentes nas suas extremidades sobre apoios indeformáveis.

Na realidade, as estacas e os tubulões estão confinados no terreno ao longo de seus fustes, e apoiados nas suas extremidades sobre o solo que é deformável.

A transmissão da carga para o solo se faz por atrito e por ponta, resultando ao longo do fuste uma carga normal variável, diferentemente do que acontece com o modelo adotado em que a carga é constante (V. tb. item V.6).

A deformação das estacas e tubulões, devido a carga normal aplicada, é obtida pela soma das deformações elásticas dos fustes das estacas e tubulões com as deformações do solo.

Essas duas deformações, no modelo adotado, passaram a ser representadas pelas deformações elásticas do fuste.

Admitiu-se para o concreto um módulo de elasticidade de 30000 MPa ( $300000 \text{ kgf/cm}^2$ ).

O estudo com o modelo 2A foi dividido em tres fases, correspondentes às tres etapas de transferência de carga (V. Fig. 12):

1ª Fase - Estrutura apoiada sobre estacas e tubulões, considerando-se os seguintes carregamentos:

- a) peso próprio da transição (sem incluir peso próprio da estrutura existente);
- b) protensão transversal do bloco;
- c) protensão longitudinal do bloco;
- d) protensão longitudinal das vigas.

Com o carregamento a) procurou-se determinar qual a carga da transição que vai para os tubulões e para as estacas. Após a concretagem da transição, a sua carga atua sobre o terreno e somente após a protensão, quando a estrutura se destaca do solo, é que essa carga passa a atuar nos tubulões e estacas.

Os carregamentos b), c), d) permitem avaliar a transferência de carga das estacas para os tubulões, proporcionada pela protensão, conforme já mencionado no item IV.1 (hiperestático de protensão).

2ª Fase - Estrutura apoiada sobre as estacas considerando-se os seguintes carregamentos:

- a) peso próprio do elevado, peso próprio da transição, protensão, transferência de carga através de macaqueamento nos apoios sobre os tubulões;
- b) recalque diferencial, introduzido através da aplicação de 1000 KN (100 tf) em um dos tubulões, que correspondeu a um recalque diferencial de 5 mm.

O carregamento a) procura estudar as cargas e tensões nas estacas para a situação de transferência de carga feita através de macaqueamento nos apoios. Para simular essa situação, determinaram-se os valores de carga nos tubulões para a situação da subfundação estar somente apoiada sobre eles. Esses valores foram então introduzidos como cargas aplicadas nos quatro apoios.

O carregamento b) foi analisado a fim de se obter os efeitos de um recalque diferencial, através de diferenças de níveis durante a operação de macaqueamento ou diferença de comportamento de um tubulão para outro.

Conforme se detalhará no item método construtivo (item IV.7.2), a idéia inicial era a de se promover a transferência de carga através do levantamento da estrutura, por meio de oito macacos hidráulicos.

3ª Fase - Estrutura apoiada apenas sobre os tubulões, considerando-se os seguintes carregamentos:

- a) peso próprio do elevado
- b) peso próprio da transição
- c) protensão
- d) carregamento acidental 3
- e) carregamento acidental 4
- f) carregamento acidental 5
- g) cargas ao nível da rua
- h) recalque diferencial

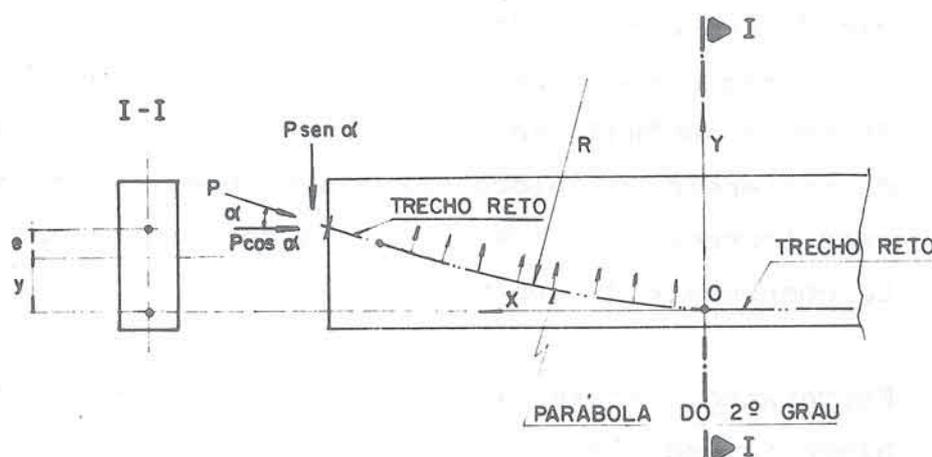
Estes carregamentos procuram estudar as tensões e solicitações na estrutura no seu estágio final após o corte das

estacas. A adoção dos carregamentos acidentais 3, 4 e 5 resultou do fato de serem os mais críticos.

Em todas as fases, o carregamento de protensão foi aplicado na estrutura através da simulação usual em que se transformam as forças decorrentes da mudança de direção do cabo em cargas uniformemente distribuídas.

Considerando-se o cabo da Fig. 18 tem-se:

#### a) ESFORÇOS INTRODUZIDOS PELO CABO NA ESTRUTURA



#### b) SISTEMAS DE ESFORÇOS EQUIVALENTES

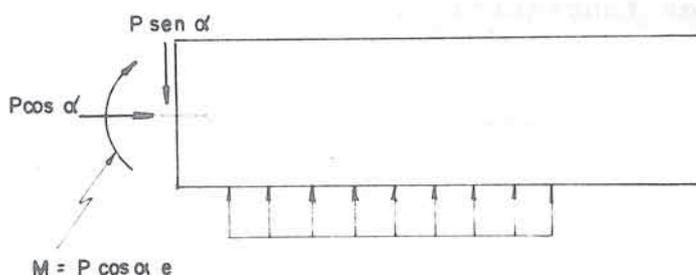


Fig. 18 - Simulação dos esforços introduzidos pelo cabo de protensão na estrutura.

$$y = ax^2$$

$$y'' = \frac{1}{R} = 2a$$

$$p = \frac{P}{R} \cos\alpha \approx 2a P$$

Na expressão de  $p$  pode-se adotar  $\cos\alpha \approx 1$  uma vez que os  $\alpha$  são relativamente pequenos.

#### Modelo 2B -

O modelo 2B foi elaborado com o objetivo de se avaliar o estado de tensão inicial do bloco existente e o seu efeito na estrutura da subfundação. Isto porque, durante a execução do sub-bloco e das vigas, o bloco existente estará carregado e a estrutura da sub fundação sem carga. À medida que a subfundação começa a ser carregada, por ocasião da protensão, o bloco existente começa a ser aliviado de suas tensões iniciais e passa a ser carregado como elemento componente da subfundação.

Entretanto, ao ser aliviado de suas tensões iniciais, o bloco tem suas deformações impedidas pela estrutura do sub bloco concretada contra ele. Esse impedimento irá desenvolver um estado de tensão autoequilibrado, conforme se indica na Fig. 19 (na Fig. 19 deixou-se de indicar as tensões tangenciais).

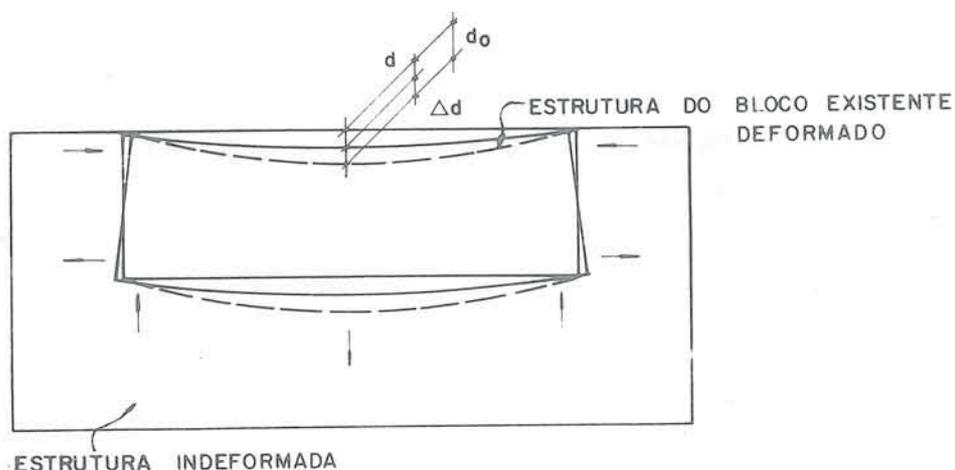


Fig. 19 - Esforços autoequilibrados resultantes da deformação impedida do bloco pelo sub-bloco.

No modelo 2B, a simulação das duas estruturas, isto é, bloco existente e sub-bloco, foi feita através de duas grelhas superpostas e ligadas entre si, verticalmente, nos nós, através de barras de rigidez praticamente infinita.

Na Fig. 20 indica-se o sistema e a discretização adotados. Além da aproximação da simulação da placa por uma grelha, admitiu-se ainda que a rigidez à torção das vigas da grelha fosse nula. Essa hipótese fez-se necessária para viabilizar a simulação das deformações iniciais do bloco existente por uma variação de temperatura.

Considerou-se que a influência da hipótese de rigidez nula à torção na redistribuição dos esforços fosse pequena.

Os momentos de flexão da grelha resultariam, entretanto, maiores do que na estrutura real, o que para efeito de verificação de tensões de flexão é a favor da segurança.

É interessante observar que para se obter o mesmo efeito das deformações iniciais, foi necessário aplicar um gradiente de temperatura que provocasse deformações em sentido contrário ao existente no bloco.

Os momentos de flexão da grelha resultariam, entretanto, maiores do que na estrutura real, o que para efeito de verificação de tensões de flexão é a favor da segurança.

É interessante observar que para se obter o mesmo efeito das deformações iniciais, foi necessário aplicar um gradiente de temperatura que provocasse deformações em sentido contrário ao existente no bloco.

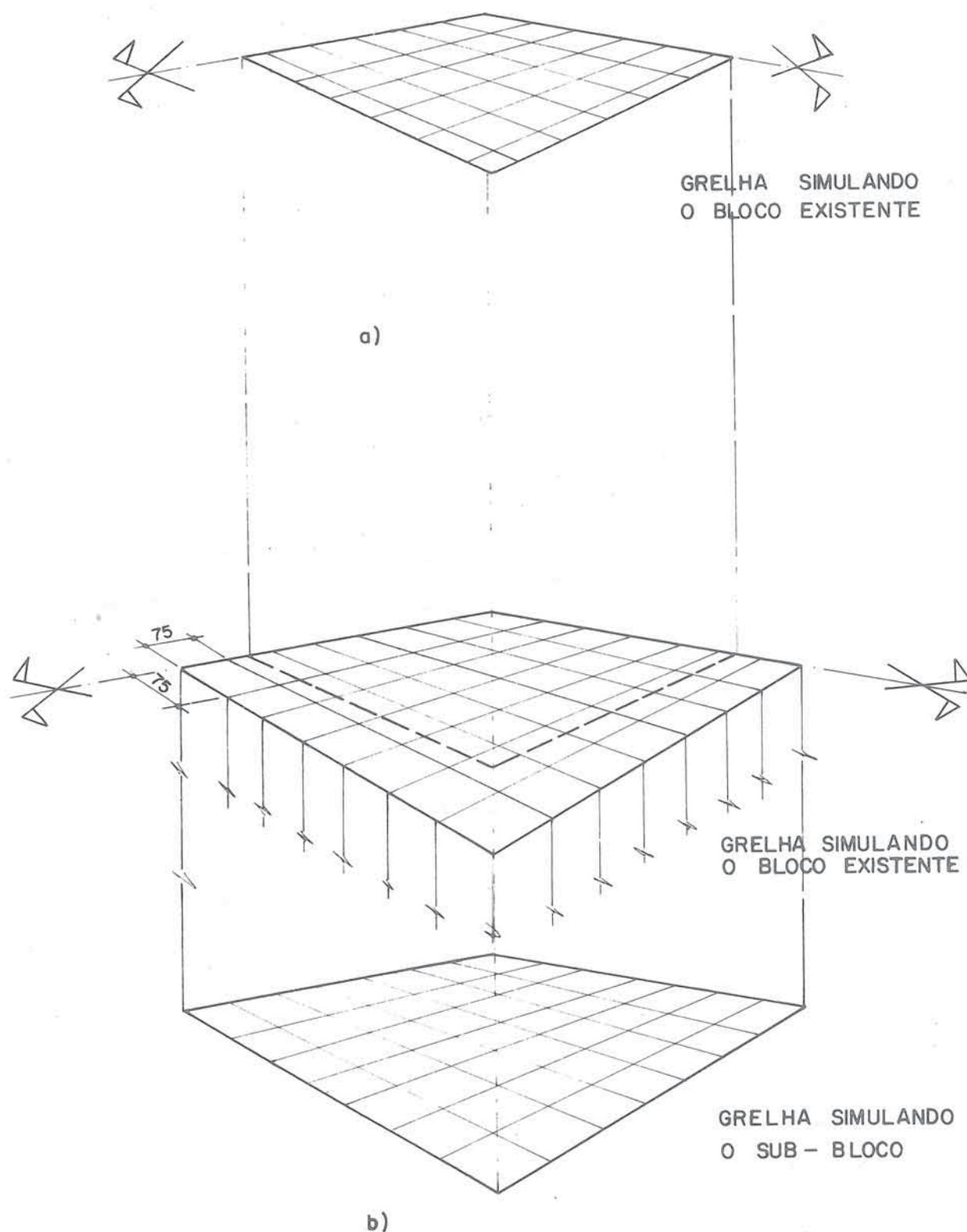


Fig. 20 - Simulação em grelha modelo 2B

- a) simulação do bloco existente , mod. 2B, 1<sup>a</sup> Fase
- b) simulação do bloco existente e sub-bloco, mod. 2B, 2<sup>a</sup> Fase.

Na Fig. 21 indicam-se as deformadas e os esforços no bloco existente e no sub-bloco para a situação real e para a simulação.

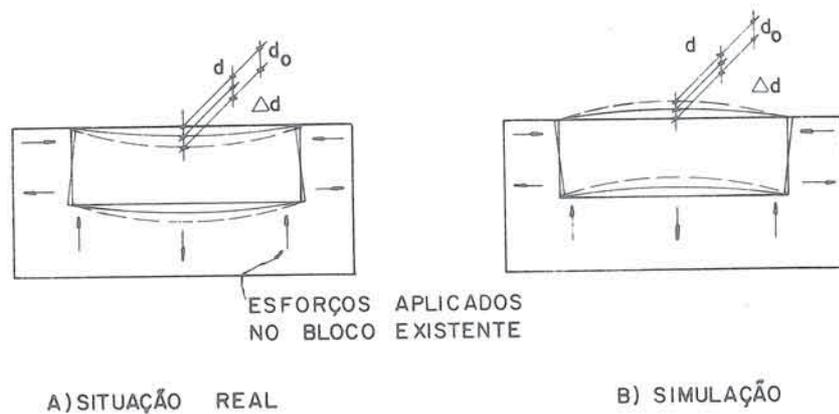


Fig. 21 - Deslocamentos e esforços solicitantes no bloco existente e no sub-bloco para a situação real e para a simulação.

- a) deslocamentos iniciais e finais no bloco existente, com os esforços autoequilibrados aplicados pelo sub-bloco.
- b) deslocamentos devidos à variação de temperatura, simulando a situação do caso a).

Observa-se que, quando as estacas são descarregadas, o bloco existente tende a retornar a sua forma original ( $d_0$ ) a que é impedido pelo sub-bloco que o envolve.

Tem-se neste caso, uma situação de equilíbrio através da compatibilização de deformações, entre bloco existente e sub-bloco, com as tensões caindo para  $\sigma < \sigma_0$  e as flechas de  $d_0$  para  $d = d_0 - \Delta d$ .

Esta mesma situação ocorreria com a grelha quando esta estivesse submetida à variação de temperatura. Se a grelha

inferior, que simula o sub-bloco, tivesse rigidez infinita a grelha superior que simula o bloco existente, teria sua deformação totalmente impedida e estaria submetida à tensão  $\sigma_0$ . Como a grelha inferior não tem rigidez infinita, o conjunto tenderá a uma situação de equilíbrio em que as tensões passarão para  $\sigma < \sigma_0$ , de valor igual à situação real do bloco e sub-bloco (V. Fig. 21a).

O programa de computador imprime os valores  $\Delta d$  que correspondem à flecha da simulação.

Assim, para se obter as deformações  $d$  da situação real (bloco e sub-bloco) dever-se-ia utilizar a expressão  $d = d_0 - \Delta d$ .

O estudo deste modelo 2B foi dividido em duas fases:

1ª Fase - o sistema estrutural analisado foi apenas o da grelha correspondente ao bloco existente (sem considerar o sub-bloco e os tubulões) (V. Fig. 20a). O carregamento considerado foi o de peso próprio da estrutura existente (elevado, pilar e bloco).

Estudou-se este caso para se obter o estado de tensão e deformação do bloco existente ( $\sigma_0, d_0$ ).

2ª Fase - a estrutura neste caso é a da Fig. 20b e o carregamento estudado é o gradiente de temperatura aplicado na grelha, que simula o bloco existente.

A determinação do gradiente de temperatura foi obtida impondo que as tensões nas barras, obtidas na 1ª Fase, fossem

sem iguais às desenvolvidas pelo gradiente.

À imposição de igualdade de tensões corresponde também igualdade de deformações

Chamando de

- M - momento fletor;      W - módulo de resistência  
 E - módulo de elasticidade = 30000MPa (300000 kgf/cm<sup>2</sup>),  
 (adotado)  
 $\alpha$  - coeficiente de dilatação térmica  
 $\Delta t$  - gradiente de temperatura (temperatura mais alta na face externa)  
 $\epsilon$  - deformação  
 $\sigma = M/W$  (tensão de borda na barra na 1<sup>a</sup> Fase)  
 $\epsilon_1 = \alpha \Delta t / 2$  (deformação devida a temperatura na borda)  
 $\epsilon_2 = M/WE$

impondo  $\epsilon_1 = \epsilon_2$  resulta  $\alpha \Delta t / 2 = M/WE$

e portanto:

$$\Delta t = \frac{2M}{WE\alpha}$$

No modelo 2B, 2<sup>a</sup> Fase, foram eliminadas as estacas uma vez que se estava interessado na redistribuição das tensões na estrutura final.

Durante a transferência de carga, a existência das estacas mudaria essa redistribuição e suas cargas ficariam também ligeiramente alteradas em relação aquelas obtidas no modelo 2A.

Esse efeito foi no entanto desprezado.

#### IV-3.3 - Cargas nas fundações

Conforme se mencionou no item 1 deste capítulo, ao se proceder à protensão da subfundação, ela estaria ainda apoiada sobre as estacas e tubulões (sistema intermediário), e desenvolveria reações hiperestáticas que tenderiam a aliviar as estacas e carregar os tubulões (V. Fig. 13).

A determinação da carga a ser transferida para os tubulões pela protensão, seria portanto obtida diretamente pela soma das reações nos tubulões devidas aos carregamentos de protensão (Modelo 2A, 1<sup>a</sup> Fase b, c, d).

À carga transferida pela protensão dever-se-ia ainda adicionar a reação, no tubulão, devido ao carregamento de peso próprio da transição (sem incluir peso próprio do bloco existente, modelo 2A, 1<sup>a</sup> Fase, a).

Esta reação não é um efeito decorrente da protensão, mas sim consequência da mudança do sistema estrutural.

De fato, a subfundação, durante e após a sua concretagem, transfere a sua carga de peso próprio diretamente para o solo que foi utilizado como forma de fundo. Nessa situação nem os tubulões e nem as estacas recebem essa carga.

Quando a estrutura é protendida e se deforma, destacando-se do solo, a carga de peso próprio da subfundação que era absorvida pelo solo, passa a atuar no sistema intermediário, apoiado sobre as estacas e tubulões. Nestas circunstâncias há portanto uma mudança do sistema estrutural através da eliminação do vínculo de apoio dado pelo solo.

Esta transferência de carga do solo para as estacas e tubulões, seria proporcionada pela protensão, quando esta ao deformar a estrutura, destacando-a do solo, eliminasse o vínculo existente entre eles. Não se trata portanto de um efeito do hiperestático de protensão.

A Fig. 22 ilustra este efeito, simulando o solo por molas não resistentes à tração.

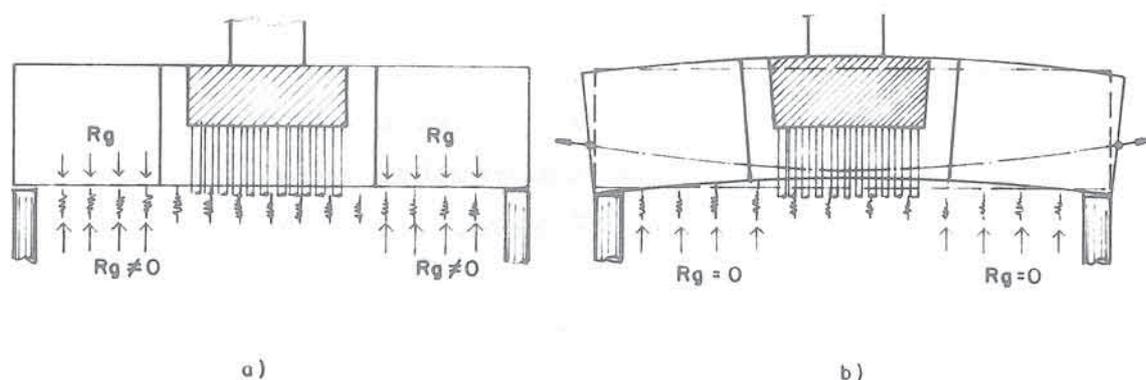


Fig. 22 - Simulação dos vínculos da subfundação, proporcionados pelo solo, através das molas não resistentes à tração.

- a) peso próprio da subfundação atuando no solo
- b) peso próprio da subfundação atuando no sistema intermediário.

A Tabela 2 mostra as cargas nas estacas e tubulões para os carregamentos: 2A 1ª Fase a, b, c, d, e, 2B 1ª Fase. A força de protensão, admitida no processamento, foi de 3100 KN (310 tf) constante ao longo do cabo. Na Fig. 23 indicam-se as estacas com suas respectivas numerações.

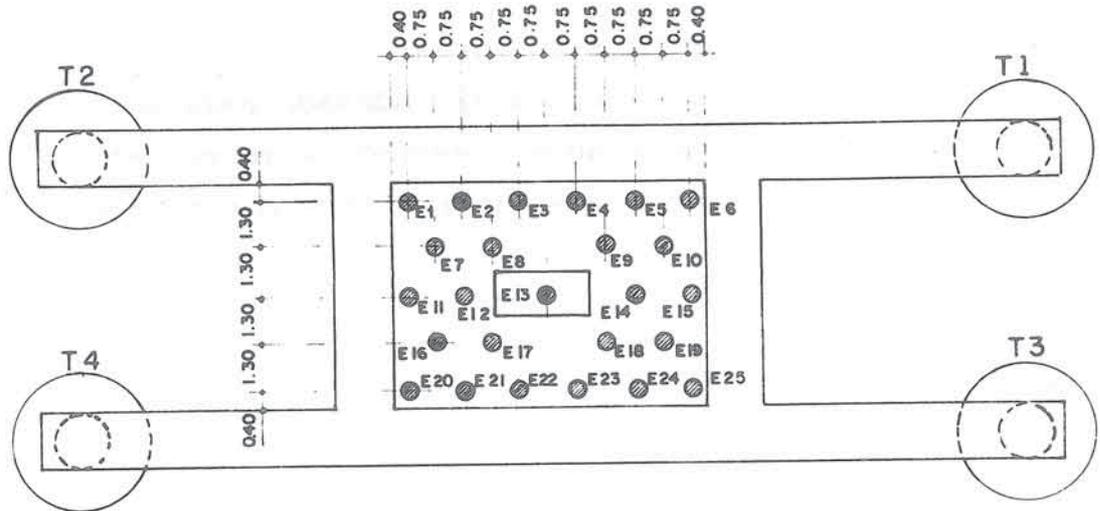


Fig. 23 - Bloco existente com as estacas e subfundação.

A análise das reações nas estacas e tubulões devidas ao hi perestático de protensão (carregamentos 2A 1ª Fase b, c, d) indica que a protensão retira das estacas e coloca nos tubulões uma carga de  $4 \times 4951,0 = 19804 \text{ KN}$  (1980,4 tf) (V. Tabela 2).

A soma das cargas nas estacas, devidas ao carregamento da estrutura existente e da subfundação (carregamento - 2B 1ª Fase + 2A 1ª Fase, a), perfazem um total de 23000 KN, (2300 tf).

Pode-se considerar que a protensão iria transferir cerca de 86% da carga atuante nas estacas.

A força de protensão por cabo, admitida no cálculo, 3100 KN (310 tf), corresponde à força prevista após os efeitos de

perdas imediatas, deformação lenta e retração.

Como o corte das estacas deveria ocorrer logo após a protensão, o valor correto a ser adotado para a carga transferida, seria aquele após o encunhamento do cabo. Este valor é aproximadamente 15% maior do que o utilizado no processamento.

Outro dado que não entrou no processamento de onde se obtve a Tabela 2 foi a rigidez do aparelho de apoio.

Para a determinação das suas características adotou-se um módulo de elasticidade ideal de  $E_1 = 1200 \text{ MPa}$  ( $12000 \text{ kgf/cm}^2$ ), de acordo com recomendação da firma alemã GUMBA.

A consideração dessa rigidez torna o conjunto aparelho de apoio tubulão mais flexível em relação às estacas diminuindo o valor da transferência de carga.

Essa diminuição foi de aproximadamente 5,5% e a sua avaliação foi feita considerando-se que a carga transferida pela protensão seria de aproximadamente:

$$\frac{4951}{0,85} + 806 \approx 6630 \text{ KN (663 tf)}.$$

(V. Tabela 2 carregamentos 2A 1ª Fase a + b + c + d).

Essa carga desenvolveria um abatimento de 0,6 mm no aparelho de apoio. Do processamento do carregamento 2A 2ª Fase, a - macaqueamento nos apoios, obteve-se, em média, um recalque de 1,37 mm dos tubulões para passar suas cargas de 5750 KN (575 tf) (carga transferida pela protensão) para 6560 KN (656 tf) - valor médio previsto da carga final.

Através de proporção direta conclui-se que o deslocamento de 0,6 mm deve levar a diminuição de carga nos apoios de aproximadamente 370 KN (37 tf).

Considerando-se portanto o acréscimo de 15% devido a protensão e o decréscimo de 5,5% devido ao aparelho de apoio, a previsão de transferência da carga pela protensão resultou em cerca de  $1,15 \times 0,94 \times 86\% = 93\%$  da carga total.

Evidentemente este valor é função direta da relação entre a rigidez das estacas e do conjunto aparelho de apoio-tubulão.

Como esses parâmetros poderiam apresentar uma variação relativamente grande devido à dificuldade de avaliação das deformações do solo e do aparelho de apoio, o valor acima determinado foi entendido como ordem de grandeza.

Como se vê, praticamente toda a carga seria transferida pela protensão. Nessa fase do projeto, abandonou-se a idéia inicial de transferência de carga através de macaqueamento recomendando-se apenas o corte cuidadoso e sistemático das estacas, mantendo-se um par de macacos como reserva na obra para eventuais correções de recalques diferenciais.

A incerteza sobre o valor da carga transferida deveria portanto ser superada através de um método executivo que permitisse sua aferição nas várias etapas de execução (V. item - IV.7.2).

TABELA 2

CARREGAMENTO	CARGAS EM KN (10KN = 1tf)								
	TUBULÕES	E1, E2 E6, E20	E2, E5 E21, E24	E3, E4 E22, E23	E7, E10 E16, E19	E8, E9 E17, E18	E11, E15	E12, E14	E13
2A - 1 <sup>a</sup> Fase									
a	- 806,0	- 327,0	- 326,0	- 326,0	- 322,0	- 322,0	- 321,0	- 320,0	- 321,0
b	- 6,0	- 17,0	- 20,0	- 21,0	+ 17,0	+ 13,5	+ 32,0	+ 26,0	+ 21,0
c	- 712,0	+ 57,0	+ 128,0	+ 163,0	+ 92,0	+ 147,0	+ 41,0	+ 127,0	+ 159,0
d	-4233,0	+ 690,0	+ 689,0	+ 683,0	+ 670,0	+ 669,0	+ 661,0	+ 664,0	+ 667,0
2A - 1 <sup>a</sup> Fase b+c+d	-4951,0	+ 730,0	+ 797,0	+ 825,0	+ 779,0	+ 829,0	+ 734,0	+ 817,0	+ 847,0
2B - 1 <sup>a</sup> Fase		- 491,0	- 580,0	- 636,0	- 564,0	- 685,0	- 496,0	- 651,0	- 786,0
2A - 1 <sup>a</sup> Fase a+2B-1 <sup>a</sup> Fase		- 818,0	- 906,0	- 962,0	- 886,0	-1007,0	- 817,0	- 971,0	-1107,0

## IV.3.4 - Tensões

## a) Tensões normais

A análise das tensões normais foi realizada através da combinação das tensões resultantes dos carregamentos analisados nos modelos 2A e 2B. No modelo 2A, as tensões fornecidas pelo processamento referem-se às faces superior e inferior, da subfundação, não levando em consideração as tensões iniciais do bloco existente. No modelo 2B as tensões são obtidas através dos momentos fletores fornecidos pelo processamento, utilizando-se as características geométricas das barras.

Na Fig.24 indica-se o esquema de combinação das tensões.

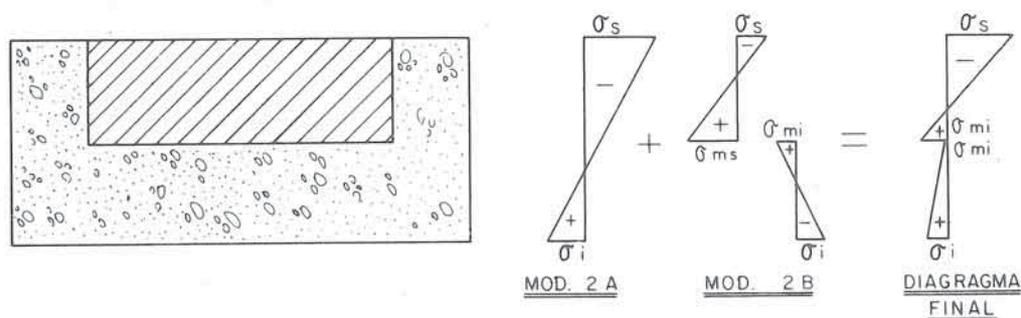


Fig.24 - Combinação dos diagramas de tensões dos modelos 2A e 2B.

As combinações foram feitas da seguinte forma:

- a) carregamento modelo 2A (1ª fase) com modelo 2B ( 1ª fase);
- b) carregamento modelo 2A (2ª fase) com modelo 2B ( 2ª fase);
- c) carregamento modelo 2A (3ª fase) com modelo 2B ( 2ª fase).

A combinação a) fornece o estado de tensão da subfundação logo após o término da protensão dos cabos.

A combinação b) fornece as tensões para o caso de macaqueamento da estrutura para a complementação da transferência de carga iniciada pela protensão.

Em ambos os casos, a) e b), a estrutura se acha apoiada simultaneamente sobre as estacas e sobre os tubulões.

A combinação c) fornece as tensões para a estrutura em serviço, apoiada apenas sobre os tubulões. No carregamento do modelo 2A, 3ª Fase, considerou-se a soma dos seguintes carregamentos: peso próprio de toda a estrutura, protensão, carga acidental 4 (V. item IV.2) com vento e frenagem (V. Tabela 1), e cargas ao nível da rua (reaterro e sobrecarga). O resultado destas combinações indicou que as tensões máximas de compressão, - 5,0 MPa (- 50 kgf/cm<sup>2</sup>), e tração, + 0,6 MPa (+ 6,0 kgf/cm<sup>2</sup>) no bloco existente, ficaram abaixo das tensões admissíveis, limitadas em:

$$\text{a compressão: } \frac{f_{ck}}{2} = - 7,5 \text{ MPa } (- 75 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\text{a tração: } \frac{f_{ctk}}{2} = \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{2} = + 0,7 \text{ MPa (+ 7 kgf/cm}^2\text{)}$$

para  $f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2$  do concreto do bloco original.

Na face inferior do bloco existente, a tensão de tração atingiu  $2,3 \text{ MPa (23 kgf/cm}^2\text{)}$  devido ao efeito do carregamento inicial. Considerando-se, entretanto, que esta região está armada para absorver tensões de tração de  $2,7 \text{ MPa (+ 27,0 kgf/cm}^2\text{)}$ , não se admitiu a limitação de tensões de tração para essa região.

Na subfundação propriamente dita (concreto novo) as tensões máximas de tração,  $+ 0,6 \text{ MPa (+ 6,0 kgf/cm}^2\text{)}$  e compressão  $- 9,1 \text{ MPa (- 91,0 kgf/cm}^2\text{)}$  também ficaram aquém das máximas admitidas de  $+ 2,14 \text{ MPa (+ 21,4 kgf/cm}^2\text{)}$  e  $- 14,0 \text{ MPa (- 140 kgf/cm}^2\text{)}$  para o concreto de  $f_{ck} = 28 \text{ MPa (280 kgf/cm}^2\text{)}$ .

A consideração do recalque diferencial de  $0,5 \text{ cm}$  em um dos tubulões, levou as tensões normais na junção da viga com o bloco, para os seguintes valores:

$$\sigma_s = + 2,3 \text{ MPa (+ 23 kgf/cm}^2\text{)} \text{ e } \sigma_i = - 10,8 \text{ MPa (- 108 kgf/cm}^2\text{)}.$$

Evidente que no caso de se admitir estas tensões de tração, dever-se-ia também prever uma armadura conveniente para absorve-las ou então limitar, a um valor admissível, o recalque diferencial do tubulão.

Conforme se detalhará no item Método Construtivo, o recalque diferencial máximo admitido foi de  $2 \text{ mm}$ . Na Fig. 25 indicam-se os diagramas de tensões normais para va

rias seções do modelo 2A (diagramas 1, 2, 3, 4 para as seções D, C, B, A). O diagrama 5 indica as tensões na seção A, considerando a superposição dos modelos 2A e 2B. Os efeitos da deformação inicial diminuem de A para C e desaparecem em D. Devido à grande rigidez do sub-bloco as tensões iniciais do bloco existente sofreram pouca variação.

b) Tensões principais

Utilizaram-se como valores limites das tensões principais, aqueles recomendados pela NB-116 para protensão completa:

$$\sigma_I \leq \frac{f_{ctk}}{2} = 0,7 \text{ MPa (7 kgf/cm}^2\text{) para } f_{ck} = 15 \text{ MPa (150 kgf/cm}^2\text{) e } \sigma_{II} \leq \frac{f_{ck}}{2} - 5 \sigma_I$$

Esses valores limites, no bloco existente, foram ultrapassados na face superior do bloco em apenas três elementos situados junto às arestas do bloco.

As tensões nestes elementos atingiram valores de:

$$\sigma_I = + 1,6 \text{ MPa (+ 16 kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{II} = - 3,2 \text{ MPa (32,0 kgf/cm}^2\text{)}$$

Por se tratar de ponto muito localizado, essas tensões foram aceitas. Nesta análise não se considerou o estado de tensão inicial do bloco, isto é, ela só foi feita no modelo 2A, o que está a favor da segurança.



DIAGRAMA 3  
TENSÕES NORMAIS SEÇÃO B

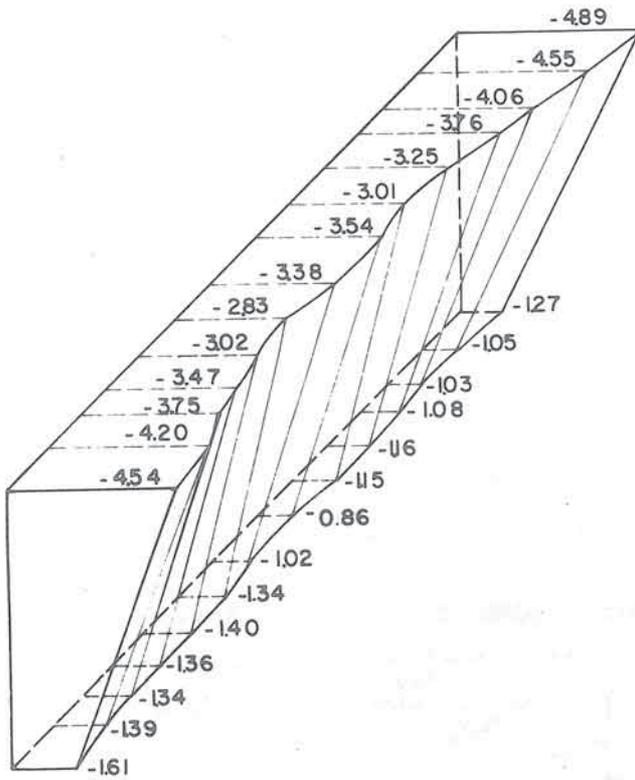
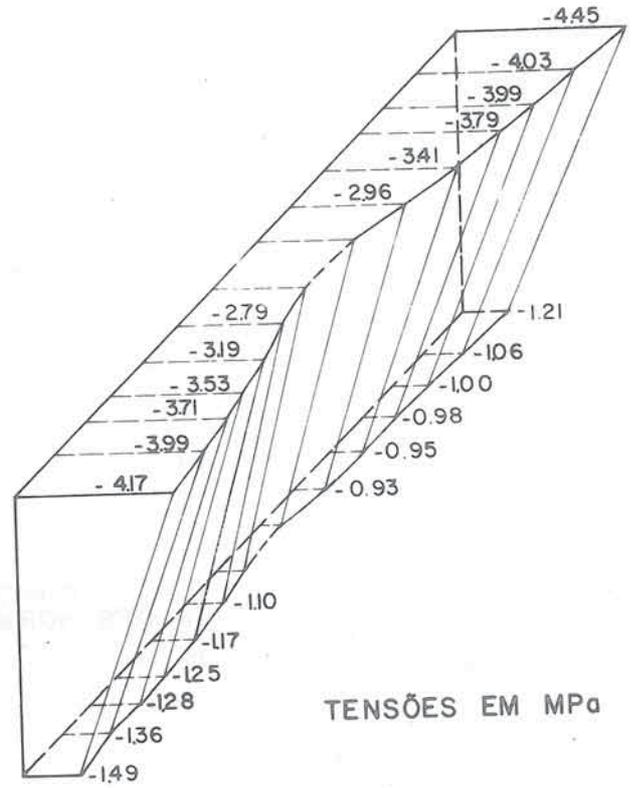
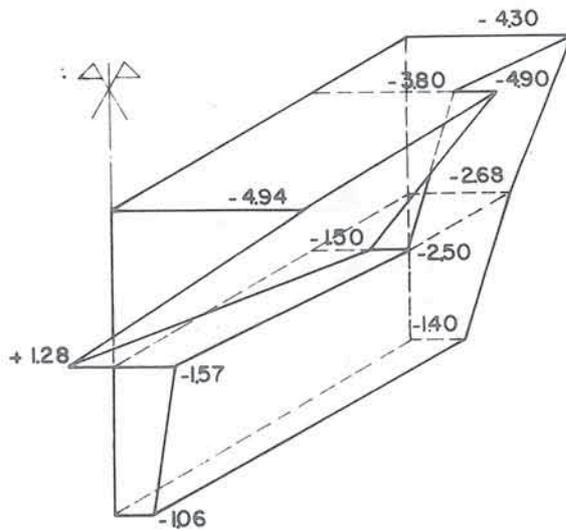


DIAGRAMA 4  
TENSÕES NORMAIS SEÇÃO A



TENSÕES EM MPa

DIAGRAMA 5  
TENSÕES NORMAIS SEÇÃO A



TENSÕES EM MPa

Fig. 25 - Diagramas de tensões normais.

Na região da subfundação (concreto novo  $f_{ck} = 28,0$  MPa (280 kgf/cm<sup>2</sup>) onde há possibilidade de se colocar arma dura, tanto na sua face superior como na inferior, os limites de tensão adotados foram os da NB-116, para pro tensão limitada, isto é,

$$\sigma_I \leq f_{ctk} = 4,3 \text{ MPa (43 kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{II} \leq \frac{f_{ck}}{2} - 2,5 \sigma_I$$

Apenas dois elementos, situados juntos à junção da vi ga com o bloco, não satisfizeram essas condições devi do a presença de tensões muito altas de tração proveni entes da protensão longitudinal do bloco.

Além de se tratar de um problema localizado, estes ele mentos situam-se junto à face do bloco que recebe a pro tensão longitudinal.

Nesta região de introdução de carga concentrada, a hi pótese do programa de elementos finitos de permanência de seção plana, perde sua validade (Princípio de Saint Venant), e as tensões de tração encontradas nos elemen tos na face superior serão bem menores conforme se ilus tra qualitativamente na Fig. 26.

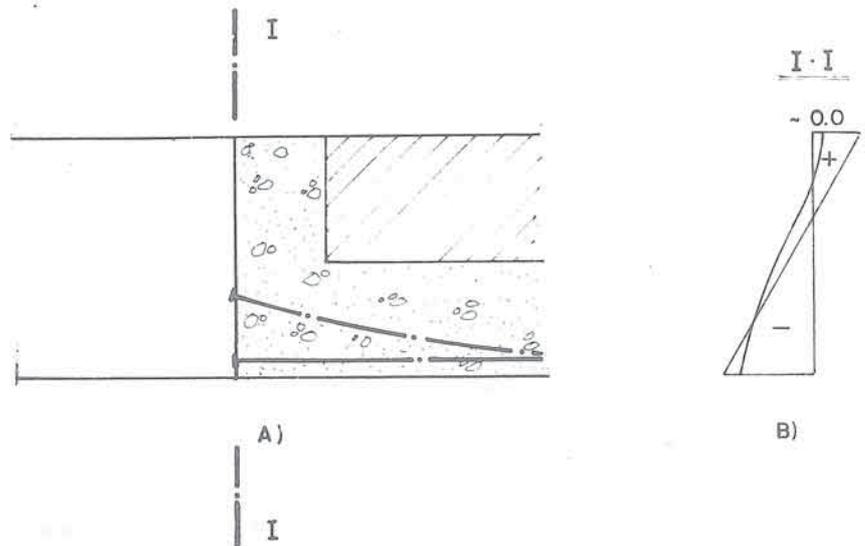


Fig. 26 - Tensões normais em zona de introdução de carga:

- a) face do bloco submetida à protensão longitudinal;
- b) diagramas de tensão normal na face do bloco considerando a hipótese de seção plana, e considerando o efeito de introdução de carga.

Em consequência destas considerações, a verificação de tensões principais nesta região pelo processamento de elementos finitos ficou prejudicada.

Por esta razão resolveu-se proceder a uma verificação adicional para a face superior do bloco, admitindo-se que as tensões de tração desenvolvidas pela protensão longitudinal do bloco, na sua face superior, fossem nulas (V. Fig. 26). Tendo em vista que o processamento 2A, 3ª Fase, foi feito considerando a atuação simultânea de todos os cabos, e que nesta verificação dever

se-ia eliminar as tensões devidas a protensão, resolveu-se verificar a difusão das tensões de compressão da face superior da viga no bloco com o mesmo critério de verificação de bielas de compressão para vigas-parede recomendado por Leonhardt (3) (V. Fig. 27). Desta forma evitou-se a execução de um novo processamento em que se eliminariam as tensões devidas à protensão.

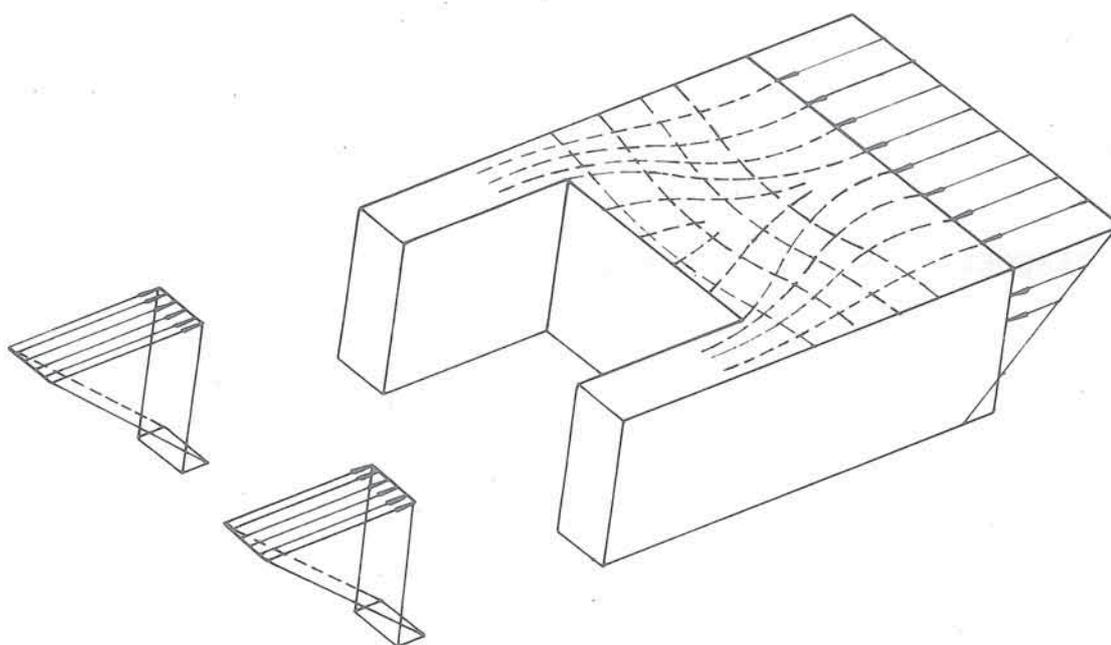


Fig. 27 - Fluxo de tensões na face superior do bloco.

A Fig. 28 ilustra o andamento das tensões principais nas faces superiores e inferiores.

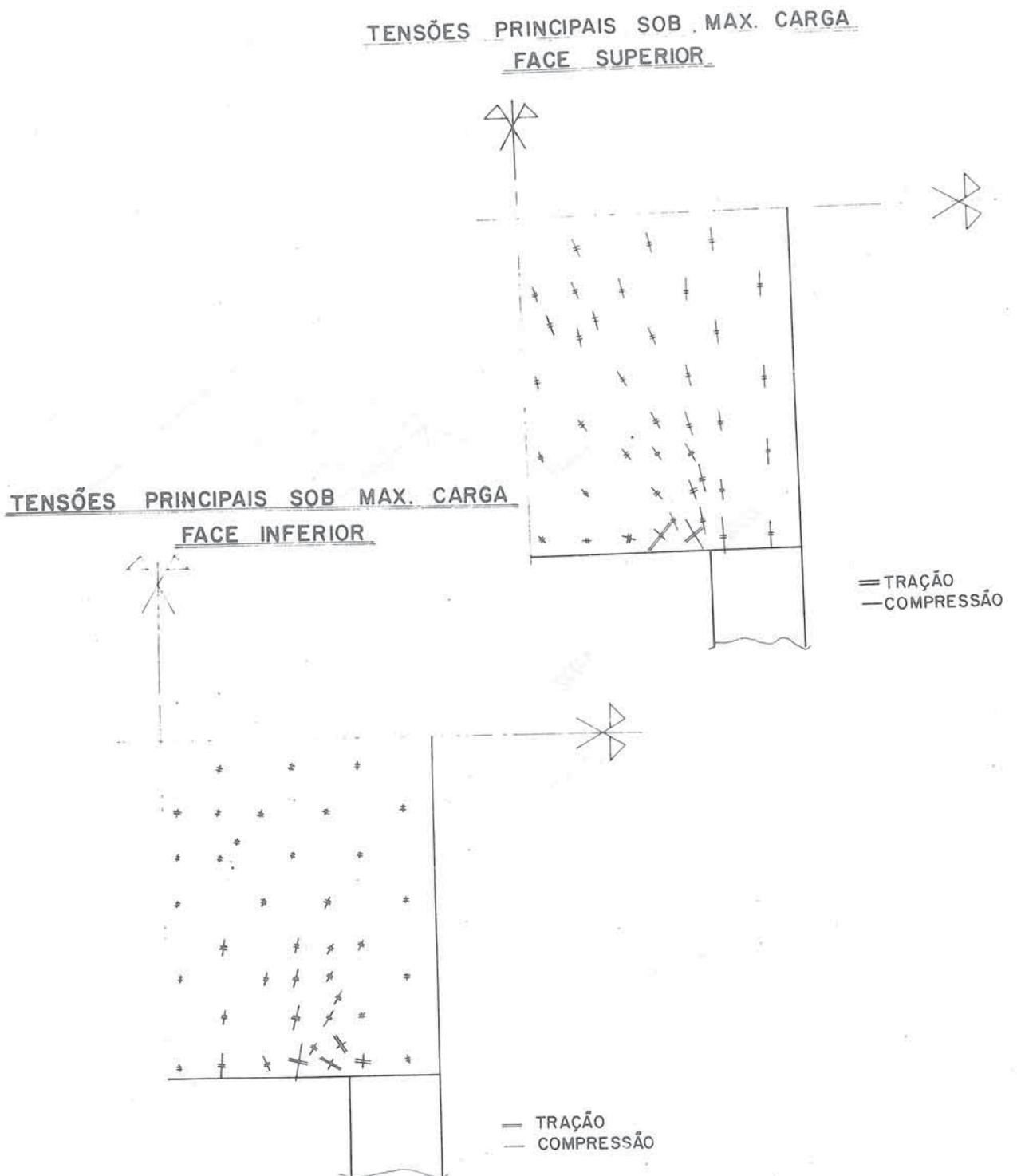


Fig. 28 - Tensões principais nas faces do bloco para carga máxima.

## IV.3.5 - Deslocamentos

Os deslocamentos obtidos no modelo 2A, 1ª Fase, isto é, logo após a protensão, foram os seguintes (V. Fig. 29):

recalque dos tubulões:  $\delta_t = - 1,79 \text{ mm}$

levantamento das estacas:  $\delta_e = + 0,83 \text{ mm}$

flecha da viga de transição:  $f = 2,62 \text{ mm}$

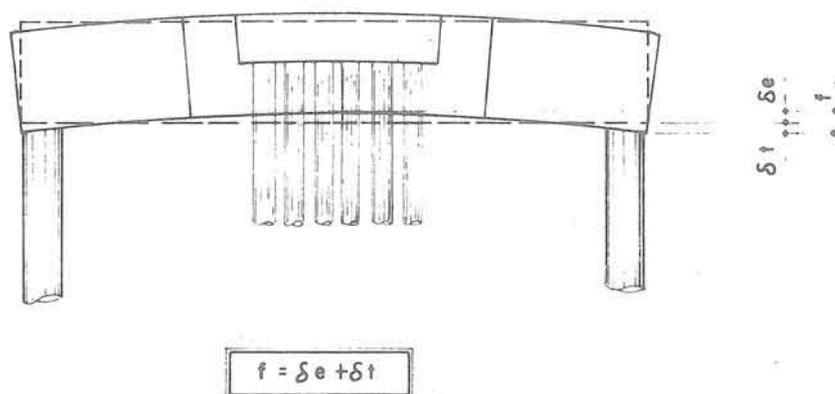


Fig. 29 - Deslocamentos no modelo 2A - 1ª Fase.

Para efeito de comparação com os resultados medidos convém salientar que esses deslocamentos foram calculados considerando um módulo de elasticidade de 30000 MPa (300000 kgf/cm<sup>2</sup>) para o concreto, desprezando a deformação do aparelho de apoio e aproximando os recalques das fundações conforme descrito no item IV.3.2.

#### IV.4 - ARMAÇÃO

##### IV.4.1 - Armadura protendida

Devido às grandes cargas envolvidas, a força de protensão necessária atingiu valores altos que conduziram à adoção de cabos de alta potência. O pequeno espaço disponível para o lançamento dos cabos no sub-bloco, entre as estacas Franki, também mostraram a conveniência da solução adotada.

Foram especificados cabos com 31 cordoalhas de 1/2" (12,5mm), para uma força útil da ordem de 3100 KN (310 tf). O aço especificado para as cordoalhas foi o CP 190 RB com tensão de ruptura de 1900 MPa (19000 kgf/cm<sup>2</sup>) e de baixa relaxação.

O projeto previa enfição posterior para todos os cabos o que exigiu a utilização somente de ancoragens ativas. Esta solução foi alterada posteriormente durante a execução através do posicionamento dos cabos previamente montados dentro das respectivas bainhas.

A sequência de protensão foi estudada de maneira a minimizar excentricidades de carga durante a protensão.

À cada conjunto de cabos protendidos simultaneamente denominou-se Ordem de Protensão e a sequência de protensão dos cabos é indicada pela sequência de numeração das Ordens de Protensão.

Os cabos seriam protendidos em duas fases, sendo a primeira com 800 KN (80 tf), no máximo três dias após a concretagem ou quando o concreto tivesse atingido  $f_{cj} \geq 15$  MPa

(150 kgf/cm<sup>2</sup>) e segunda fase com 4070 KN (407 tf) e 4220 KN (422 tf) quando o concreto tivesse atingido a resistência especificada.

A razão dessas duas fases de protensão será comentada no item IV.7.1.

Para o cálculo dos alongamentos dos cabos utilizaram-se os seguintes coeficientes para determinação das perdas de protensão:

$$0,2 \text{ rad}^{-1} \quad \text{e} \quad 0,0018 \text{ m}^{-1}$$

A geometria da cablagem e a sequência de protensão estão indicados nos desenhos DE-3.04.01.08/6J3-101, 103 e 107.

#### IV.4.2 - Armadura frouxa

Na cabeça das vigas longitudinais, onde estão ancorados os nove cabos de protensão, colocou-se a armadura de "fretagem", considerando-se os esforços de tração que se desenvolvem, não apenas após o término da protensão de todos os cabos, mas também aqueles que se desenvolvem nas várias etapas de protensão (V. Fig. 30a).

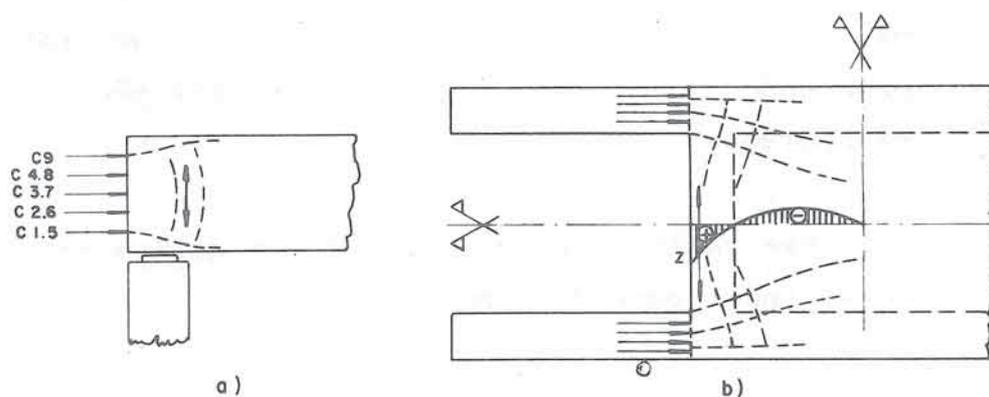


Fig. 30 - Esforços de tração desenvolvidos pela introdução de carga: na cabeça da viga e na junção viga-bloco

A protensão dos cabos das vigas longitudinais e a flexão da viga na seção de junção com o bloco, introduzem tensões de tração devido à difusão da carga no bloco (V. Fig. 30b). Estas tensões de tração são combatidas pelas tensões de compressão desenvolvidas pela protensão transversal do bloco e pelos momentos transversais. A análise das tensões resultantes do processamento do modelo 2A - 3ª Fase, indicou que as tensões de tração decorrentes da difusão de carga no bloco, foram maiores que as tensões transversais devidas à protensão e momentos transversais.

Nesta região foi disposta uma armadura dimensionada para absorver essas tensões.

É interessante observar que as tensões de tração praticamente não atingiram o bloco existente, uma vez que na junta entre o bloco existente e o sub-bloco, os seus valores não atingiram 0,1 MPa (1,0 kgf/cm<sup>2</sup>).

Os cabos longitudinais do bloco, por sua vez, desenvolvem também tensões de tração devidas à introdução de carga.

Essas últimas não são consideradas no modelo 2A, uma vez que os elementos finitos são elementos de placa para os quais se pressupõe a hipótese de seção plana que não se verifica nessa região.

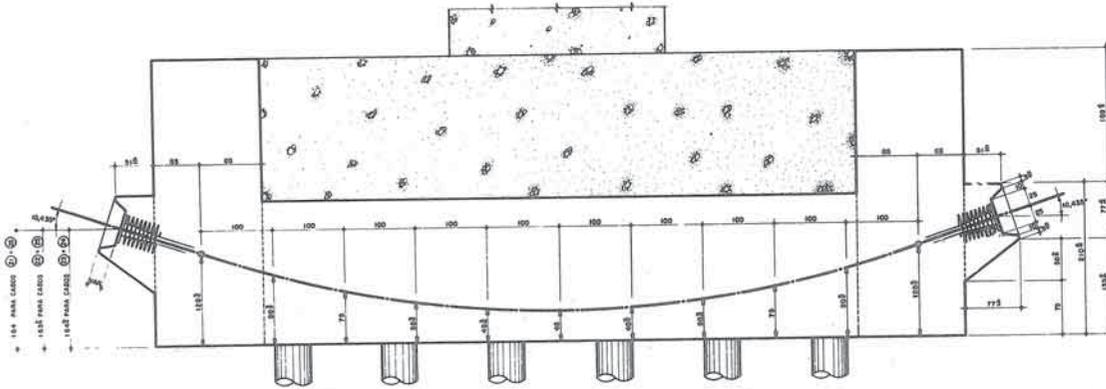
Por essa razão esses esforços foram determinados utilizando-se as indicações de Leonhardt (4).

Na Fig. 31 mostram-se esses esforços, onde as forças  $Z_2$  tendem a separar o bloco existente do sub-bloco.



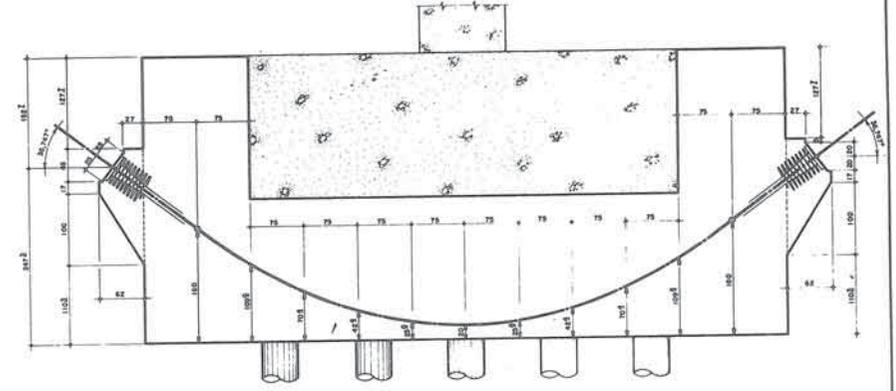
**CORTE A**  
ESCALA 1/25  
DE-304.01.08/643-103

DESENVOLVIMENTO DOS CABOS 21 = 22 = 23 = 24 = 25 = 26



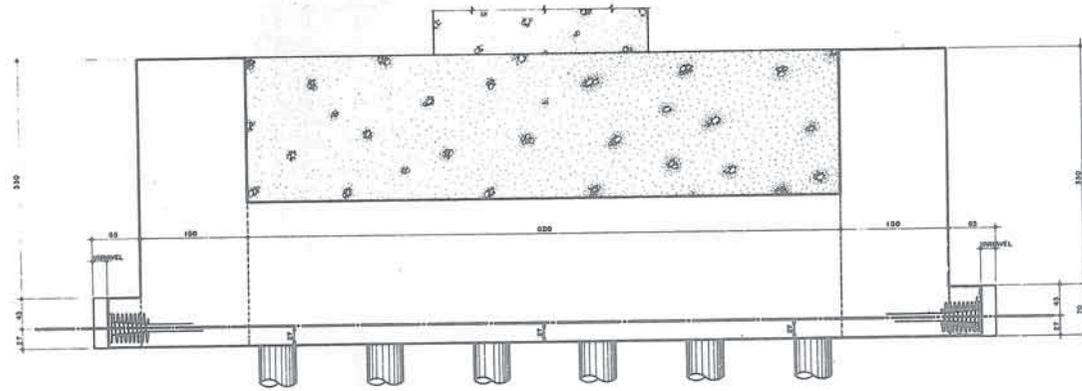
**CORTE C**  
ESCALA 1/25  
DE-304.01.08/643-103

DESENVOLVIMENTO DOS CABOS 10 = 11 = 12 = 13 = 14 = 15 = 16 = 17



**CORTE B**  
ESCALA 1/25  
DE-304.01.08/643-103

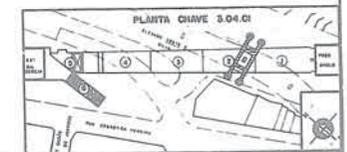
DESENVOLVIMENTO DOS CABOS 18 = 19 = 20 = 27 = 28 = 29



**NOTAS:**  
VER SEQUÊNCIA DE PROTENSÃO NA NOTA 1 DO DES DE-304.01.08/643-101  
VER QUANTIDADES DESTA FOLHA NO DES DE-304.01.08/643-102  
CONCRETO f<sub>ck</sub> = 250 kg/cm<sup>2</sup>

**DESENHOS COMPLEMENTARES**  
DE-304.01.08/643-101 - ANIMAÇÃO PROTENSÃO DAS VIGAS V.2 x V.4  
DE-304.01.08/643-102 - ANIM. PROT. DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.2-PLANTA  
DE-304.01.08/643-104 - ANIMAÇÃO PROJETA DAS VIGAS V.3 x V.4  
DE-304.01.08/643-105 - ANIM. PROJETA DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.1 x V.2

**OBS.**  
TODAS AS MEDIDAS SE REFEREM AOS EIXOS DOS CABOS DE PROTENSÃO.



<p>DE-304.01.08/643-101 FORMA E LOCALIZAÇÃO DO BLOCO-TORÇÃO DO PZ4 DO ELEVADO COSTA E SILVA</p> <p>DE-304.01.08/643-102 FORMA-ESTAMPAGEM</p> <p>DE-304.01.08/643-103 MEMBROS DE ENCAIXE</p>				<p><b>maubertec</b> engenharia e projetos ltda RUA VENEZA, 111 - JARDIM SÃO CARLOS - SÃO PAULO - SP FONE: (011) 5082-1111 FAX: (011) 5082-1112 CNPJ: 06.928.200/0001-00</p>				<p>N.º E-237</p> <p>COMPANHIA DE METROPOLITANO DE SÃO PAULO - S.º 01170</p>	
<p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROTENSÃO DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.2 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DAS VIGAS V.3 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.1 V.2</p> <p>EM: 04/08/2004</p>				<p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROTENSÃO DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.2 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DAS VIGAS V.3 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.1 V.2</p> <p>EM: 04/08/2004</p>				<p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROTENSÃO DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.2 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DAS VIGAS V.3 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.1 V.2</p> <p>EM: 04/08/2004</p>	
<p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROTENSÃO DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.2 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DAS VIGAS V.3 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.1 V.2</p> <p>EM: 04/08/2004</p>				<p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROTENSÃO DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.2 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DAS VIGAS V.3 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.1 V.2</p> <p>EM: 04/08/2004</p>				<p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROTENSÃO DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.2 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DAS VIGAS V.3 V.4</p> <p>EM: 04/08/2004</p> <p>PROJETO: ANIMAÇÃO PROJETA DO BLOCO DE REFORÇO E VIGAS V.1 V.2</p> <p>EM: 04/08/2004</p>	



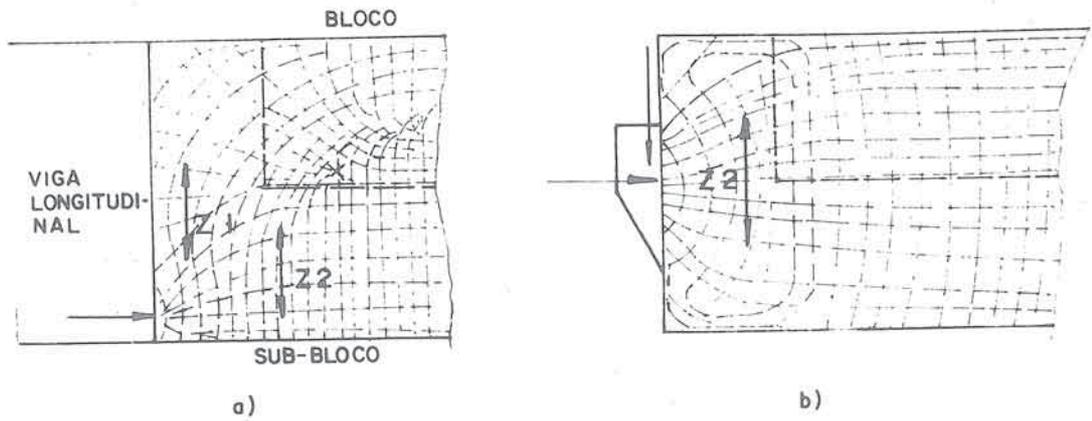


Fig. 31 - Esforços de tração desenvolvidos pela introdução de carga de protensão:

- a) cabos longitudinais do blobo
- b) cabos transversais do bloco.

Como o bloco se acha apoiado indiretamente nas vigas longitudinais, foi colocada uma armadura de levantamento de carga conforme esquema indicado na Fig. 32.

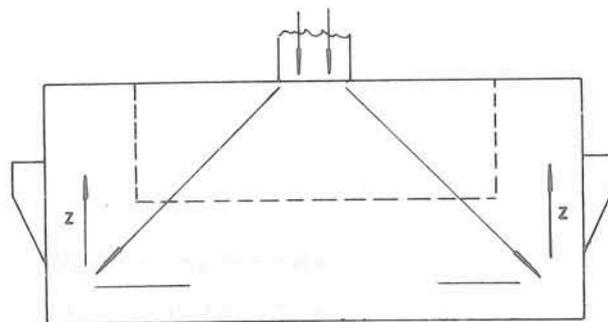


Fig. 32 - Esforços solicitantes de tração para levantamento de carga.

No dimensionamento da armadura de cisalhamento das vigas longitudinais e na verificação do concreto ao cisalhamento utilizaram-se na época, as recomendações do CEB 72.

A verificação da estrutura à ruptura na flexão, indicou um coeficiente de majoração de carga superior a 1,4 coeficiente de minoração de 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço. Esse coeficiente foi atingido sem se considerar qualquer colaboração da armadura frouxa, mas somente a armadura de protensão.

Apesar disso utilizou-se uma armadura mínima de flexão para distribuição de fissuras no fundo do sub-bloco, constituída de três camadas de ferro de  $\varnothing 1/2"$  (12,5 mm), cada 10 cm.

Adotou-se ainda uma armadura, nas faces laterais externas do sub-bloco, para distribuição de fissuras de retração, de  $\varnothing 1/2"$  (12,5 mm), cada 10 cm, além das outras armações indicadas nos desenhos DE-3.04.01.08/6J3-104, 105.

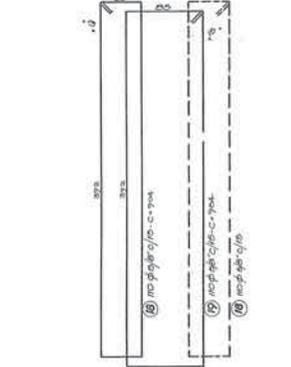
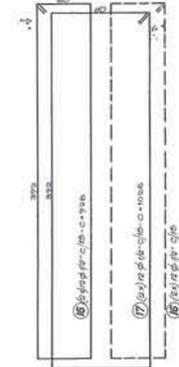
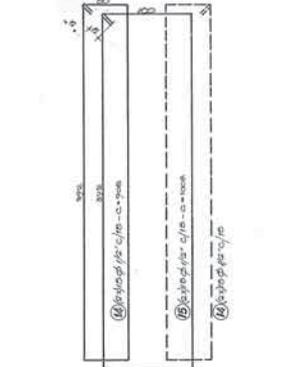
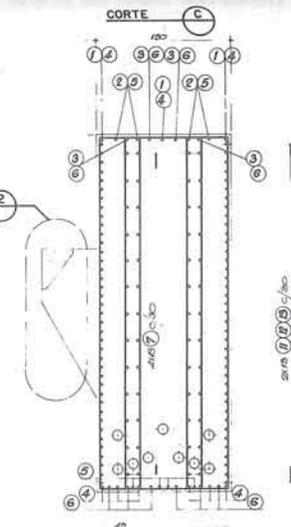
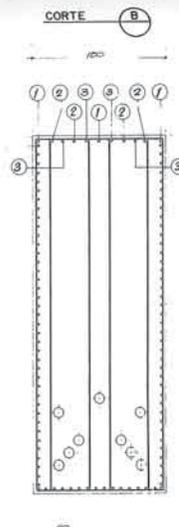
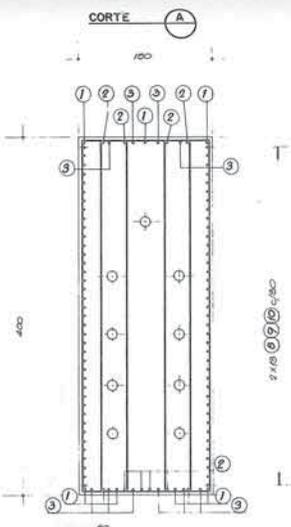
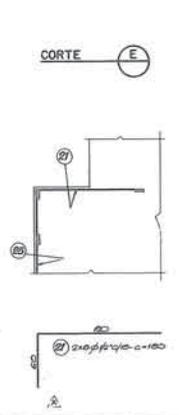
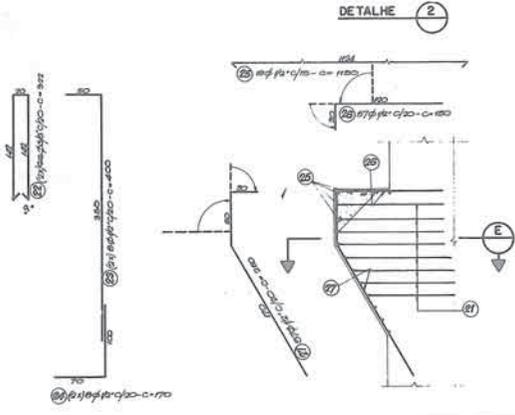
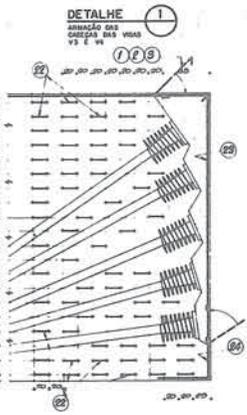
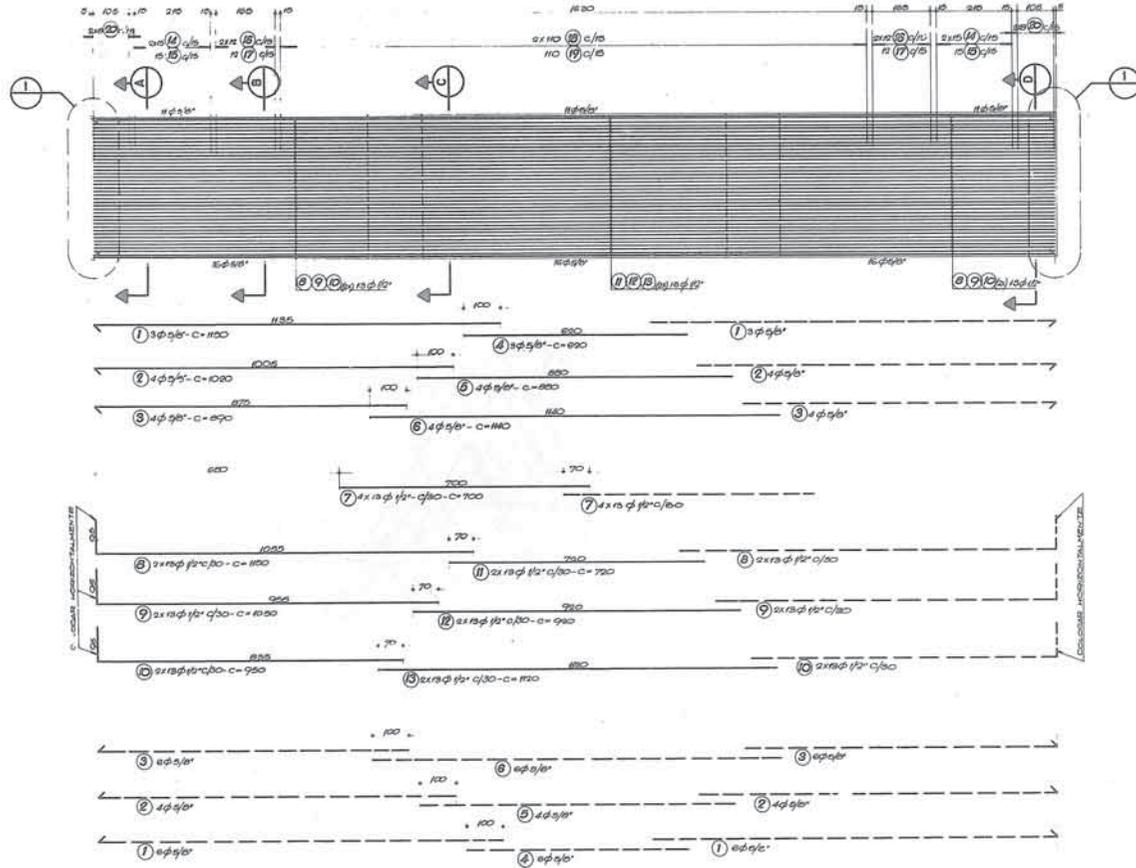
Na face superior e inferior das vigas, colocou-se uma armadura frouxa capaz de absorver as tensões de tração, admitindo-se situações de carregamento que desenvolvessem uma tensão máxima de + 1,0 MPa (+ 10 kgf/cm<sup>2</sup>) nessas bordas.

Procedeu-se também a uma verificação do puncionamento do bloco pelo pilar.

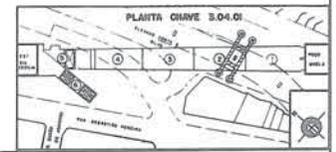
#### IV.5 - FUNDAÇÃO

Os quatro tubulões que suportam as duas vigas principais da sub fundação (V. DE-3.04.01.08/6J2-101), foram projetados com 1,50 m de diâmetro e com camisa metálica (espessura de 3/8") cravada e incorporada como material resistente.

V3-V4 (180/400) (2X)



- NOTAS:**
- 1- ADO GA-50A
  - 2- LAR 180/400 (2X) V3-V4
  - 3- REFORÇAMENTO COMPLEMENTAR
  - 4- TANTO DE ESTIROS COMO A ARMADURA DE FELE
  - 5- POSSIBILIDADE DE SER LIGAMENTE REFORÇADA (NO MÍN. 3 cm)
  - 6- PARA PRESSÃO DOS CABOS TRANSVERSAL DO BLOCO



<p>DE-3.04.01.01-01 FORMA E LOCALIZAÇÃO DA SUB-FUNDAÇÃO DO P.F.3</p> <p>DE-3.04.01.01-02 REFORÇAMENTO DE ESTIROS</p> <p>DE-3.04.01.01-03 ARMADURA PROTECTORA DAS VIGAS V3 E V4 NA SUB-FUNDAÇÃO DO P.F.3</p> <p>DE-3.04.01.01-04 TUBULAÇÃO DE CIMENTOS</p>		<p><b>maubertec</b></p> <p>engenharia e projetos ltda</p> <p>rua guilherme de oliveira, 111 - jds. paulista - sp</p> <p>cep: 05413-000 - tel: (11) 3061-1111</p> <p>www.maubertec.com.br</p>		<p><b>E - 237</b></p> <p>COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO - SP 0110</p> <p>LIVRO DE OBRAS - OBRAS DE RECONSTRUÇÃO E REFORMA DO SISTEMA DE DRENAGEM DO ELEVADO COOPER E S.M.S.</p> <p>FECHA: 13/08/2010</p> <p>PROJETO: 13/08/2010</p> <p>DE-3.04.01.08/3-13-104</p>	
---	--	--	--	--	--





Foi previsto o alargamento da base do tubulão, a ar comprimido, na cota 719,0 para um diâmetro de 3,60 m, possibilitando o trabalho com tensão média máxima no solo de 1,0 MPa (10 kgf/cm<sup>2</sup>) e com tensão máxima de bordo de 1,3 MPa (13 kgf/cm<sup>2</sup>).

Apesar de se ter adotado um travamento na cabeça do tubulão, através de encunhamento no escoramento da vala, considerou-se a favor da segurança, no dimensionamento, o tubulão em balanço. A região do fuste situada dentro da cunha de empuxo ativo da vala foi dimensionada admitindo-se uma largura de três vezes o diâmetro para a atuação deste empuxo. Essa hipótese se fez necessária porque o tubulão, sendo um elemento mais rígido do que o escoramento, pode absorver mais empuxo do que aquele atuante apenas na sua largura (ver também consideração da sobrecarga do aterro item IV.2).

Na região abaixo do ponto de intersecção do eixo do tubulão com a cunha de empuxo ativo, considerou-se um engastamento elástico do fuste do solo. O coeficiente de mola adotado variou de zero, no ponto de intersecção, a 40000 KN/m<sup>3</sup> (4000tf/m<sup>3</sup>) no fundo da vala, a partir do qual permaneceu constante (V. Fig. 33).

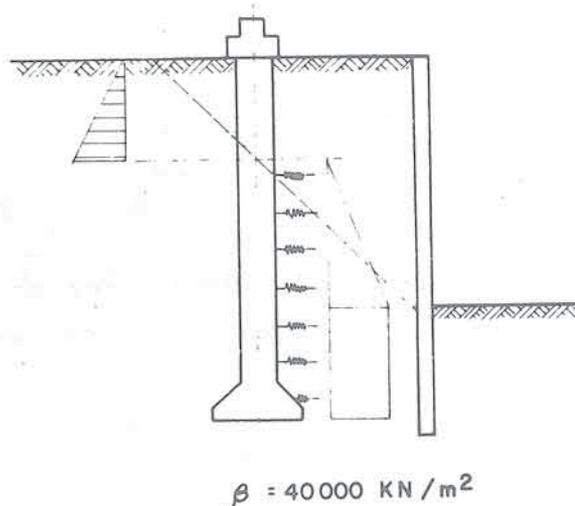


Fig. 33 - Esquema de carregamento e de vinculação do tubulão.

A hipótese de se admitir a cunha de empuxo ativo saindo do fundo da escavação está ligeiramente contra a segurança, uma vez que ela deveria começar no ponto de início de apassivação do terreno pelo perfil. A hipótese de se adotar o tubulão em balanço permite entretanto que se aceite o modelo adotado.

A fim de proporcionar uma boa superfície de assentamento para os aparelhos de apoio de neoprene e de criar espaço para o posicionamento dos macacos hidráulicos no levantamento da estrutura, foi executado um bloco de coroamento com encaixe especial para receber o travamento anteriormente descrito (V. DE-3.04.01.08/6A1-103).

A forma e a armação dos blocos de coroamento e dos tubulões se encontram detalhados nos desenhos DE-3.04.01.08/6J2-102 e 6J3-106.

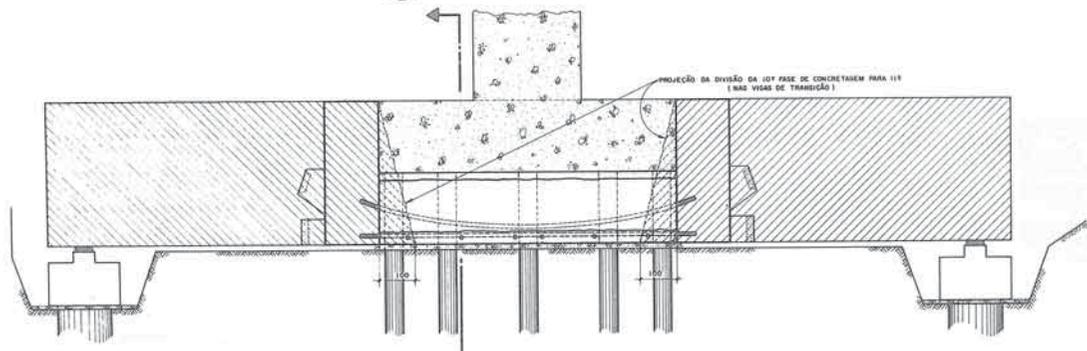
#### V.6 - Apoios

Os aparelhos de apoio de elastômero armado, foram dimensionados para uma carga vertical máxima de 950 tf. Graças ao travamento feito na cabeça do tubulão contra o escoramento da vala, os esforços e deslocamentos horizontais previstos para o aparelho mantiveram-se dentro de valores pequenos. O mesmo ocorreu com as rotações no apoio devido a grande rigidez da sub-fundação.

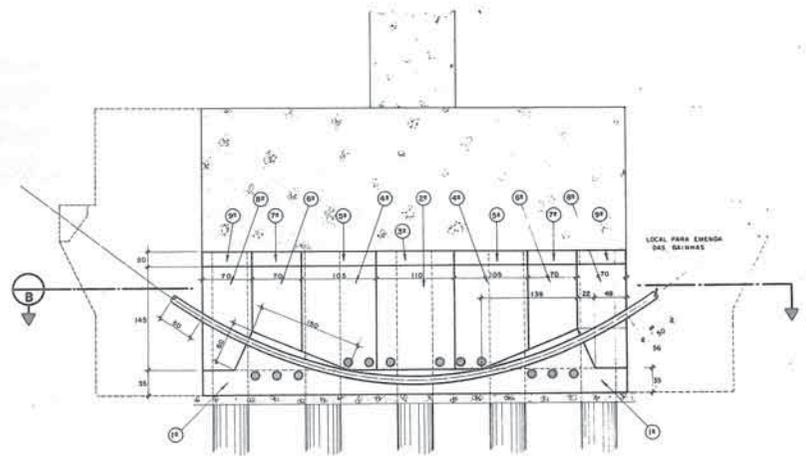
Conforme já mencionado admitiu-se para o aparelho um módulo de elasticidade ideal de  $E_i = 1200 \text{ MPa}$  ( $12000 \text{ kgf/cm}^2$ ).

Após a execução do túnel e antes do reaterro do bloco, previu-se o preenchimento do espaço entre bloco de coroamento do tubulão e o fundo da viga com concreto conforme discutido no item V.5.

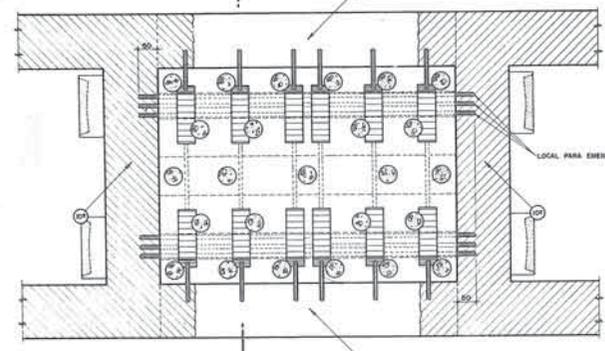
**DETALHE 1 CORTE LONGITUDINAL** ESCALA 1:50



**CORTE A** ESCALA 1:25



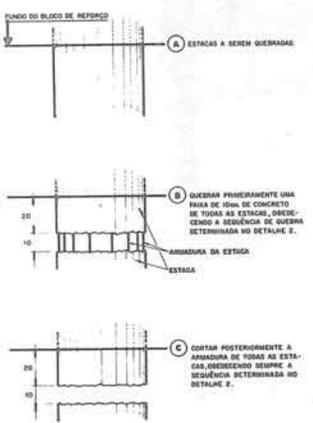
**VISTA SUPERIOR DA 1ª FASE DE CONCRETAGEM — PLANTA** ESCALA 1:50



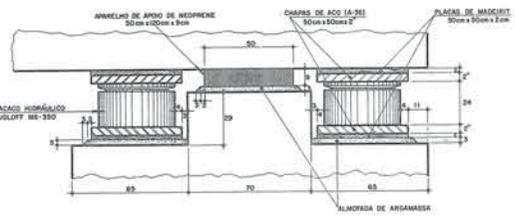
**DESCRIÇÃO DAS ETAPAS DE CONCRETAGEM**

- 1) CONCRETAGEM POR BOMBAMENTO DO FUNDO DO REFORÇO
- 2) CONCRETAGEM POR BOMBAMENTO, EM FAIXAS LONGITUDINAIS USANDO SE FORMAS PLANTAS COM RETENÇÃO DE PRESSÃO. VER NOTA 3
- 3) CONCRETAGEM POR JATEAMENTO DO ESPALDO RESISTENTE ENTRE A CONCRETAGEM POR BOMBAMENTO E O FUNDO DO BLOCO EXISTENTE. VER NOTA 4
- 4) CONCRETAGEM POR BOMBAMENTO DAS VISAS DE TRANSIÇÃO EM DUAS ETAPAS. VER NOTA 4

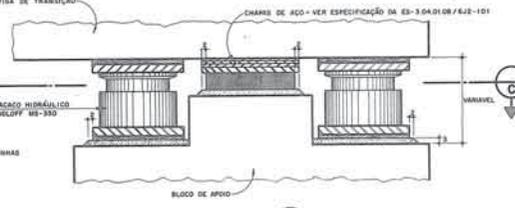
**DETALHE DA QUEBRA DAS ESTACAS** ESCALA 1:10



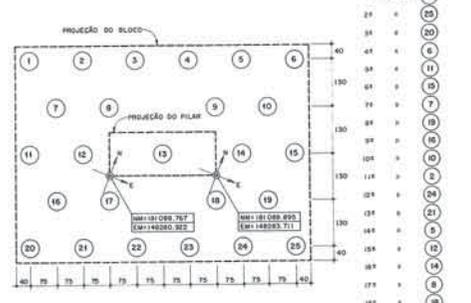
**DETALHE DE INSTALAÇÃO DE MACACOS HIDRÁULICOS PARA EVENTUAL CORREÇÃO DE RECALÇOS DIFERENCIAIS.**



**DETALHE DE ENCUNHAMENTO (CHAPAS DE AÇO)**



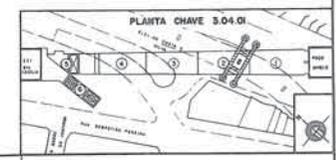
**DETALHE 2 ESCHEMA PARA SEQUÊNCIA DE QUEBRA DAS ESTACAS — PLANTA DE LOCAÇÃO** ESCALA 1:30



**ATENÇÃO**  
VER DETALHE DA QUEBRA DAS ESTACAS NESTE DESENHO. SEMPRE ORIENTANDO A SEQUÊNCIA DE QUEBRA NAS TABELAS ABAIXO.

- NOTAS:**
- 1) A OPERAÇÃO DE MACACAMENTO DEVE OBEDECER A ESPECIFICAÇÃO DA ES-3.04.01.08/61-101
  - 2) APÓS A PISA DE UMA FAIXA, RETIRAR AS FORMAS LATERAIS E JATEAR COM ÁGUA ELIMINANDO A SUTA SUPERFICIAL, E DEIXANDO SALIENTE O ARMADO BRANCO.
  - 3) TRATAR AS JUNTAS DE CONCRETAGEM CONFORME ESPECIFICAÇÃO DE ES-3.00.00.07/34-101

- DESENHOS COMPLEMENTARES:**
- DE-3.04.01.08/61-101 — MÉTODO CONSTRUTIVO.
  - DE-3.04.01.08/61-102 — MÉTODO CONSTRUTIVO.
  - DE-3.04.01.08/62-103 — INSTRUMENTAÇÃO



<p>DE-3.04.01.08/61-101: FORMA E LOCAÇÃO DO BLOCO 2</p> <p>VE-11F-174: ARMADURA DO BLOCO DA FUNDAÇÃO E PIS DO ELEV. COSTA E SUL</p> <p>DE-3.04.01.08/62-101: FORMA E LOCAÇÃO DA SUB-FUNDAÇÃO DO PILAR PIS DO ELEVADO</p> <p>DE-3.04.01.08/62-102: FORMA DE PUNTO DA SUB-FUNDAÇÃO</p> <p>DE-3.04.01.08/62-103: ARMADURA PROTETORA LONGITUDINAL DO BLOCO DE REFORÇO</p> <p>DE-3.04.01.08/62-104: ARMADURA PROTETORA TRANSVERSAL DO BLOCO DE REFORÇO E VISA</p> <p>VE-11F-62: FORMA DO PILAR PIS E RESPECT. TRAVESSA DO ELEV. COSTA E SUL</p>		<p><b>maubertec</b> engenharia e projetos ltda</p> <p>PROJ. GEN. ENG. CIVIL: <i>[Assinatura]</i></p> <p>PROJ. EXEC. ENG. CIVIL: <i>[Assinatura]</i></p>		<p>N.º E-237</p> <p>COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO — MOPSA</p> <p>LOCAL: LESTE - OESTE</p> <p>OBJETO: METODO CONSTRUTIVO PARA SUB-FUNDAÇÃO DO PILAR PIS DO ELEVADO</p> <p>ESCALA: 1:50 1:25 1:30</p> <p>DATA: 11/08/80</p> <p>DESENHISTA: <i>[Assinatura]</i></p> <p>REVISOR: <i>[Assinatura]</i></p> <p>APROVADO: <i>[Assinatura]</i></p>
--	--	--	--	---





Essa providência se fez necessária para garantir que mesmo no caso em que o aparelho venha a se deteriorar, o apoio da sub-fundação esteja garantido.

A inspeção sistemática do aparelho de apoio, após o reaterro, seria praticamente impossível.

A seção injetada foi portanto verificada para duas situações.

A primeira, admitindo-se que ela venha absorver apenas a carga de reaterro sobre o bloco de sub-fundação e a carga acidental. Para o cálculo das solicitações correspondentes considerou-se a viga solidária ao tubulão, isto é, considerou-se um pórtico. Neste caso o aparelho de apoio continua funcionando.

Na segunda hipótese admitiu-se que o aparelho de apoio estivesse totalmente deteriorado e que a seção injetada absorvesse todos os esforços.

Considerando-se um período de aproximadamente dois anos entre a protensão da sub-fundação e a injeção do espaço entre bloco de coroamento e fundo da viga, é razoável admitir que os efeitos de deformação lenta e retração já tenham ocorrido, na sua maior parte.

Por essa razão ao se analisar a hipótese da sub-fundação estar assente apenas sobre a seção injetada, considerou-se as solicitações permanentes correspondentes à viga apoiada sobre os tubulões mais as solicitações devidas a reaterro e carga acidental aplicadas ao pórtico (viga solidária aos tubulões).

Se porventura a deformação lenta não tivesse ocorrido haveria uma tendência com o tempo de aporticamento do sistema, também

para as cargas permanentes, com o desenvolvimento de momentos fletores na junção tubulão viga.

Os aparelhos de apoio se encontram detalhados no DE-3.04.01.08/6J2-102.

## V.7 - Método construtivo

### V.7.1 - Execução do sub-bloco e vigas de transição

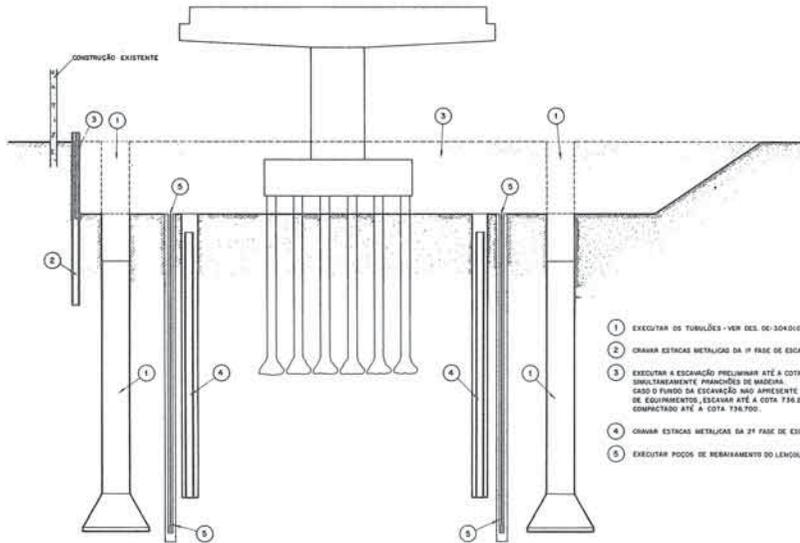
A execução da sub-fundação envolvendo o bloco existente, exigiu uma sequência construtiva e cuidados adicionais que proporcionassem a minoração dos efeitos decorrentes da solidarização entre dois concretos de idades extremamente diferentes. A sequência construtiva se encontra detalhada nos DE-3.04.01.08/6A1-101 e 102.

O primeiro problema que surgiu foi o da sequência de concretagem.

Devido ao bloco existente, ela foi dividida em duas fases distintas, sendo que a primeira fase refere-se à concretagem do sub-bloco.

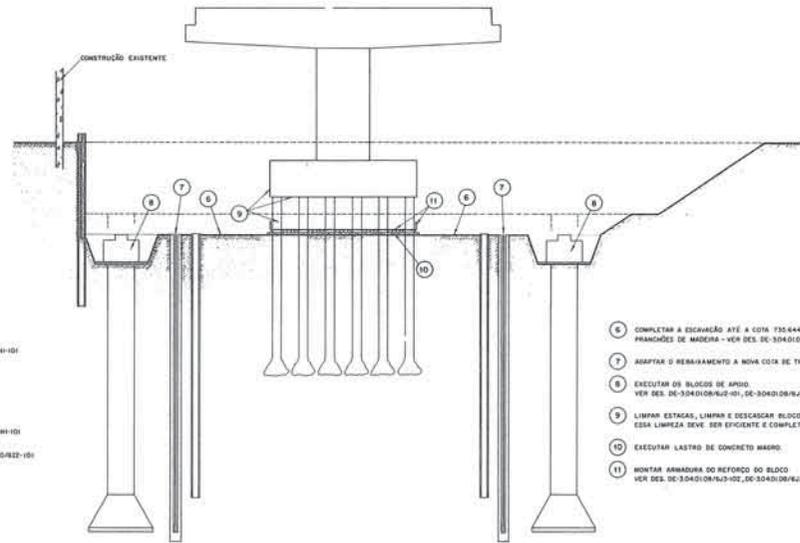
Para permitir o enchimento do sub-bloco até a face inferior do bloco existente, especificou-se a concretagem de uma camada de 30 cm em toda a superfície. O prosseguimento da concretagem seria feito por faixas e cada faixa, por sua vez, em duas etapas. A primeira etapa de concretagem foi projetada utilizando-se formas laterais, e atingindo um nível 20 cm abaixo do bloco existente, para lançamento e vibração do concreto. Este espaço seria posteriormente preenchido com concreto pouco plástico socado manualmente.

FASE 1



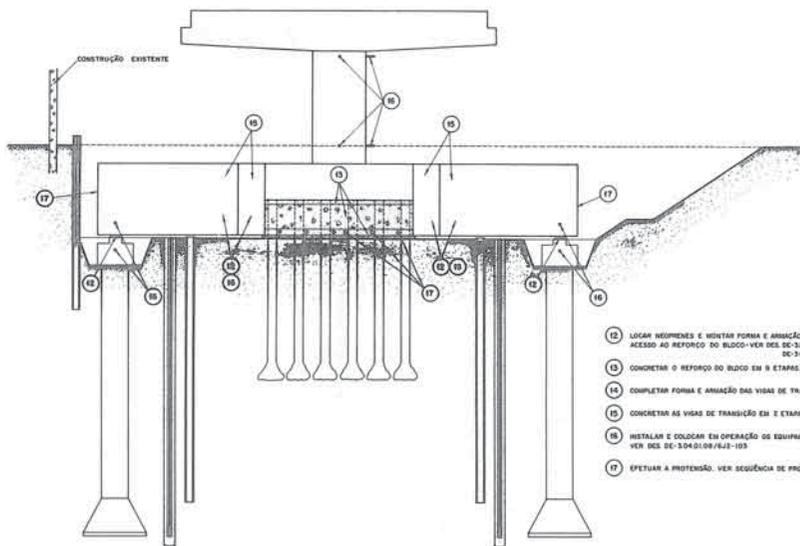
- 1 EXECUTAR OS TUBULÕES - VER DES. DE-3040108/6J3-106
- 2 CRANAR ESTACAS METÁLICAS DA 1ª FASE DE ESCAVAÇÃO - VER DES. DE-3040108/6H1-101
- 3 EXECUTAR A ESCAVAÇÃO PRELIMINAR ATÉ A COTA 736.700, INSTALANDO SIMULTANEAMENTE FRANÇÊS DE MADEIRA. CASO O FUNDO DA ESCAVAÇÃO NÃO APRESENTE CONDIÇÕES DE SUPORTE DE EQUIPAMENTOS, ESCAVAR ATÉ A COTA 736.000 E EFETUAR REATERRO EMPACTADO ATÉ A COTA 736.700.
- 4 CRANAR ESTACAS METÁLICAS DA 2ª FASE DE ESCAVAÇÃO - VER DES. DE-3040108/6H1-101
- 5 EXECUTAR POÇOS DE REBAIXAMENTO DO LENÇOL FRENÉTICO - VER DES. DE-3040108/6J2-105

FASE 2



- 6 COMPLETAR A ESCAVAÇÃO ATÉ A COTA 736.644 INSTALANDO SIMULTANEAMENTE FRANÇÊS DE MADEIRA - VER DES. DE-3040108/6G9-103
- 7 ADAPTAR O REBAIXAMENTO A NOVA COTA DE TRABALHO
- 8 EXECUTAR OS BLOCOS DE ARDO. VER DES. DE-3040108/6J2-105 e DE-3040108/6J3-106
- 9 LIMPAR ESTACAS, LIMPAR E DESGASCAR BLOCO EXISTENTE. (LATERAIS E FUNDO) ESSA LIMPEZA DEVE SER EFICIENTE E COMPLETADA COM JATO D'ÁGUA.
- 10 EXECUTAR LASTRO DE CONCRETO MAGRO.
- 11 MONTAR ARMADURA DO REFORÇO DO BLOCO - VER DES. DE-3040108/6J3-102, DE-3040108/6J3-103 e DE-3040108/6J3-103.

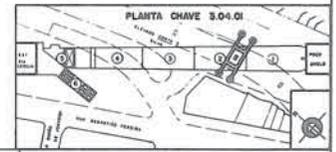
FASE 3



- 12 LOCAL REÚMENS E MONTAR FORMA E ARMADURA DAS VIGAS DE TRANSIÇÃO DEIXANDO LIVRE O ACESSO AO REFORÇO DO BLOCO - VER DES. DE-3040108/6J2-105 e 102 - FORMAS, DE-3040108/6J3-103 e 104 - ARMADURAS
- 13 CONCRETAR O REFORÇO DO BLOCO EM 3 ETAPAS - VER DETALHE "I" NO DES. DE-3040108/6A1-103
- 14 COMPLETAR FORMA E ARMADURA DAS VIGAS DE TRANSIÇÃO
- 15 CONCRETAR AS VIGAS DE TRANSIÇÃO EM 2 ETAPAS - VER DETALHE "I" NO DES. DE-3040108/6A1-103
- 16 INSTALAR E COLGAR EM OPERAÇÃO OS EQUIPAMENTOS DE CONTROLE DA ESTRUTURA - VER DES. DE-3040108/6J2-105
- 17 EFETUAR A PROTEÇÃO - VER SEQUÊNCIA DE PROTEÇÃO NA NOTA "I" DO DES. DE-3040108/6J3-101

DESENHOS COMPLEMENTARES

- DE-3040108/6A1-103 METODO CONSTRUCTIVO
- DE-3040108/6A1-103 METODO CONSTRUCTIVO-DETALHES
- DE-3040108/6J2-105 INSTRUMENTAÇÃO



<p><b>maubertec</b> engenharia e projetos ltda</p> <p>Rua ... 114 ... 01045-000 ... Tel: ... Fax: ...</p>		<p><b>E-237</b></p> <p>COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO - SBT 16</p> <p>PLANTA CHAVE DESTA ... PARA O PROJETO DE ... COSTA E ALMA</p> <p>DE-3.04.01.08/6A1-101</p>	
<p>RECEBIMENTO</p> <p>DATA: 17/09/76</p> <p>EMISSÃO: 18/09/76</p> <p>REVISÃO</p>	<p>DESENHADO: ...</p> <p>PROJETO: ...</p> <p>REVISÃO: ...</p>	<p>DE-3040108/6J2-101 FORMA E LOCALIZAÇÃO DO BLOCO 2</p> <p>VE - 18F - 176 ARMADURA DO BLOCO DE FUNDAMENTO DO PISO DO ELEV. COSTA E SILVA</p> <p>VE - 18F - 62 FORMA DO BLOCO DE FUNDAMENTO DO 2º ELEV. COSTA E SILVA</p>	<p>DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA</p>

Esse procedimento repetir-se-ia para as outras faixas do centro do bloco para as extremidades (V. DE-3.04.01.08/6A1-103).

Para o socamento do concreto foram feitas recomendações especiais para garantia de boa execução a fim de se conseguir o contato e aderência adequados entre concreto novo e concreto velho, evitando-se assim um assentamento e retração excessivos dessa camada e o seu desligamento da face inferior do bloco existente. No caso da sub-fundação conta-se com uma segurança adicional de ligação entre concreto novo e velho através dos segmentos das estacas Franki imersos no sub-bloco.

A segunda fase de concretagem refere-se ao contorno que envolve o bloco, e as vigas, (V. DE-3.04.01.08/6A1-103).

A fim de proporcionar uma boa ligação entre os vários concretos, nas juntas de concretagem, o tratamento das mesmas foi especificado com o apicoamento da superfície, eliminando-se o lastro do bloco existente, os excessos de nata nas superfícies, e descobrindo-se o agregado. A limpeza das superfícies foi especificada com jato de areia devendo as mesmas serem abundantemente molhadas.

Para diminuir a retração do concreto recomendou-se utilizar o menor consumo de cimento compatível com a resistência especificada e com os tipos de concreto utilizados (bombeado e socado).

Uma outra providência especificada com o objetivo de reduzir a fissuração decorrente da retração, foi a protensão par

cial dos cabos, no máximo três dias após a concretagem ou quando o concreto tivesse atingido a resistência mínima de  $f_{cj} = 15 \text{ MPa}$  ( $150 \text{ kgf/cm}^2$ ). Essa protensão proporcionaria uma tensão média de compressão na sub-fundação que tenderia a combater as tensões de tração desenvolvidas pela retração.

É interessante observar que as tensões desenvolvidas pela retração são decorrentes, não apenas do grande volume de concreto da peça, mas sobretudo, do fato de que se concretava uma peça em volta de uma outra, que praticamente é indeformável e que portanto impede a retração do concreto novo, desenvolvendo neste tensões de tração (V. Fig. 34).

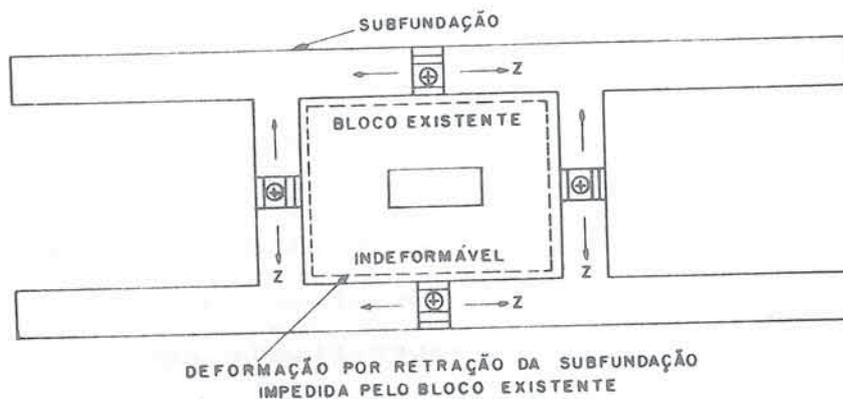


Fig. 34 - Tensões de tração devidas a deformação por retração do sub-bloco, impedidas pelo bloco existente.

#### IV.7.2 - Transferência de carga

A idéia inicial para a transferência de carga era a de se utilizar dois macacos hidráulicos, para 5000 KN (500 tf), em cada apoio, levantando a estrutura progressivamente (com cargas especificadas), à medida em que a protensão dos cabos fosse introduzida na estrutura. No final da operação, a carga nos macacos seria levada ao valor previsto em projeto, de modo a descarregar totalmente as estacas. Este alívio seria medido através de extensômetros elétricos instalados em algumas estacas. Para se aferir a carga efetivamente transferida para os tubulões previa-se a instalação de células de carga entre a viga e o bloco de coroamento.

No desenvolvimento do projeto, entretanto, a porcentagem de carga transferida pela protensão mostrou-se bastante elevada, sugerindo uma mudança na filosofia do sistema de transferência. Essa mudança seria no sentido de permitir que a transferência fosse feita pela protensão, deixando o macaqueamento da estrutura apenas para medidas corretivas.

Essa alteração na sistemática de transferência, permitiu reduzir o número de macacos hidráulicos na obra, de oito para dois, propiciando uma redução sensível no custo da operação de transferência.

Evidentemente que ao se deixar que a transferência fosse feita somente pela protensão, uma verificação da carga transferida, nas várias fases de protensão, seria imprescindível.

Isto porque conforme se mencionou no item IV-1 o valor obtido no cálculo da transferência de carga pela protensão (hiperestático de protensão) é função direta da rigidez dos tubulões e das estacas.

Esta rigidez inclui não apenas os tubulões e estacas mas também as suas interações com o solo e o solo propriadamente dito. Essa avaliação, devido às dificuldades em determinar essas características com precisão, pode, sem dúvida, apresentar variações sensíveis, alterando substãcialmente a conclusão obtida no cálculo.

Por essa razão resolveu-se utilizar os aparelhos de apoio de elastômero armado como células de carga e acompanhar a transferência da carga pelo seu abatimento. Com essa medida, foi possível abandonar a instrumentação com células de carga e extensômetros elétricos.

Para tanto foi especificado levantar em laboratório a curva carga-abatimento para todos os quatro aparelhos de apoio uma vez que essa relação (módulo de elasticidade) não é constante, pelo menos nas regiões em que as pressões são baixas.

A fim de evitar o aparecimento de altas tensões de tração nas faces superiores das vigas, nas seções junto ao bloco, determinaram-se, para cada fase de protensão, as cargas mínimas nos tubulões. Estas cargas foram calculadas impondo-se que as tensões máximas de tração fossem menores do que 1,0 MPa ( $10 \text{ kgf/cm}^2$ ). Sendo que essa tensão foi adotada por estar compatível com a armadura frouxa colocada nessas faces.

No caso de ocorrer eventual recalque dos tubulões com diminuição da sua carga a níveis abaixo dos mínimos especificados, a correção seria feita através do macaqueamento do apoio que recalcase, introduzindo-se chapas metálicas de 0,6 mm de espessura até compensar o recalque ocorrido e atingir um valor de carga no tubulão igual ou superior ao mínimo estipulado. Apesar da transferência de carga estar sendo controlada através das cargas nos tubulões, limitou-se o recalque diferencial em 2 mm, recomendando-se sua compensação através da introdução das chapas de 0,6 mm (V. DE-3.04.01.08/6A1-103).

A característica mais importante desse sistema de transferência é que o processo pode a qualquer instante retornar à fase inicial através da desprotensão dos cabos, devolvendo as cargas para as estacas. Apresenta ainda a vantagem de a estrutura estar, durante a protensão, assente sobre aparelhos de apoio de elastômero armado que não restringem as deformações da estrutura, o que não ocorreria no caso de transferência de carga por macaqueamento.

Além disso a solução de se levantar toda a estrutura sobre macacos, viria exigir o acompanhamento do levantamento com a colocação de calços que na eventualidade de uma falha do sistema hidráulico, funcionassem como apoios, sem permitir um retorno da carga para as estacas.

#### IV.7.3 - Instrumentação

Para o acompanhamento da transferência de carga foi especificada a utilização de deflectômetros com precisão nominal de  $10^{-3}$  mm, instalados aos pares em cada apoio e fixados na viga e no bloco de coroamento do tubulão. Para a obser

vação dos recalques dos tubulões, foi projetada a instalação de pinos nos blocos de coroamento. Para determinar a flecha e eventuais rotações no vão, foram especificados seis pinos, quatro sobre o bloco existente e dois no pé do pilar (V. DE-3.04.01.08/6J2-103).



## V - EXECUÇÃO DA SUBFUNDAÇÃO DO PILAR P24

### V.1 - EXECUÇÃO DOS TUBULÕES

A execução dos tubulões e o alargamento da base na cota prevista em projeto ocorreu sem nenhuma anormalidade digna de nota.

Os tubulões foram arrazados na cota 734,144 de projeto, perfazendo uma altura total de 15,14 m.

No entanto, após ter-se instalado o rebaixamento do lençol freático e procedido à escavação do bloco existente, verificou-se que o mesmo estava cerca de 0,5 m abaixo da cota prevista no projeto do viaduto, exigindo um arrazamento adicional dos tubulões (733,644).

### V.2 - EXECUÇÃO DO SUB-BLOCO E DAS VIGAS

Após a escavação ter atingido o nível previsto para a concretagem do lastro do sub-bloco, procedeu-se ao levantamento da posição exata das estacas Franki ("as built"). Esse levantamento mostrou que algumas estacas estavam em posições diferentes daquelas de projeto devido a desvios de locação e execução.

Esse fato exigiu uma revisão geral no lançamento dos cabos do sub-bloco para evitar a interferência física dos mesmos com as estacas desalinhadas.

Não foi possível, devido ao pouco espaço disponível, remanejar os cabos sem desbastar algumas estacas.

O desbastamento foi de uma maneira geral superficial, apenas em uma estaca foi necessário seccionar praticamente metade da sua seção. Este fato não causou maiores preocupações, uma vez

que as estacas estavam com cargas (800 KN) (80 tf) abaixo das admissíveis ( $\varnothing$  52 cm; 1300 KN) (130 tf), e com secção superabundante ( $\varnothing$  médio ~ 70 cm).

A concretagem do sub-bloco se procedeu conforme as especificações do projeto, tendo-se obtido um concreto de boa qualidade, em todas as fases de concretagem, conforme descrito no método construtivo.

A montagem das armaduras frouxa e protendida e a concretagem das vigas, se desenvolveu sem incidentes.

Em função da problemática dos aparelhos de apoio, discutida no item V.3, resolveu-se introduzir uma armadura longitudinal superior nas vigas principais, que pudesse absorver tensões de tração de + 2,0 MPa (+ 20 kgf/cm<sup>2</sup>).

A armadura prevista em projeto, conforme mencionado no item IV.4, havia sido dimensionada para absorver tensões de tração de + 1,0 MPa (+ 10 kgf/cm<sup>2</sup>).

Essa providência visou aumentar a capacidade das vigas de serem protendidas em vazio nas fases descritas no item V.5.1, caso a transferência de carga das estacas para os tubulões não ocorresse com a intensidade esperada.

Essa armadura permitiria a protensão de mais cabos do que previsto originalmente, diminuindo o número de macaqueamentos necessários em função das fases de protensão.

Nas extremidades das vigas foram feitos encaixes para permitir a colocação dos aparelhos de apoio que tiveram suas alturas aumentadas face a problemas de deformações excessivas, discutidas no item V.4.

O projeto previa a concretagem das vigas ou em duas etapas, ou em uma única fase (V. DE-3.04.01.08/6A1-103).

Optou-se pela concretagem em uma única fase. As faces do bloco foram abundantemente molhadas, conforme especificado, e foram lançados aproximadamente 500 m<sup>3</sup> de concreto contra o concreto velho do bloco. Após 48 horas, procedeu-se a desforma das laterais, e no terceiro dia, com a resistência  $f_{cj} > 15$  MPa (150 kgf/cm<sup>2</sup>), foi instalada a protensão parcial prevista para impedir a fissuração excessiva no concreto novo conforme mencionado no item IV.7.

Apesar da protensão parcial, verificou-se o aparecimento de algumas fissuras nas faces laterais do bloco. Essas fissuras se mantiveram, entretanto, com aberturas da ordem de 0,2 mm e foram em pequeno número, não causando maiores preocupações.

Em torno do 10º dia após a concretagem e com  $f_{cj} > 28$  MPa (280 kgf/cm<sup>2</sup>), completou-se a protensão dos cabos elevando as cargas de 800 KN (80 tf) até 4350 KN (435 tf).

Os alongamentos não diferiram em mais do que 5% do previsto.

A injeção dos cabos com nata foi feita sem a utilização de aditivos e com uma fluidez de 9s. no cone de Marsch, logo após a confirmação dos valores das cargas transferidas.

### V.3 - RECEBIMENTO DOS APARELHOS DE ELASTÔMERO ARMADO, ENSAIOS E REFORMULAÇÃO

Conforme já mencionado, o projeto definiu, em substituição à instrumentação inicialmente prevista, o uso dos aparelhos de apoio como células de carga para medir a carga transferida da fundação original (25 estacas Franki) para a nova fundação (tubulões).

Esses primeiros aparelhos de apoio, quando submetidos aos ensaios físicos e químicos no Instituto de Pesquisas Tecnológicas ficaram fora das especificações da Companhia do Metropolitan de São Paulo.

A principal propriedade não alcançada foi a adesão borracha-aço, verificada nos ensaios de compressão simples combinada com força cortante, para uma distorção de  $\tan \gamma = 2$ .

Face ao fato de que se poderia abrir mão de algumas qualidades do aparelho de apoio (em função do uso temporário com concretagem posterior do nicho de apoio), o projeto estudou a alternativa de aproveitar os mesmos aparelhos, desde que se conseguisse compor a curva carga x abatimento para a situação final de transferência de carga, ou seja, levar os aparelhos de apoio em laboratório até a carga total em torno das 6000 KN (600 tf). A idéia foi entretanto abandonada em vista da resolução da Fiscalização da CMSP de substituir os aparelhos de apoio por novos, conforme previsto no contrato com o fabricante.

Foram fornecidos cinco aparelhos de apoio, sendo que um deles foi sacrificado para a realização dos ensaios de controle de qualidade.

Os resultados indicaram que o lote se enquadrava dentro das especificações.

Simultaneamente deu-se início aos ensaios de compressão, especificados pelo projeto, para todos os aparelhos (V. item IV-7.2).

As suas grandes dimensões (120 x 50 cm), contra 50 x 50 cm da prensa, exigiram o projeto de uma estrutura metálica de transição para permitir a distribuição uniforme da carga da prensa sobre o aparelho.

A Fig. 35 mostra a estrutura de transição, o aparelho de apoio e o posicionamento dos deflectrômetros instalados.

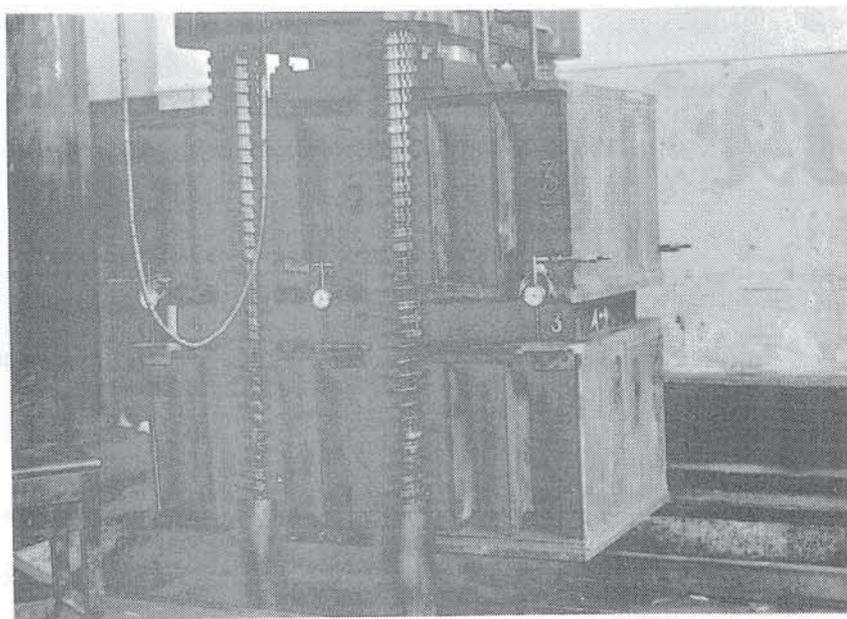


Fig. 35 - Instalação dos aparelhos de elastômero armado para ensaio, mostrando a estrutura de transição e o posicionamento dos deflectômetros.

O carregamento foi levado até o limite da prensa, cerca de 3600 KN (360 tf).

Os diagramas carga - deslocamento estão indicados na Fig. 36 e os valores plotados na curva são os valores médios obtidos em cada leitura dos seis extensômetros instalados.

O contato entre as superfícies do aparelho e da estrutura de transição não ficou perfeito em decorrência de certas irregularidades da superfície de contato da estrutura de transição. Não obstante essas imperfeições, foi surpreendente a uniformidade de comportamento dos quatro aparelhos.

A análise dos diagramas mostra que para pressões médias de 0-250 MPa (0-25 kgf/cm<sup>2</sup>) existem acomodações e que somente a partir de pressões mais altas observa-se um comportamento próximo do elástico.

A causa dessas deformações na fase inicial de carregamento não é ainda conhecida, conforme esclarece Eggert (5), e a sua determinação só é possível através de ensaios.

É importante observar que os ensaios de rotina do IPT, não mostram essa acomodação, uma vez que eles começam com uma pressão inicial de 2,0 MPa (20 kgf/cm<sup>2</sup>).

Essa acomodação pode, entretanto, provocar esforços não desprezíveis nas estruturas hiperestáticas. Um exemplo dessas estruturas sensíveis é a própria subfundação do pilar P24.

O deslocamento inicial da ordem de 4,5 mm se mostrou excessivo e incompatível com a rigidez da estrutura de concreto uma vez que o pequeno deslocamento da ponta da viga, quando sub

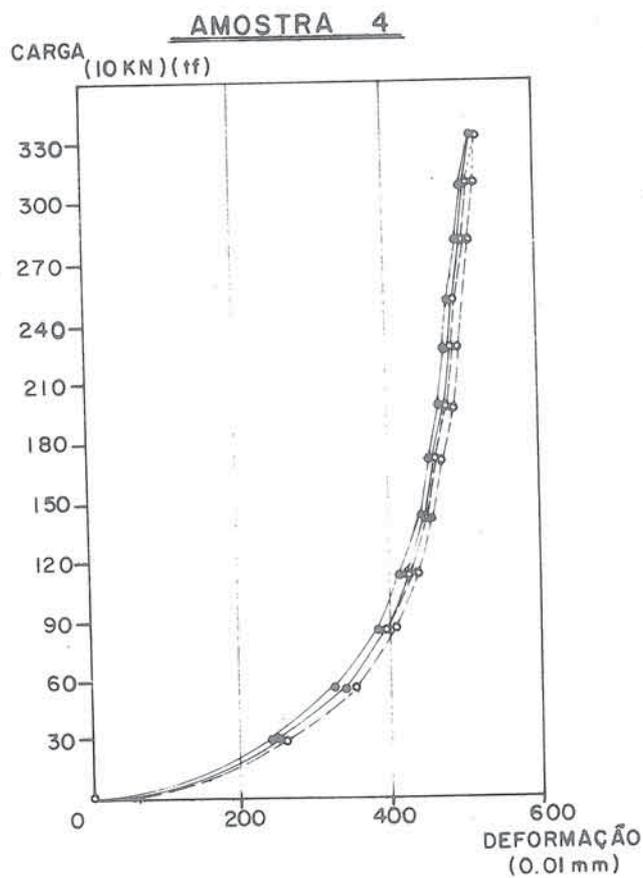
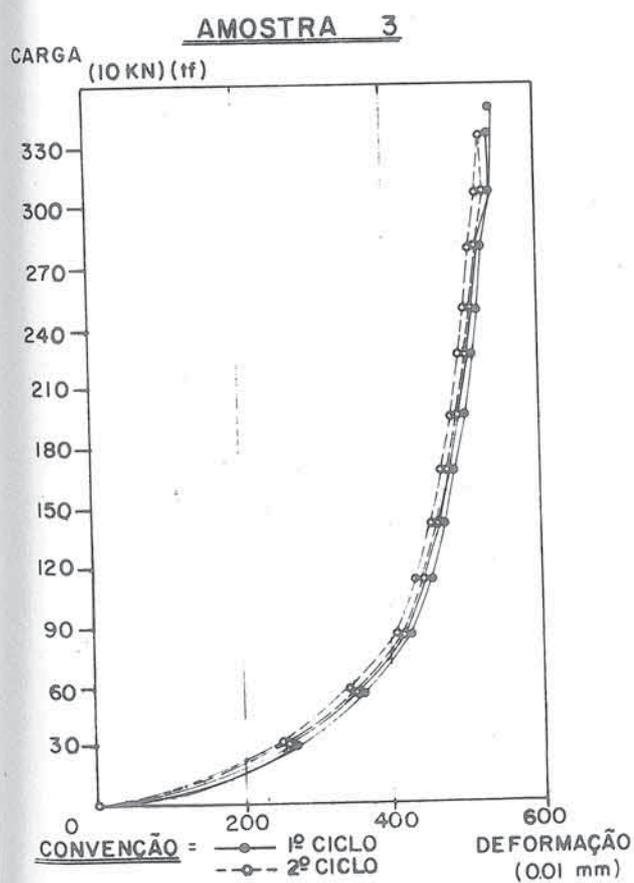
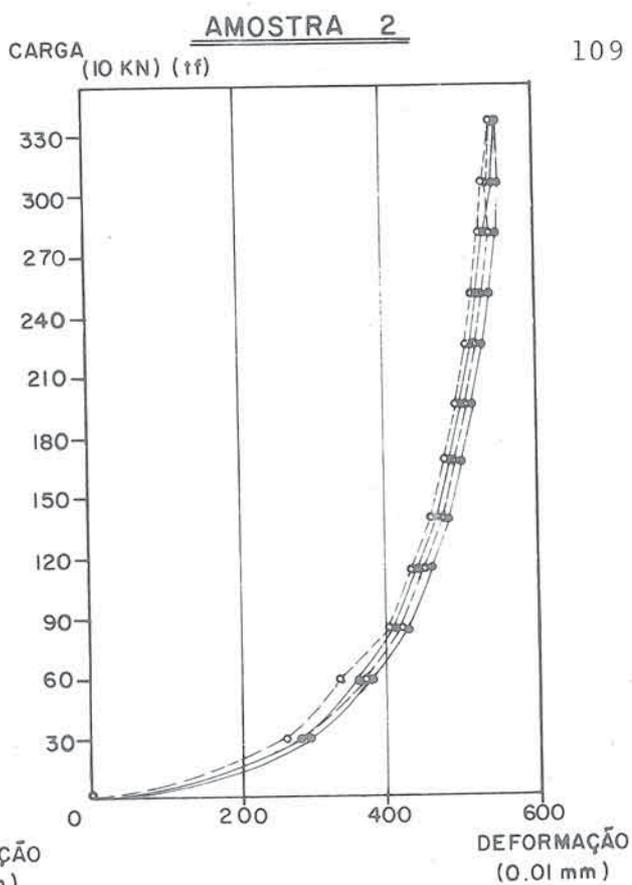
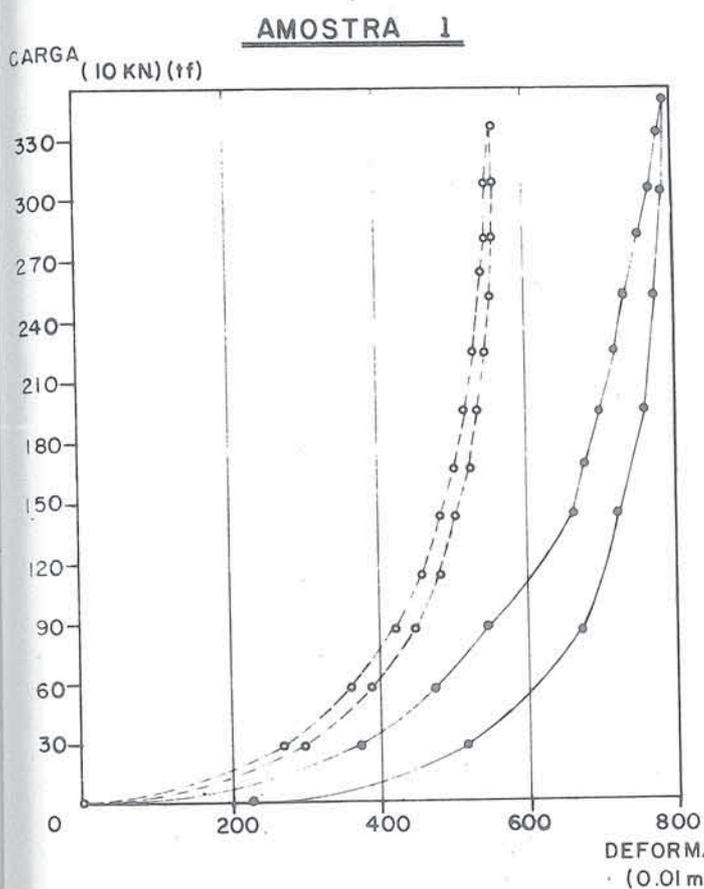


Fig. 36 - Diagramas carga-deslocamento dos aparelhos de apoio.

metida a protensão, não conseguiria transferir carga para o aparelho.

Desta forma seria necessário protender-se a viga ao máximo em vazio (até atingir + 2,0 MPa ou 20 kgf/cm<sup>2</sup> na borda superior) para, em seguida, levantá-la com macacos hidráulicos até se destacar do neoprene e deixar uma folga que permitisse a introdução das chapas de 0,6 mm que viessem compensar esse deslocamento inicial.

A análise da estrutura mostrou que esse procedimento seria teoricamente possível, porém sem permitir qualquer alteração nos parâmetros adotados.

A hiperestaticidade do sistema e a incerteza das características elásticas do concreto, levaram a que não se adotasse essa solução.

Foram analisadas duas outras soluções: a primeira seria substituir os aparelhos por outros metálicos com teflon, sobre aço inoxidável.

Essa solução foi descartada uma vez que a execução desse aparelho para garantia de um funcionamento adequado e seguro seria dispendiosa e exigiria um tempo, não disponível.

A solução de se improvisar um aparelho metálico tendo em consideração tratar-se de um aparelho provisório foi também descartada em vista da grandeza das cargas envolvidas.

A segunda solução proposta e finalmente a adotada previa a pré-compressão dos aparelhos de apoio através de um "sanduíche" de duas chapas metálicas (V. Fig. 37).

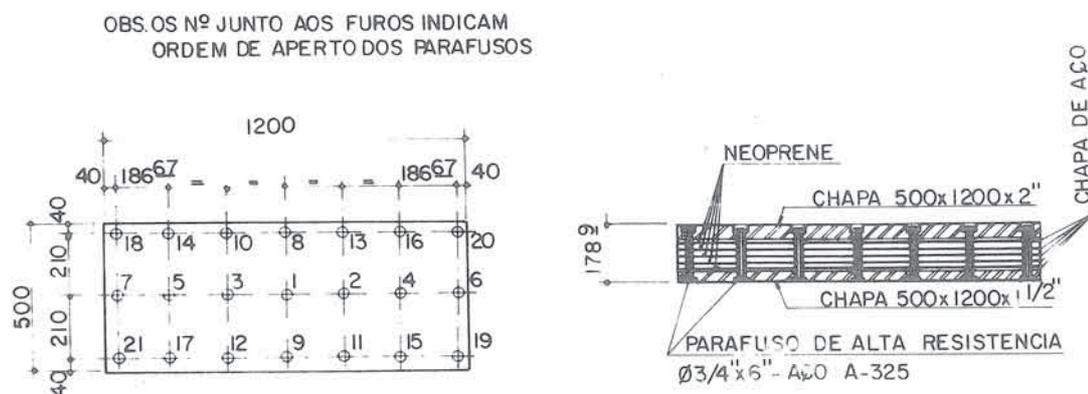


Fig. 37 - Aparelho de apoio pré-comprimido

As chapas e o elastômero armado seriam furados e a pré-compressão seria feita através de parafusos de alta resistência. Foram utilizados parafusos de fabricação da Caterpillar, grau 8, especificação 1D4616 com porcas, especificação 1B4331, diâmetro (3/4") e comprimento (6").

Os parafusos em número de vinte e um seriam apertados com um torque de 272 KN x m (27,2 kg x m), desenvolvendo uma força prevista de 1500 KN (150 tf) de compressão e um abatimento de 4,5 mm a ser verificado com paquímetro.

A solução de pré-comprimir os aparelhos permitiu eliminar os grandes deslocamentos iniciais observados nos ensaios de compressão, substituindo-se esse trecho da curva de carga - deslocamento pela curva carga - deslocamento do parafuso.

De fato, ao se analisar o comportamento do aparelho pré-comprimido, verifica-se que, à medida que se vai carregando o aparelho, esta irá sofrendo um abatimento, e os parafusos irão sendo progressivamente descarregados até que, ao se atingir 1500 KN (150 tf), eles ficarão totalmente descarregados

e o deslocamento ocorrido será o alongamento imposto ao para-  
fuso por ocasião da pré-compressão.

Para evitar que o parafuso viesse a enconstar na estrutura de  
concreto por ocasião da diminuição da espessura do elastômero  
por compressão, a chapa superior foi projetada com espessura  
maior deixando-se a folga necessária para absorver essa dimi-  
nuição.

Desta maneira conseguiu-se um enrijecimento ponderável do apa-  
relho, conforme se comprovou posteriormente pelas curvas car-  
ga - deslocamento.

#### V.4 - ENSAIOS DOS APARELHOS PRÉ-COMPRIMIDOS

Na execução da pré-compressão dos aparelhos, as chapas utili-  
zadas não tiveram as superfícies muito bem acabadas e verifi-  
cou-se que os abatimentos médios medidos foram variáveis de  
aparelho para aparelho entre 1,5 mm e 3,5 mm, contra 4,5 mm  
previsto, observando-se portanto um certo enrijecimento dos  
mesmos.

Apesar da boa distribuição dos parafusos, a flexão da chapa  
contribuiu para torná-la ainda mais irregular.

Com a finalidade de se obter o diagrama de carga - deslocamen-  
to dos aparelhos, precedeu-se ao ensaio de um deles (V. Fig.  
38).

Durante a execução do ensaio, verificou-se que o contato en-  
tre as chapas do aparelho de apoio e da estrutura de transi-  
ção estava bastante irregular. A fim de garantir uma maior  
área de contato foram colocados calços metálicos onde possível.

Os valores medidos de cada deflectômetro mostraram claramente a irregularidade do contato entre as chapas quando, alguns deles para carga baixa apresentaram alongamento no lugar de encurtamento.

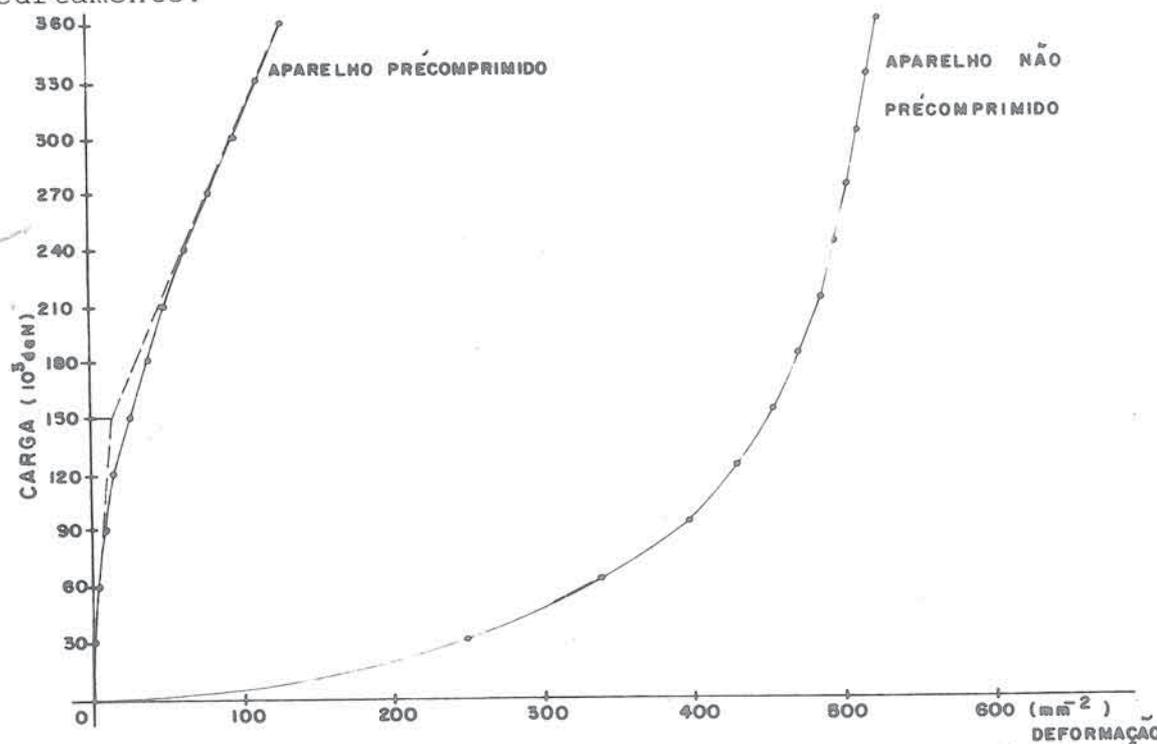


Fig. 38 - Diagrama carga-deslocamento do aparelho pré-comprimido.

O diagrama elaborado com o valor médio dos seis deflectômetros mostrou o desenvolvimento de suas curvas conforme previsto, sendo a primeira correspondente à variação de carga de 0,0 a 1500 KN (150 tf) e a segunda de 1500 a 3600 KN (150 a 360 tf) (V. Fig. 38).

O módulo de elasticidade obtido no primeiro trecho corresponde ao do aço dos parafusos e o do segundo trecho ao do elastômero armado.

É interessante observar que a furação do elastômero para permitir a protensão do aparelho provocou uma diminuição do módulo

de elasticidade do aparelho. De fato no primeiro ensaio o módulo de elasticidade secante entre as cargas 2352 e 3136 KN foi de  $\approx 370$  MPa (235,2 e 313,6 tf foi de  $\approx 3700$  kgf/cm<sup>2</sup>), enquanto que no aparelho pré-comprimido atingiu 274 MPa (2740 kgf/cm<sup>2</sup>).

#### V. 5 - TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Conforme previsto no projeto, toda a carga foi transferida praticamente durante a protensão dos cabos, principalmente dos cabos da viga.

O controle através dos deflectômetros e dos pinos iniciou-se com a primeira fase de protensão. A frequência de leitura das medidas foi realizada segundo as especificações do projeto.

Elas possibilitaram verificar as cargas transferidas e compará-las às cargas mínimas especificadas.

Durante o processo resolveu-se proceder a alguns macaqueamentos a fim de levantar a curva carga-deslocamento do neoprene e da estrutura, possibilitando um acompanhamento mais seguro do processo, uma vez que apenas um neoprene pré-comprimido havia sido ensaiado.

Basicamente a transferência se processou em quatro etapas distintas.

A primeira e a segunda etapas ocorreram por ocasião da primeira e da segunda fase de protensão, respectivamente. A terceira etapa se realizou através da introdução de calços em chapas metálicas de 0,6 mm de acordo com o projeto. A quarta e última etapa ocorreu através do corte das estacas Franki.

### V.5.1 - Medidas e seus resultados

#### a) Primeira etapa

Após a primeira fase de protensão, correspondente a protensão de todos os cabos com uma força de 800 KN (80 tf), procedeu-se ao macaqueamento dos quatro apoios.

Foram então elaborados diagramas carga-deslocamento que permitiram determinar a carga atuante no aparelho (V.Fig. 39).

Nos diagramas caracterizam-se três zonas:

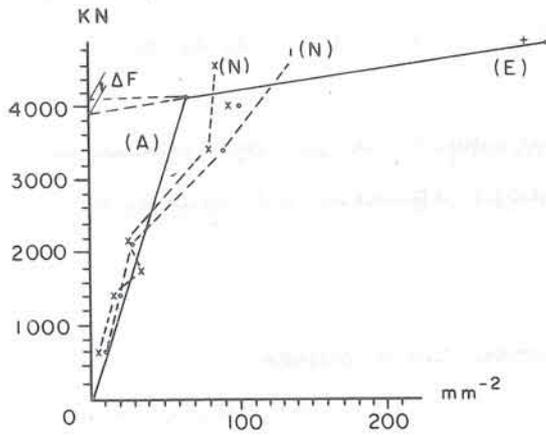
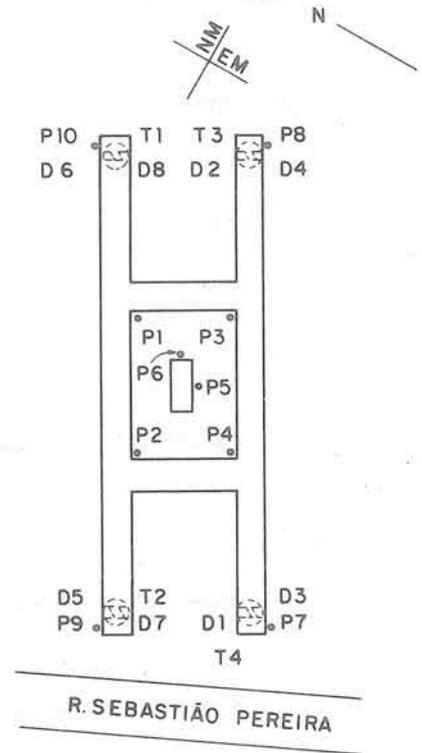
A primeira zona indica a curva do aparelho mais estrutura (tubulão e viga), trabalhando juntos; a segunda zona corresponde a uma fase de transição em que o aparelho se encontra pouco carregado e ocorre a transferência de carga para os parafusos e não mais para o aparelho propriamente dito (V. item V.4); a terceira zona indica a curva da viga trabalhando juntamente com o tubulão. Percebeu-se claramente que as retas do aparelho de apoio mais estrutura são muito mais próximos da vertical do que as retas relativas à estrutura, indicando um comportamento muito mais rígido do primeiro sistema devido a presença do aparelho de apoio e de acordo com os resultados do cálculo estático e ensaios, (V. Fig. 39c).

A interseção da reta correspondente à estrutura com o eixo das ordenadas, fornece a carga atuante no aparelho antes do início do macaqueamento.

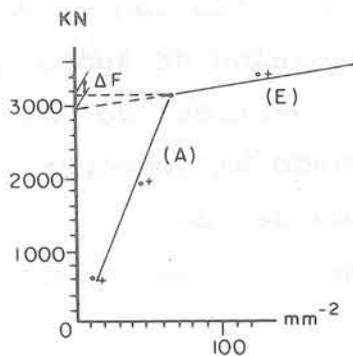
**LEGENDA**

- D- DEFLECTOMETRO
- P- PINO
- T- TUBULÃO
- NI-EI = 1ª FASE
- NE-E = FASE FINAL
- N- DEFLECTOMETROS NO NEOPRENE
- E- " NA ESTRUTURA
- A- CURVA MEDIA DOS APARELHOS DE APOIO

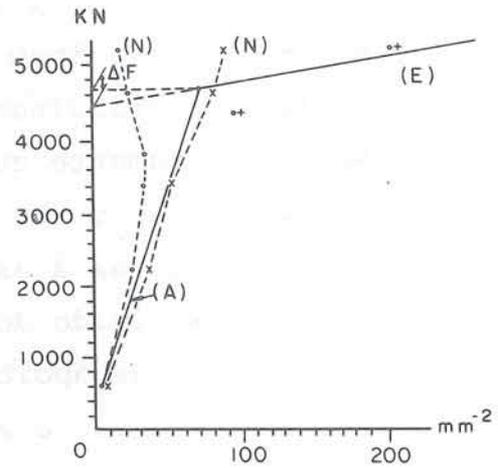
**PLANTA DE SITUAÇÃO**



MACAQUEAMENTO DO APOIO 4 NA 2ª FASE DE PROTENSÃO APÓS 14ª FASE (D1 - D3)



MACAQUEAMENTO DO APOIO 3 NA 2ª FASE DE PROTENSÃO APÓS 12ª FASE (D2 - D4)



MACAQUEAMENTO DO APOIO 1 NA 2ª FASE DE PROTENSÃO APÓS A 16ª FASE (D6 - D8)

Fig. 59a - Diagramas de carga-deslocamentos, obtidos através do macaqueamento da estrutura.

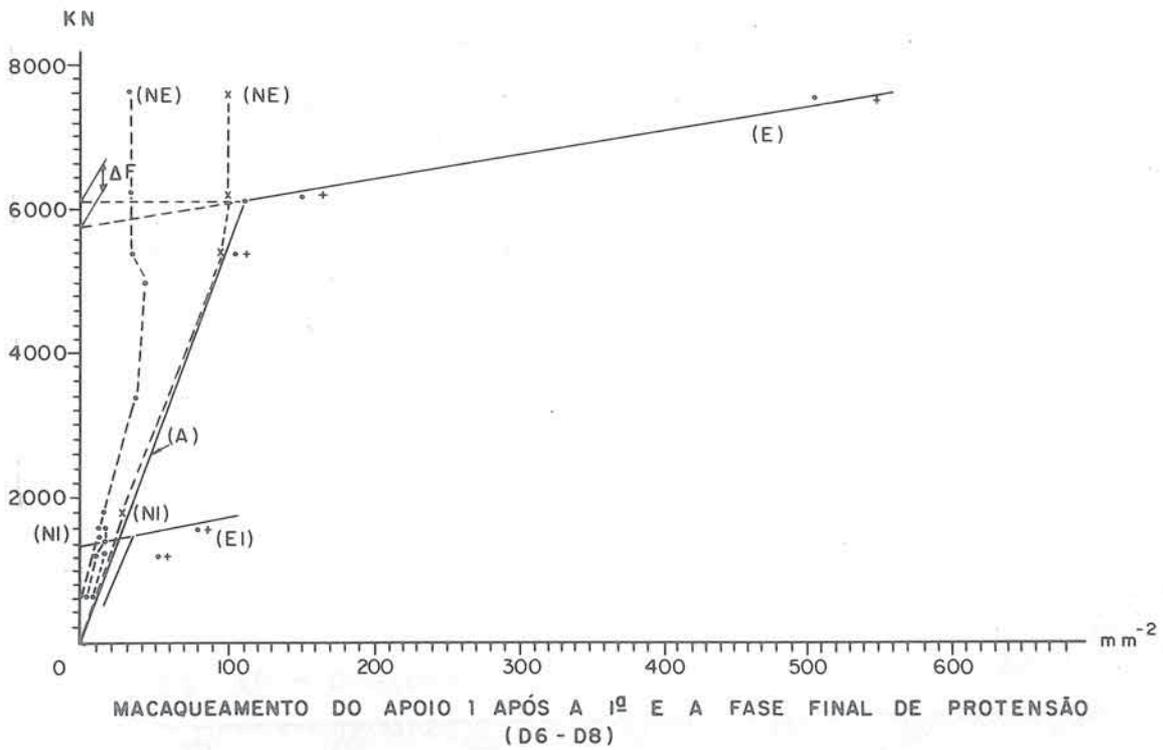
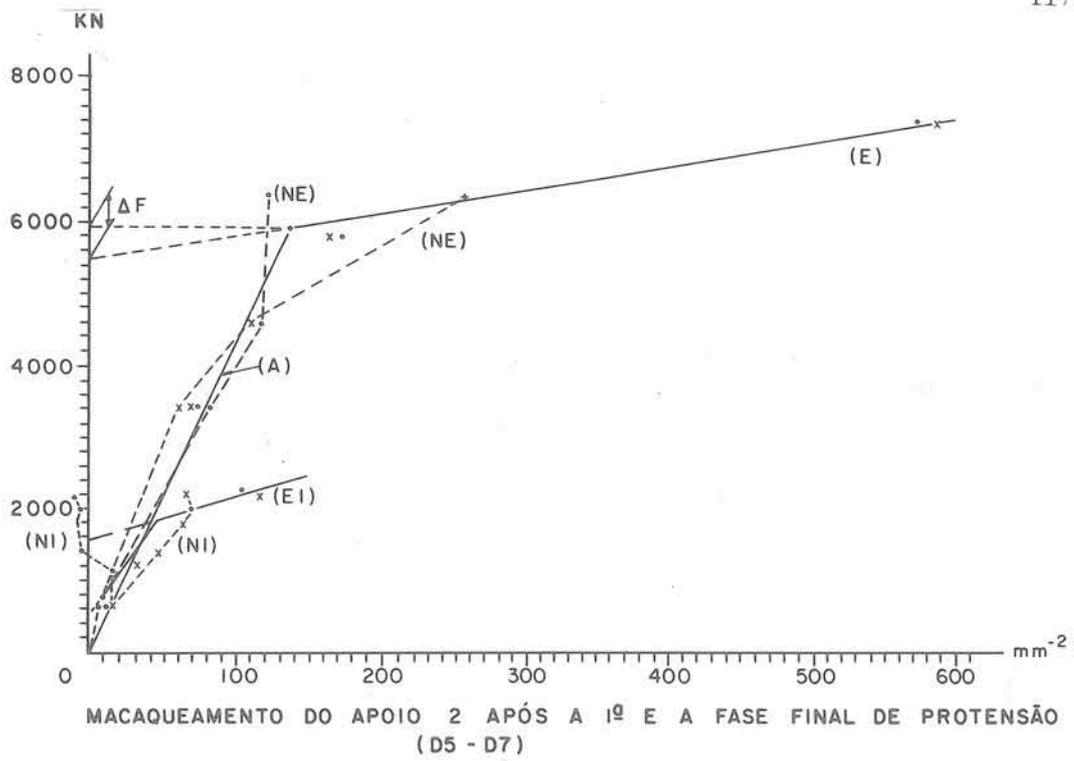


Fig. 39b - Diagramas de carga-deslocamentos, obtidos através do macaqueamento da estrutura.

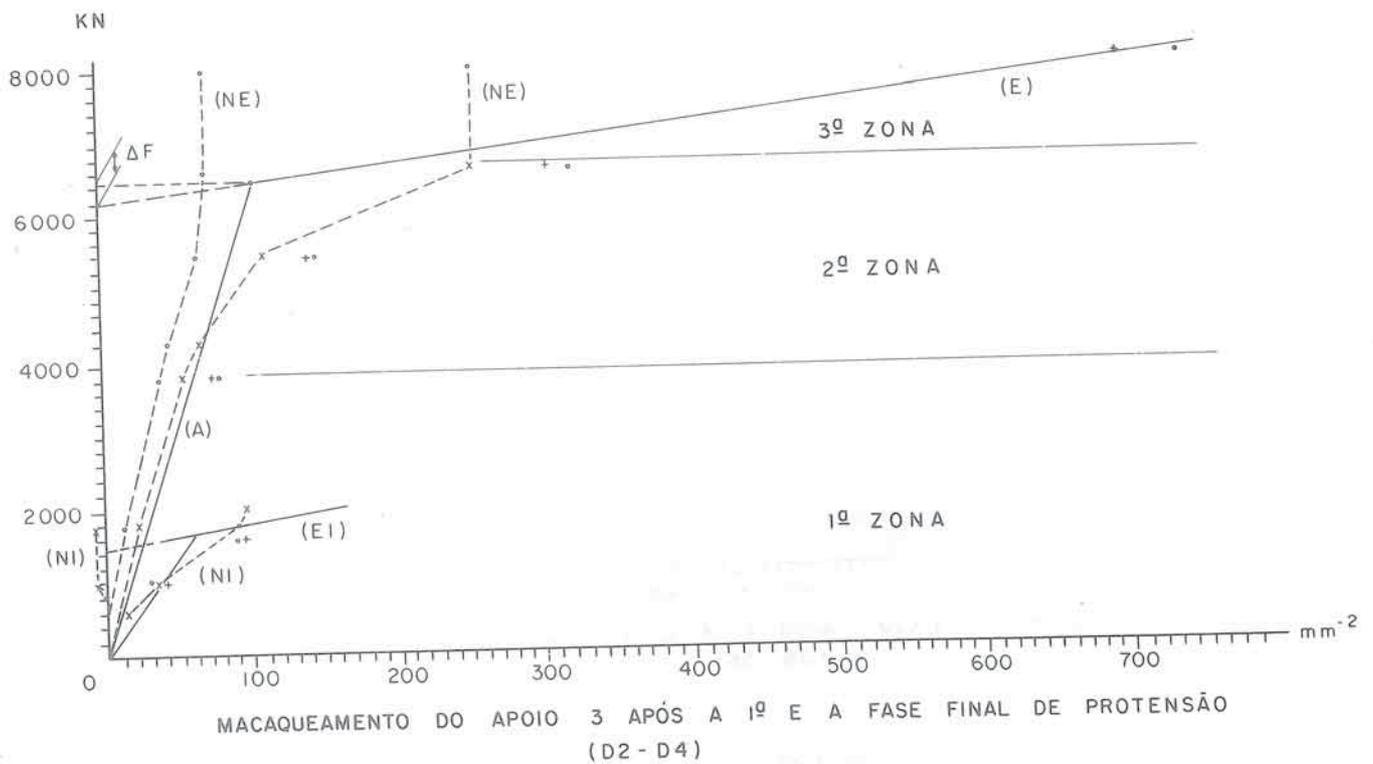
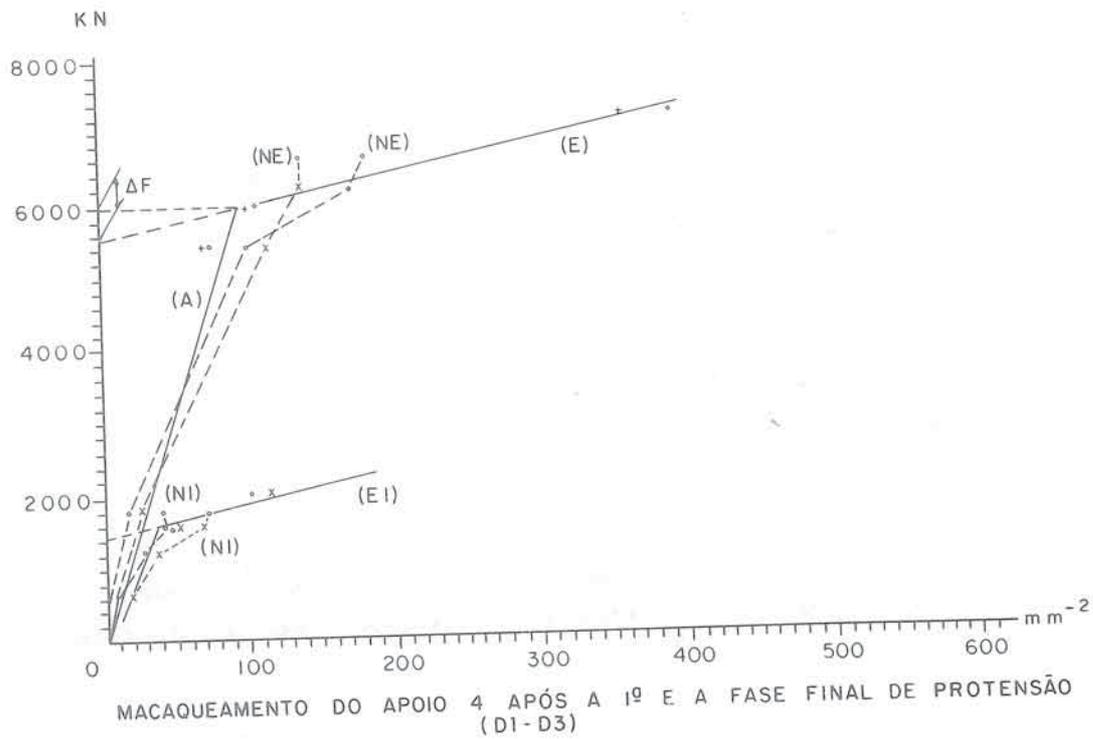


Fig. 39c - Diagramas de carga-deslocamentos, obtidos através do macaqueamento da estrutura.

É interessante observar que, conforme se mencionou, as curvas carga-deslocamento levantadas durante as operações de macaqueamento, englobam também a estrutura.

De fato ao se imaginar um sistema de coordenadas com sua origem no eixo do tubulão, antes de se iniciar o macaqueamento, tem-se uma espessura  $\delta_1$  de aparelho comprimido (V. Fig. 40). O aparelho descarregado tem a espessura de  $\delta_1 + \delta_2$ .

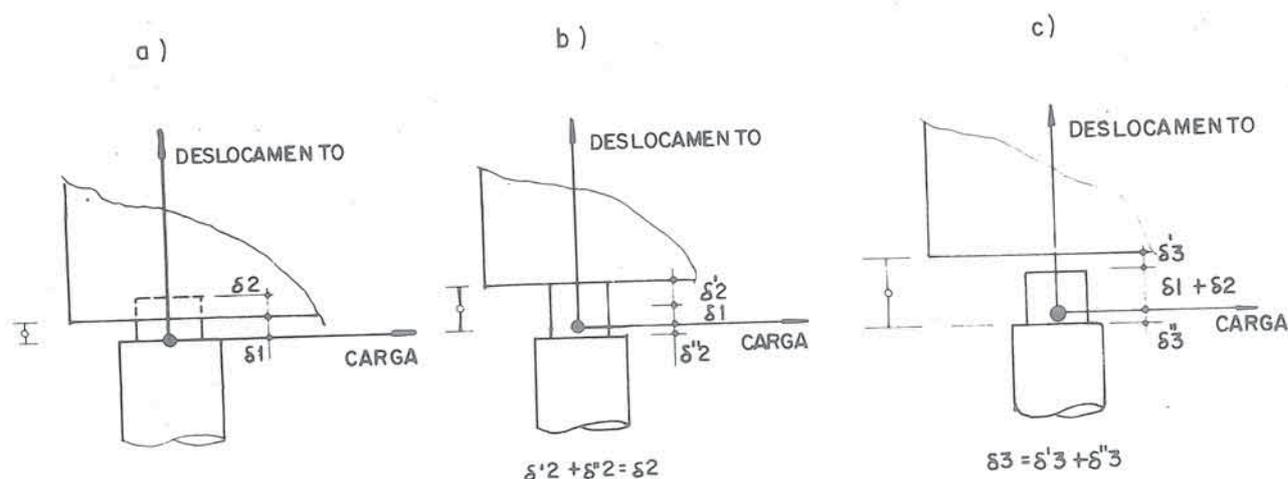


Fig. 40 - Deslocamento da viga, do tubulão e do aparelho de apoio nas várias fases do macaqueamento:

- situação do apoio antes do macaqueamento;
- deslocamento do apoio quando o elastômero está totalmente descarregado;
- deslocamento quando a superestrutura se destaca do elastômero.

Quando na operação de macaqueamento se atingir a carga necessária para descarregar o aparelho, o deslocamento no deflectômetro terá indicado  $\delta_2$  sendo que a parcela  $\delta_2'$  corresponde ao deslocamento da viga e a parcela  $\delta_2''$  ao deslocamento do tubulão.

Nesta fase a carga aplicada no macaco é aquela correspondente à atuante no aparelho antes do macaqueamento somada a um acréscimo de carga necessário para provocar no sistema viga-tubulão o deslocamento  $\delta_2$ . Chamando de  $F_m$  a carga do macaco, de  $F_a$  o alívio do aparelho e  $\Delta F$  o mencionado acréscimo de carga pode-se escrever que

$$F_m = F_a + \Delta F.$$

O diagrama carga-deslocamento ( $F_m - \delta$ ) obtido a partir das leituras dos deflectômetros e das cargas nos macacos englobam portanto a rigidez não só do aparelho mas também do conjunto viga-tubulão.

Assim, para se obter o diagrama do aparelho é necessário eliminar a rigidez relativa à estrutura, que fica definida nos diagramas da Fig. 39, quando, prosseguindo com o macaqueamento, a estrutura se destaca do aparelho.

Os deslocamentos  $\delta_3$  observados a partir deste ponto terão duas parcelas.

A parcela  $\delta_3'$  relativa ao deslocamento da viga e  $\delta_3''$  relativa ao deslocamento do tubulão.

O acréscimo de carga  $\Delta F$  pode ser obtido nos diagramas das Figs. 39b e c e é igual à diferença de ordenadas

do ponto de interseção das curvas dos aparelhos com as da estrutura (curvas A e E) e do ponto de interseção da curva da estrutura (curva E) com o eixo das ordenadas.

A operação de macaqueamento em cada apoio foi realizada duas vezes. Uma vez fixando-se os deflectômetros no tubulão e na viga, e na outra, fixando-os às chapas externas do aparelho. Essa última operação permitiu caracterizar o ponto em que o aparelho ficou descarregado. Nos diagramas percebe-se a boa coincidência deste ponto com os obtidos através da interseção das retas aparelho-estrutura e viga-tubulão. Devido à irregularidades do contato do aparelho com a viga e pelo fato de se ter utilizado apenas dois deflectômetros, as curvas levantadas para os deflectômetros fixados no aparelho e na estrutura não foram coincidentes.

As curvas obtidas com os deflectômetros fixados na estrutura são as mais corretas uma vez que a rigidez da viga e do bloco de coroamento impõe que o deslocamento dos deflectômetros se realize sem as perturbações oriundas de rotações do aparelho devido às irregularidades do contato.

O mapeamento dessa área de contato com uma fita metálica de pequena espessura mostrou que de fato apenas uma área central do aparelho ficou em contato com a viga.

Geralmente o assentamento perfeito da viga sobre o neoprene é garantido concretando-se a viga contra o neoprene, para os casos de estrutura moldada in loco, ou através da colocação de uma argamassa de regularização im-

diatamente antes da montagem da viga, para os casos de estrutura pré-moldada, permitindo o preenchimento das irregularidades existentes entre as superfícies. No caso da subfundação não foi possível adotar nenhum desses procedimentos uma vez que a operação de macaqueamento e a proteção dos parafusos de pré-compressão dos aparelhos contra a penetração de nata exigiram a interposição de uma chapa metálica entre a viga e o aparelho.

As cargas transferidas na primeira fase, conforme se pode observar na Fig. 30 A, atingiram os seguintes valores:

tubulão 4 -  $\approx$  1430 KN (143 tf);  
 tubulão 3 -  $\approx$  1390 KN (139 tf);  
 tubulão 2 -  $\approx$  1560 KN (156 tf);  
 tubulão 1 -  $\approx$  1330 KN (133 tf).

Essas cargas superaram o valor mínimo especificado de 1070 KN (107 tf), necessário para que a tensão na borda superior da viga na sua seção de junção com o bloco não superasse + 1,0 MPa (+ 10 kgf/cm<sup>2</sup>).

Considerando-se a excelente uniformidade dessa transferência, a migração de cargas ficou perfeitamente caracterizada assim como o valor da carga transferida. Em vista destes fatos resolveu-se nas etapas de protensão final, proceder à verificação da carga após a 12<sup>a</sup>, 14<sup>a</sup>, 16<sup>a</sup>, 19<sup>a</sup> etapas através do macaqueamento de apenas um tubulão por etapa. O controle de carga nos outros tubulões se fez através da leitura dos deflectômetros. Em cada uma das etapas acima mencionadas foram macaqueados os seguintes apoios respectivamente: T3, T4, T1, T2.

Nessas fases conforme se pode ver nos diagramas da Fig. 39, as cargas atingidas foram as seguintes:

<u>Ordem de Protensão</u>	<u>Tubulão</u>	<u>Carga Obtida</u>	<u>Cargas Mínimas Previstas</u>
12 <sup>a</sup>	T3	2700KN $\approx$ (270 tf)	2200 KN (220 tf)
14 <sup>a</sup>	T4	3700KN $\approx$ (370 tf)	2860 KN (286 tf)
16 <sup>a</sup>	T1	4250KN $\approx$ (425 tf)	3900 KN (390 tf)
19 <sup>a</sup>	T2	5250KN $\approx$ (525 tf)	5400 KN (540 tf)

Com o objetivo de minimizar as cargas nas estacas e obedecer ao mínimo especificado, procedeu-se ao macaqueamento para a introdução das chapas metálicas de 0,6 mm.

O primeiro tubulão a ser macaqueado foi o T2, aproveitando que os macacos já estavam posicionados. Foram introduzidas duas chapas de 0,6 mm. A introdução das chapas levou a carga para o valor aproximado de 5600 KN (560 tf).

O segundo apoio a ser macaqueado foi o T4. Levantou-se a curva para a determinação da sua carga, chegando-se ao valor de 5300 KN (530 tf) (V. Fig. 38).

Nesse apoio introduziram-se três chapas de 0,6 mm e atingiu-se a carga de 5970 KN (597 tf).

De maneira análoga procedeu-se com o apoio T3 onde a carga após a protensão foi de 5400 KN (540 tf) e após a introdução das três chapas 5970 KN (597 tf).

No apoio T1 a carga determinada foi de 5470 KN (547 tf) e foram introduzidas quatro chapas de 0,6 mm, levando-se

a carga para 6240 KN (624 tf).

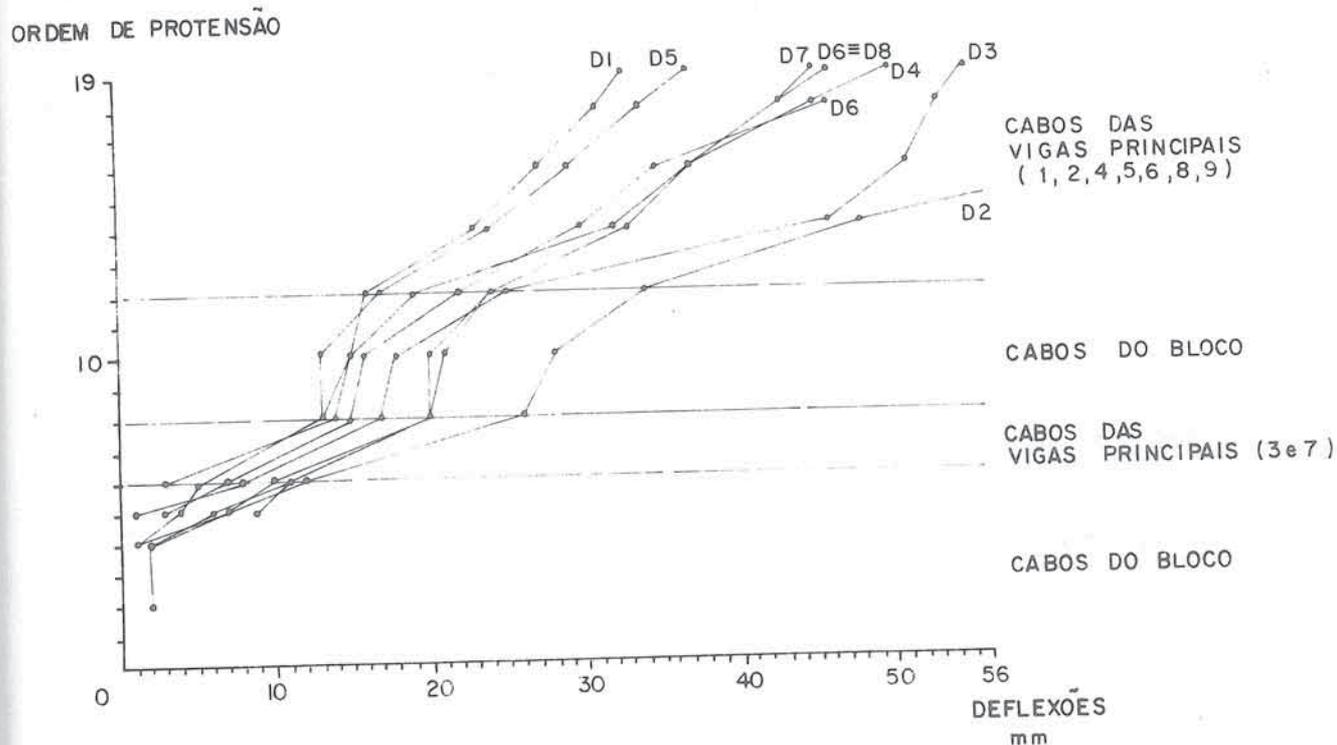
Apesar de a carga do apoio T2 ter ficado ligeiramente abaixo da média e a carga de apoio T1 ter ficado ligeiramente acima, resolveu-se deixar esses valores uma vez que o valor de carga atingido satisfazia perfeitamente o especificado e sua uniformização foi deixada para uma eventual redistribuição após o corte das estacas.

Assim é que a protensão transferiu cerca de 88% da carga contra uma previsão de cálculo de 93% (V. item 3.3).

Os restantes 12% foram transferidos pelo macaqueamento e introdução das chapas de 0,6 mm.

É interessante mencionar que a protensão dos cabos do bloco transferiu muito pouca carga. A grande parcela de carga foi transferida pela protensão das vigas conforme mostra a Fig. 41.

MEDIDAS DOS DEFLECTÔMETROS DA ESTRUTURA DURANTE A PROTENSÃO



PLANTA - SITUAÇÃO

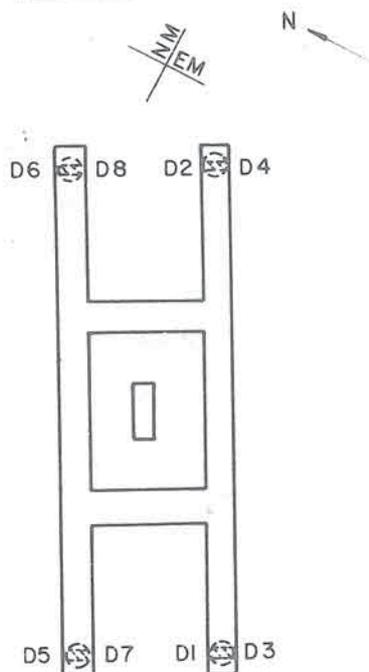


Fig. 41 - Diagrama de deslocamentos dos deflectômetros nas várias ordens de protensão.

R. SEBASTIÃO PEREIRA

## V.5.2 - Deslocamentos observados

Conforme se observou no item IV.3.5, as deformações calculadas para os carregamentos de peso próprio da subfundação e de protensão foram de: - 1,79 mm para os tubulões  
+ 0,83 mm para o vão  
resultando uma flecha de - 2,62 mm.

Os valores observados foram de: - 2,0 mm para os tubulões  
+ 3,1 mm para o vão  
resultando uma flecha de - 5,1 mm.

Essa variação entre valor calculado e valor observado se deve à variação entre o módulo de elasticidade adotado e o real, uma vez que a protensão se deu ao 3º dia e ao 10º dia após a concretagem.

## V.5.3 - Corte das estacas

O projeto estabelecia que, na sequência indicada no DE.3.04.01.08/6A1-103, fosse removido, de cada estaca, um segmento de 10 cm de altura do concreto, mantendo-se entretanto a armadura. As armaduras assim expostas absorveriam totalmente a carga remanescente até que, pelo seu corte na mesma sequência, se completasse a transferência de carga para os tubulões.

Entretanto, tendo sido praticamente completada a transferência de carga pela protensão e posterior introdução de calços entre os apoios e as vigas e, verificando-se a extrema dificuldade de se remover um segmento de estaca de 10 cm de altura sem afetar a armadura, procedeu-se o corte das estacas sem esse cuidado.

Manteve-se, no entanto, a sequência indicada tanto na de molição do concreto das estacas quanto no corte das armadu ras.

#### V.6 - COMPORTAMENTO DOS TUBULÕES

Dentro da hipótese de projeto que considerou o tubulão livre no fuste e apoiado na sua base sobre terreno indeformável, o deslocamento esperado para uma carga média de 6000 KN (600 tf) seria da ordem de 1,8 mm. Neste cálculo admitiu-se que todo o fuste fosse de concreto. No projeto, entretanto, a exis tência da camisa metálica de 3/8" tornaria o tubulão ligeira mente mais rígido, reduzindo a deformação elástica do fuste para cerca de 1,56 mm.

Uma avaliação de recalques para o tubulão assumindo a hipóte se de que toda a carga fosse absorvida por atrito, levaria a valores prováveis da ordem de 5 mm a 10 mm, conforme é men cionado na bibliografia, (6) .

A avaliação de recalques admitindo que toda a carga fosse ab sorvida pela base, levaria a recalques da ordem de 30 mm, cal culados segundo Schmertmann (7) .

A previsão de recalques, sem considerar deformação elástica do tubulão, seria portanto de 5 mm como valor mínimo e 15 mm como valor máximo para uma hipótese de absorção de carga re partida igualmente entre atrito e resistência de base.

A curva carga-recalque da Fig. 42, mostra que o comportamen to dos tubulões foi excelente, obtendo-se um recalque de 3,2 mm para 6000 KN (600 tf).

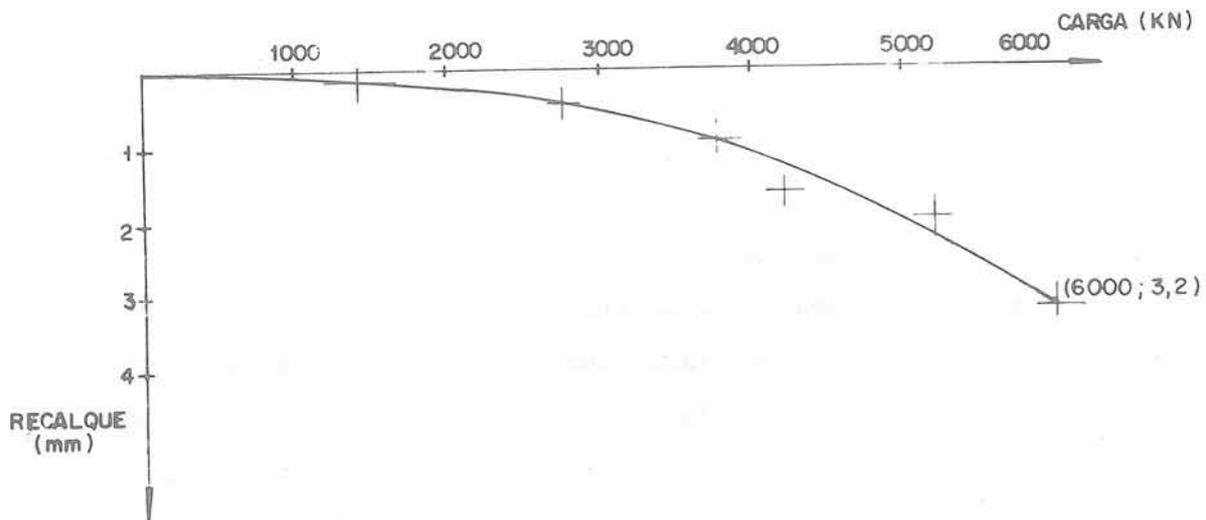
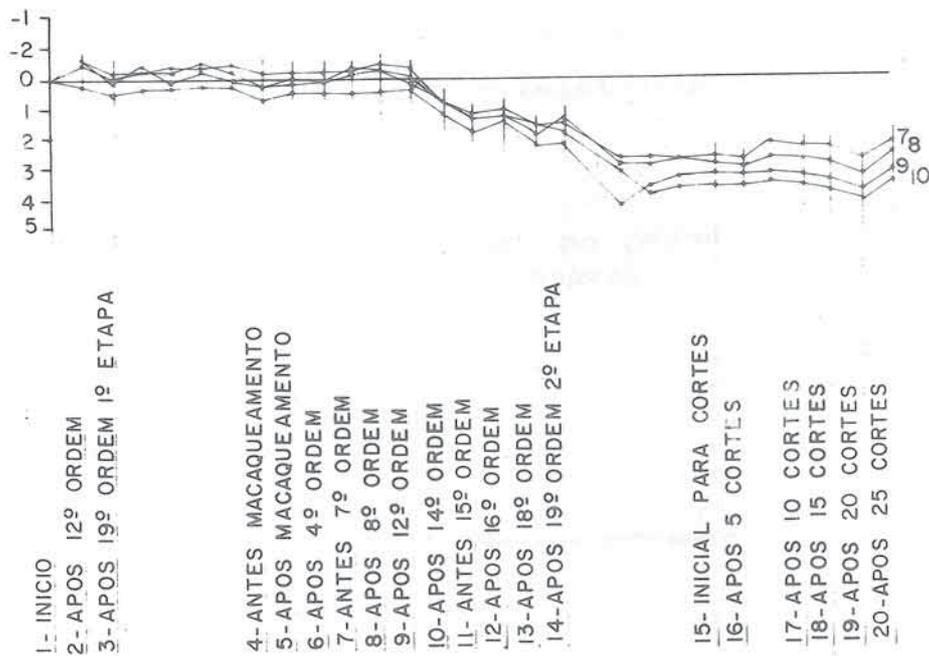


Fig. 42 - Diagrama carga-recalque dos tubulões.

Este resultado mostra ainda que toda a carga foi absorvida por atrito e apenas em um trecho do fuste, uma vez que o recalque medido é menor do que o mínimo esperado de 5 mm para a ativação do atrito lateral ao longo do fuste.

Durante a escavação da vala junto aos tubulões, foram observados acréscimos de recalque da ordem de 2 mm, nos quatro tubulões. Esses acréscimos são atribuídos à redução do confinamento lateral nos tubulões; o recalque total médio atingiu 7 mm, fazendo supor que o atrito lateral continuou absorvendo praticamente toda a carga, em regiões inferiores do fuste.

A Fig. 43, mostra o recalque dos tubulões para as várias ordens de protensão, macaqueamentos e corte das estacas.



PLANTA - SITUAÇÃO

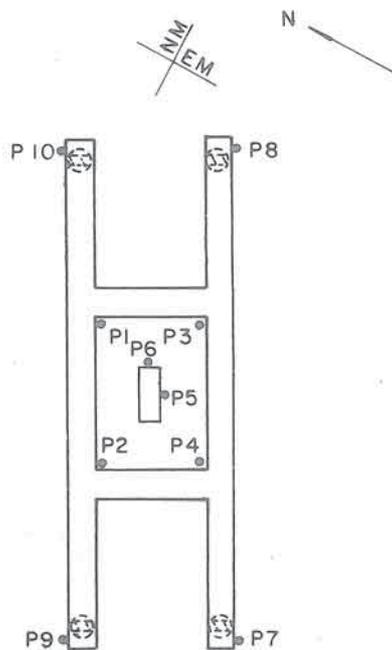
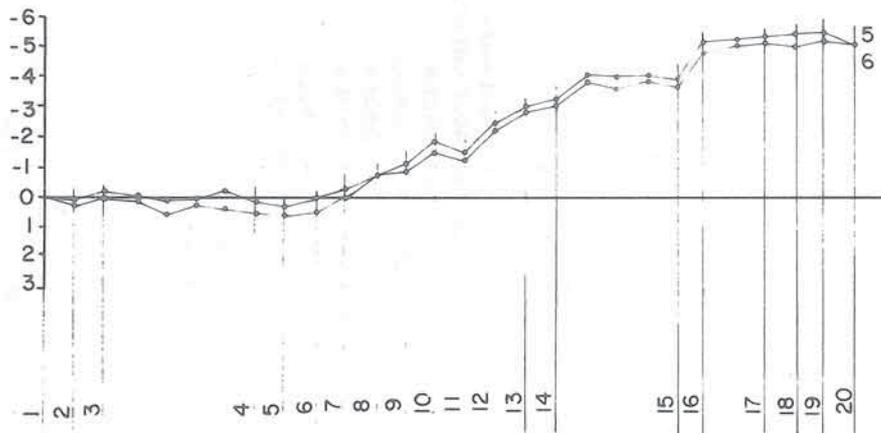


Fig. 43 - Evolução dos re-calques dos tubulões nas várias fases de execução.

R. SEBASTIÃO PEREIRA

A Fig. 44, mostra o levantamento do bloco e pilar também para as mesmas fases de execução.

LEVANTAMENTO DO PILAR AO LONGO DA PROTENSÃO E DO CORTE DAS ESTACAS (MEDIDAS REFERENTES A 2 PINOS)



LEVANTAMENTO DO BLOCO AO LONGO DA PROTENSÃO E DO CORTE DAS ESTACAS (MEDIDAS REFERENTES A 4 PINOS)

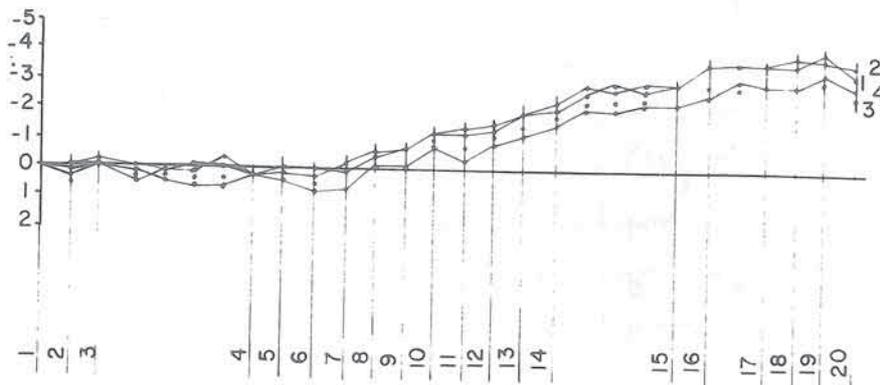
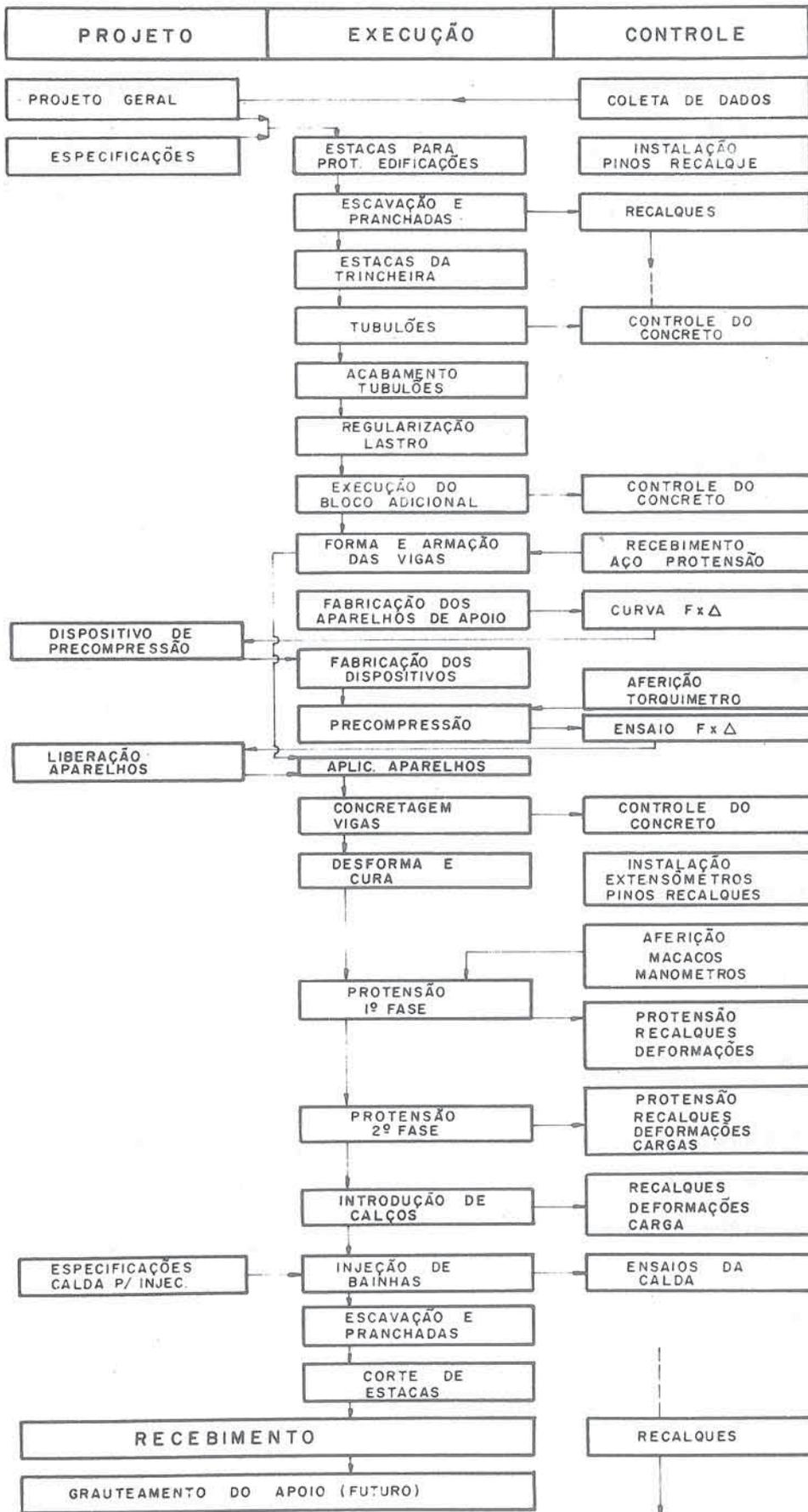


Fig. 44 - Evolução da flecha do bloco e do pilar nas várias fases de execução.

## V.7 - FLUXOGRAMA DAS ATIVIDADES



## VI - CONCLUSÃO

No trabalho procurou-se mostrar todo o desenvolvimento do projeto, desde a concepção do traçado que exigiu a subfundação do Pilar 24 até o término da execução da obra propriamente dita.

A sequência do texto seguiu praticamente a cronologia dos fatos, mostrando a dinâmica existente entre o projeto e a obra.

A coincidência entre os valores de projeto e valores medidos foi surpreendente sobretudo devido às inúmeras variáveis de difícil avaliação envolvidas no problema.

Mostrou-se que a transferência de carga, decorrente da protensão da estrutura, pode ser acompanhada, através de um controle simples.

Mostrou-se ainda a importância da determinação experimental da acomodação do aparelho de elastômero armado para tensões até  $\sim 2,5$  MPa ( $25 \text{ Kgf/cm}^2$ ) no caso das estruturas hiperestáticas de grande rigidez.

A utilização dos elastômeros pré-comprimidos possibilitou tornar o problema do excesso de deformação inicial dos aparelhos, e teve um desempenho de acordo com a previsão.

O comportamento dos tubulões indicou que, no caso de tubulões com camisa metálica cravada, o atrito lateral pode exercer papel preponderante na resistência.

O êxito do trabalho se deveu sobretudo ao bom entrosamento entre as equipes de projeto e de obra da CMSP com as firmas projetista e executora, e à dedicação de todos os elementos envolvidos.

Participaram do empreendimento as seguintes empresas:

- Projeto e acompanhamento técnico da execução:  
MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS LTDA.
- Execução:  
ECISA - ENGENHARIA, COMÉRCIO E INDÚSTRIA S/A.
- Protensão e macaqueamento:  
J. RUDLOFF & CIA. LTDA.
- Levantamento das medidas de recalques:  
TECNOSOLO - ENGENHARIA E TECNOLOGIA DE SOLOS E MATERIAIS S/A.

## BIBLIOGRAFIA

- (1) Weissenbach, A.: Baugruben, Teil I.  
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn  
Berlin - München - Düsseldorf
- (2) Bretthauer, G., e Nötzold, F.: Zur Berechnung von  
gekrümmten Durchlaufträgern.  
Der Bauingenieur, 39 (1964), pag. 402-406
- (3) Stiglat, Wippel: Platten.  
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn
- (4) Leonhardt, F., e Monnig, E.: Construções de Concreto.  
Editora Interciência
- (5) Eggert, Grote, Kauschke: Lager im Bauwesen, Band I.  
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn
- (6) Winterkorn, H. F., Fang, H. Y.: Foundation Engineering Handbook.  
Van Nostrand Reinhold Company
- (7) Schmertmann, H. J.: Static Cone to compute static  
settlement over sand.  
Journal of ASCE, may 1970

ESPECIFICAÇÃO DE SERVIÇO PARA  
TRANSFERÊNCIA DE CARGA.

## INTRODUÇÃO

A presente especificação tem por objetivo ordenar as várias atividades a serem desenvolvidas na execução da transferência de carga da sub-fundação do pilar P24, estabelecendo para cada atividade, o grupo de trabalho responsável pela sua realização.

Não só se estabelecerá a responsabilidade de cada grupo mas também os níveis de decisões que caberá a cada um no desenvolvimento dos trabalhos.

## I - ATIVIDADES

Indicam-se abaixo as atividades a serem desenvolvidas:

- 1) Armação da parte inferior do bloco
- 2) Concretagem da parte inferior do bloco
- 3) Armação das vigas
- 4) Concretagem das vigas
- 5) Primeira fase de protensão
- 6) Segunda fase de protensão
- 7) Medição da deflexão dos neoprenes
- 8) Medição dos níveis dos tubulões
- 9) Macaqueamento e introdução de enchimento em chapa metálica
- 10) Injeção e corte dos cabos
- 11) Corte das estacas.

II - EQUIPES PARA O DESENVOLVIMENTO DAS ATIVIDADES E SUAS RESPECTIVAS RESPONSABILIDADES

São as seguintes equipes que deverão participar dos trabalhos:

- Equipe de Projeto da CMSP
- Equipe de Fiscalização da CMSP
- Equipe da Empreiteira
- Equipe da Medição dos deflectômetros e níveis dos tubulões
- Equipe da Projetista
- Equipe para Macaqueamento.

A cada equipe caberá as seguintes atividades:

- À Equipe de Fiscalização da CMSP caberá a fiscalização por parte dos serviços executados pela Empreiteira e pela Equipe de Medição e Macaqueamento certificando-se de que os mesmos tenham sido executados de acordo com as especificações. A ela caberá o comando das várias atividades juntamente com a Empreiteira.
- À Equipe da Empreiteira caberá a execução dos serviços de armação, concretagem, protensão, injeção, corte de estacas, macaqueamento e introdução de enchimento em chapa metálica.
- À Equipe de Medição dos deflectômetros e dos níveis dos tubulões e pinos caberá as medições nas várias etapas especificadas na ES-3.04.01.08/6J2-101 e o correto fornecimento das mesmas à Fiscalização.

- À Equipe para Macaqueamento caberá a execução do levantamento da estrutura caso se venha atingir o recalque especificado na ES-3.04.01.08/6J2-101 de maneira a permitir a introdução de chapas metálicas que possibilitem eliminar o recalque.
  
- À Equipe da Projetista caberá o acompanhamento dos trabalhos juntamente com a Fiscalização. Os eventuais problemas que porventura venham surgir durante a execução dos serviços devem ser a ela encaminhados para que ela forneça a solução a ser adotada em cada caso. O acompanhamento e lançamento dos dados medidos será feito pela Projetista. Esses dados serão fornecidos pela Fiscalização. A liberação dos cabos para injeção também será feito pela Projetista. Somente a ela caberá a autorização para modificações dos procedimentos e Especificações do Projeto.
  
- À Equipe de Projeto da CMSP caberá a aprovação das soluções dadas pela Projetista, e o acompanhamento dos trabalhos juntamente com a Fiscalização.

### III - ATIVIDADES

#### III.1 - Armação inferior

A armação inferior do bloco e a montagem das bainhas dos cabos nessa região, devem seguir os desenhos nº DE-3.04.01.08/6J3-105, DE-3.04.01.08/6J3-107 e DE-3.04.01.08/6J3-103.

### III.2 - Concretagem da parte inferior do bloco

Após a montagem da armadura deve-se-ã proceder a concretagem do bloco inferior por faixas conforme especificado no DE-3.04.01.08/6A1-103 até uma certa altura do bloco inferior. A complementação da concretagem da faixa deverá ser executada com concreto seco, socado manualmente. O concreto a ser executado deverá ter o menor consumo de cimento possível compatível com a resistência especificada. Durante a concretagem devem ser observados os cuidados indicados no MD-3.04.01.08/6J3-101 para evitar penetração de nata nas bainhas.

### III.3 - Armação das vigas

Após a concretagem do bloco deve-se proceder à montagem da armadura frouxa e protendida das vigas de acordo com os desenhos nº DE-3.04.01.08/6J3-103, 104, 105 e 107. Durante a montagem deve-se observar para que as bainhas não sejam danificadas e que venham permitir penetração de nata durante a concretagem (V. MD-3.04.01.08/6J3-101).

### III.4 - Concretagem das vigas

Após a montagem da armadura deve-se proceder à concretagem das vigas. A concretagem pode ser feita por etapas conforme indicado no DE-3.04.01.08/6A1-103 ou de uma única vez. O concreto deve ter o mínimo de cimento compatível com a resistência especificada para diminuir retratibilidade.

Os cabos devem ser protendidos com 80 toneladas e na sequência indicada no DE-3.04.01.08/6J3-101.

Os cabos do mesmo número de ordem devem ser protendidos simultaneamente e apenas de um lado conforme DE-3.04.01.08/6J3-101.

Os alongamentos previstos estão indicados no memorial descritivo nº MD-3.04.01.08/6J3-101.

Caso os alongamentos diferirem em  $\pm 5\%$  do previsto, os cabos devem ser desativados e reprotendidos. Caso ainda não se atinja o valor especificado, a Projetista deverá ser consultada para indicar as providências a serem tomadas.

Os cuidados com os equipamentos de protensão estão indicados no MD-3.04.01.08/6J3-101. Deverão ser utilizados dois manômetros, sendo um deles aferido por laboratório idôneo. Deverá existir um terceiro manômetro, também aferido por laboratório idôneo, para verificação no caso de os alongamentos previstos não estarem sendo atingidos.

## VI - MEDIÇÃO DA DEFLEXÃO DOS NEOPRENES

Antes da primeira fase de protensão deve-se proceder à montagem dos aparelhos de medida.

A frequência de leitura conforme ES-3.04.01.08/6J2-101 será a cada duas ordens de protensão na 1ª etapa de protensão (P = 800 KN (80 tf)) e a cada ordem de protensão na protensão final dos cabos.

Durante o corte das estacas deverão ser executadas leituras a cada 5 etapas de corte.

Após a operação de transferência de carga as leituras devem continuar semanalmente até sua paralisação, a ser determinada pela Projetista.

Os valores obtidos deverão ser encaminhados à Projetista para o acompanhamento da transferência de carga através da curva Carga x Abatimento do neoprene.

#### VII - MEDIÇÕES DOS NÍVEIS DOS TUBULÕES E PINOS

Antes do início da protensão deverão ser efetuadas as leituras iniciais de todos os níveis.

Na primeira etapa de protensão dos cabos conforme especificação nº ES-3.04.01.08/6J2-101 deverão ser efetuadas medidas de recalque dos pinos após a 12ª e a 19ª ordem de protensão.

Na protensão final dos cabos, a leitura dos pinos deverá ser feita após a 4ª, 8ª, 12ª, 14ª, 16ª, 18ª e 19ª ordem de protensão.

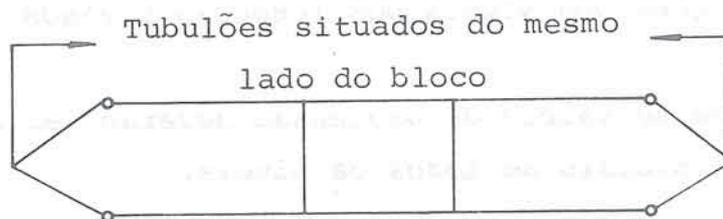
Durante o corte das estacas as medidas deverão ser feitas a cada 5 etapas de corte.

As medidas devem ser, após a transferência de carga efetuadas semanalmente até a sua paralisação a ser determinada pela Projetista.

## VIII - MACAQUEAMENTO E INTRODUÇÃO DE ENCHIMENTO EM CHAPA METÁLICA

O macaqueamento da estrutura deverá ser feito nas seguintes circunstâncias:

- a) Caso se venha verificar um recalque diferencial de 2 mm entre dois tubulões situados de um mesmo lado do bloco (ver esquema).



Se porventura o recalque observado se der entre o conjunto de tubulões situados de cada lado do bloco, as indicações a serem seguidas para o macaqueamento são aquelas indicadas no item b).

- b) A cada ordem de protensão dos cabos longitudinais deverá ser observado se a carga transferida é no mínimo aquela observada nos quadros a seguir:

## 1ª Etapa de Protensão

Ordem de Protensão	Carga no Aparelho (t)	Ordem de Protensão	Carga no Aparelho
7ª	13	16ª	68
8ª	26	17ª	81
13ª	39	18ª	94
14ª	42	19ª	107
15ª	55		

## 2ª Etapa de Protensão

Ordem de Protensão	Carga no Aparelho (t)	Ordem de Protensão	Carga no Aparelho
7ª	130	16ª	390
8ª	182	17ª	440
13ª	234	18ª	490
14ª	286	19ª	540
15ª	338		

Caso as reações especificadas não venham a ser atingidas a Projetista deverá ser consultada sobre a necessidade ou não do macaqueamento.

Após o término da protensão dos cabos e caso as reações nos neoprenes não tenham atingido a carga de 540 t deve ser feito o macaqueamento da estrutura até que em cada tubulão se tenha atingido a carga de 630 t.

Os passos e deslocamentos máximos admissíveis durante essa operação de macaqueamento serão fornecidos pela Projetista após o conhecimento das cargas transferidas aos neoprenes pela protensão.

Recomenda-se prever na obra um estoque de chapas de 0,6 mm que perfaça um total de ~ 4 cm de recalque total, isto é 56 chapas. Esse total poderá ser alterado a critério da Fiscalização desde que seja certificada a possibilidade de se ter essas chapas no mercado para pronta entrega.

As medidas de leitura de deflexão dos neoprenes serão efetuadas durante o macaqueamento a cada 5 passos (50 t) conforme ES-3.04.01.08/6J2-101.

A medida de pinos será efetuada a cada 10 passos - (100 t). Para facilitar a introdução das chapas permite-se que seja deixada uma folga de 1 mm através de um acréscimo no curso previsto do macaco.

## IX - CORTE DAS ESTACAS

O corte das estacas deverá ser iniciado após ter sido feita a transferência de carga para os tubulões.

A sequência de corte e o detalhe de corte estão indicados no DE-3.04.01.08/6A1-103. A liberação de corte das estacas de verá ser feita pela Projetista, e essa liberação será feita para cada 5 etapas de corte após o conhecimento das medidas de pinos e deflectômetros.

## X - INJEÇÃO E CORTE DOS CABOS DE PROTENSÃO

Os cabos só poderão ser cortados após o término da transferência de carga, antes do corte das estacas, com autorização da Projetista. A injeção dos cabos deverá ser feita logo após se ter certificado da transferência de carga para os tubulões. A nata de injeção e os procedimentos a serem seguidos estão especificados na ES-9.00.00.00/3J9-002.

## XI - CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO ELEVADO DURANTE A EXECUÇÃO DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Durante as operações de protensão de corte das estacas não haverá necessidade de interromper o tráfego sobre o elevado. Para a leitura de pinos e deflectômetros entretanto poderá eventualmente, ser necessária uma paralisação rápida do tráfego nos vãos adjacentes ao pilar durante as leituras caso se verifique que a vibração ocasionada pelo trânsito esteja alterando as medidas.

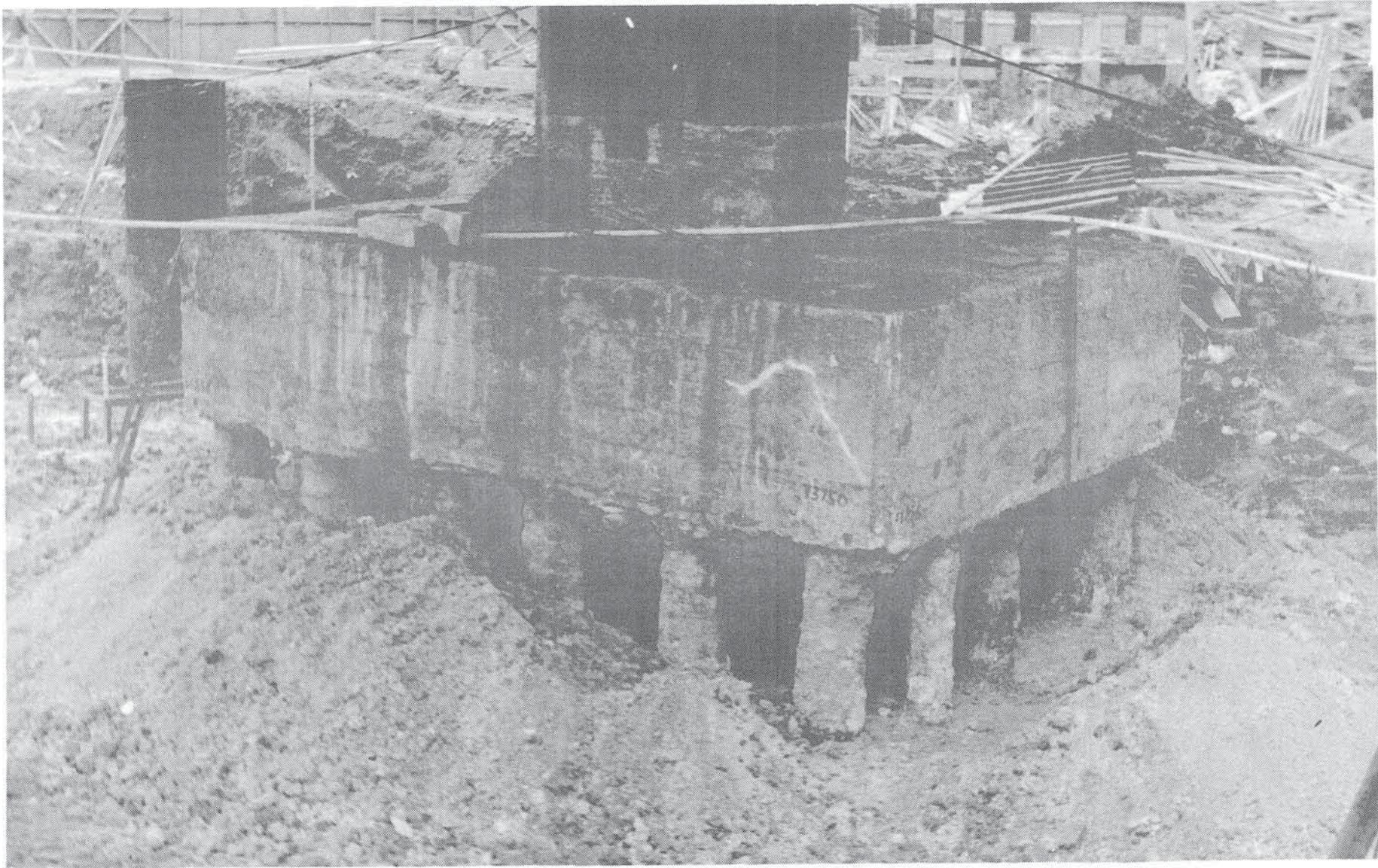


Foto 1 - Vista do Bloco e estacas descobertos com a escavação na cota prevista.

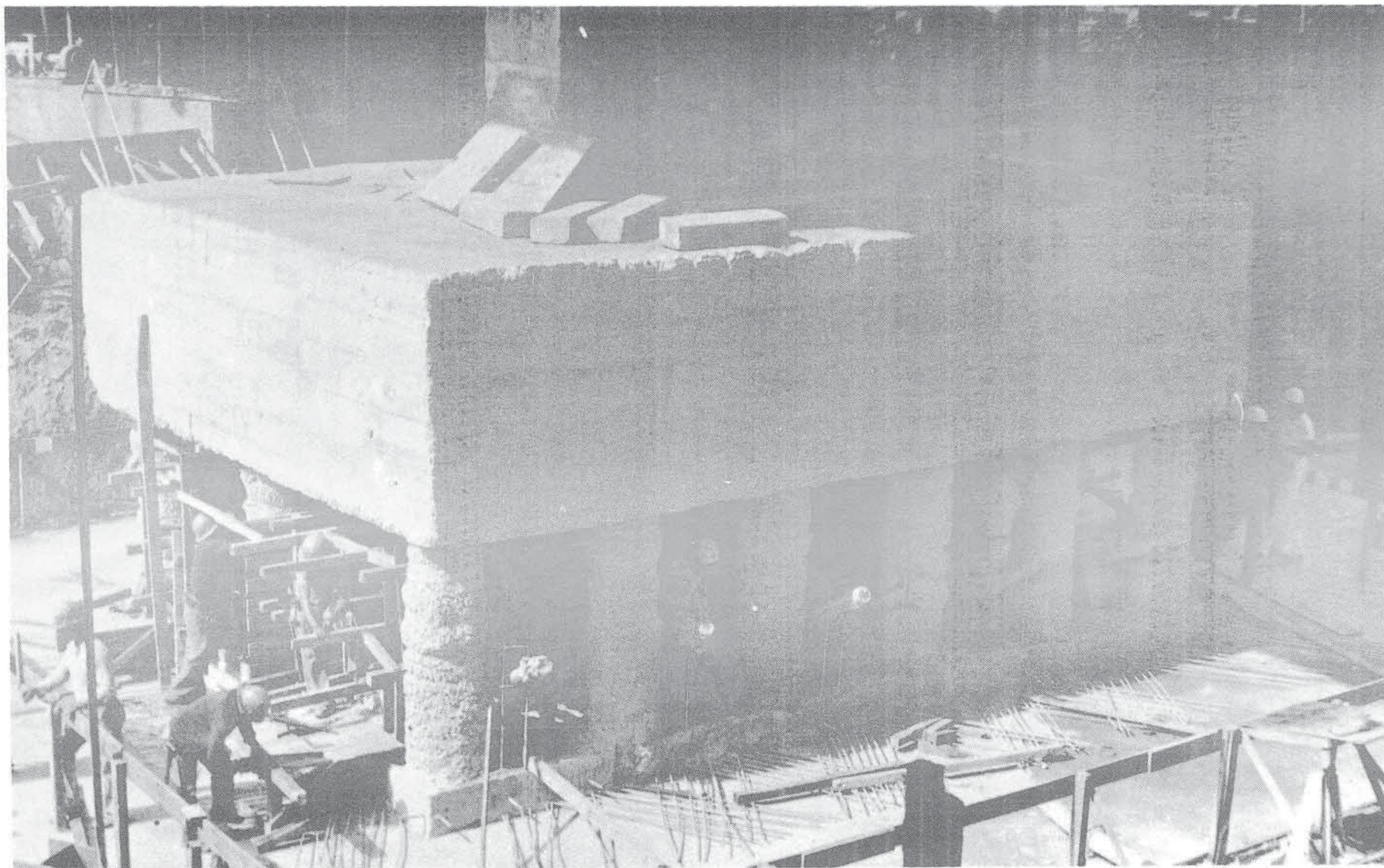


Foto 2 - Vista do lastro e primeira fase de concretagem do bloco, já executados.

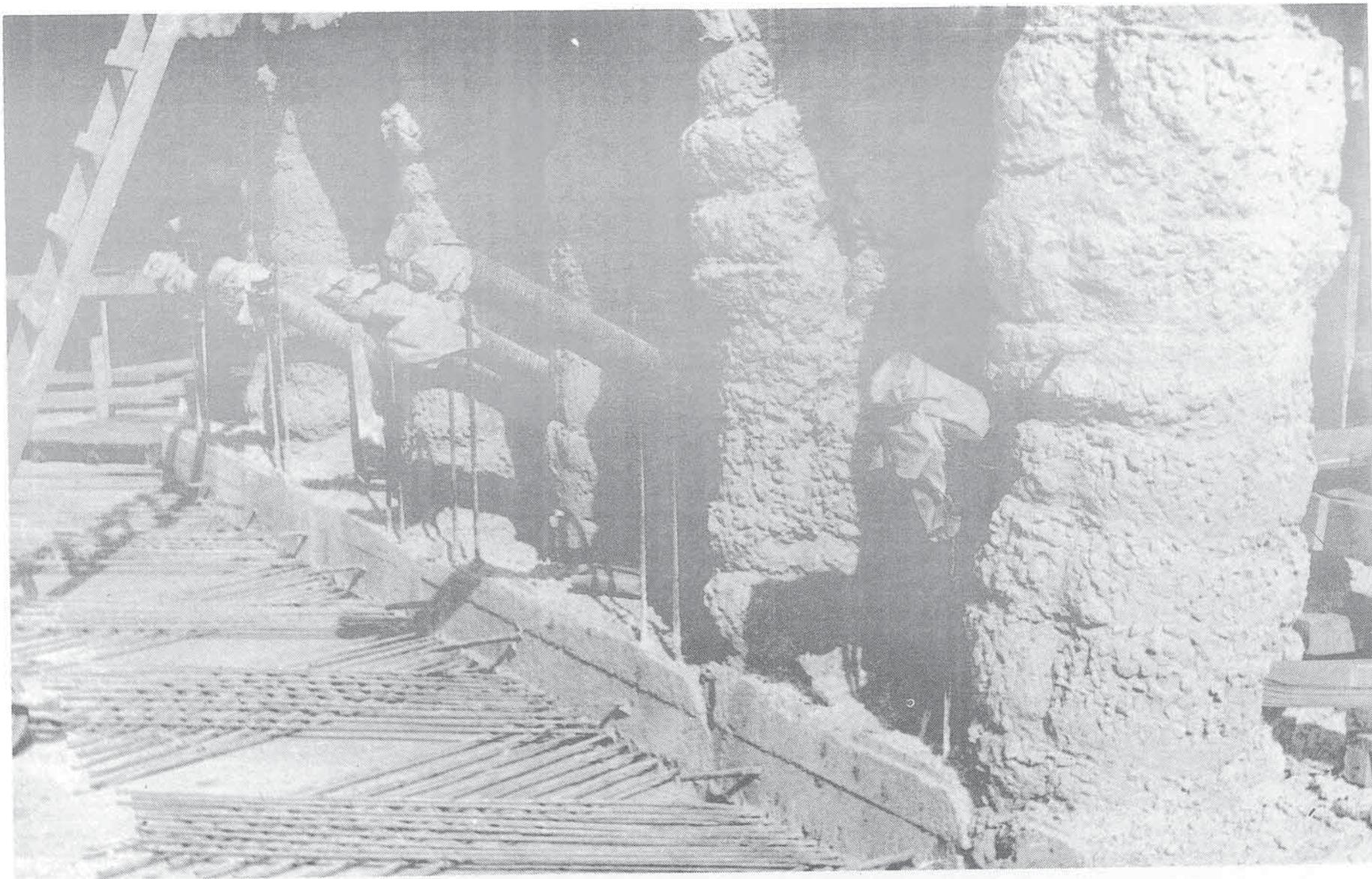


Foto 3 - Vista do detalhe da armação frouxa inferior e montagem das bainhas.

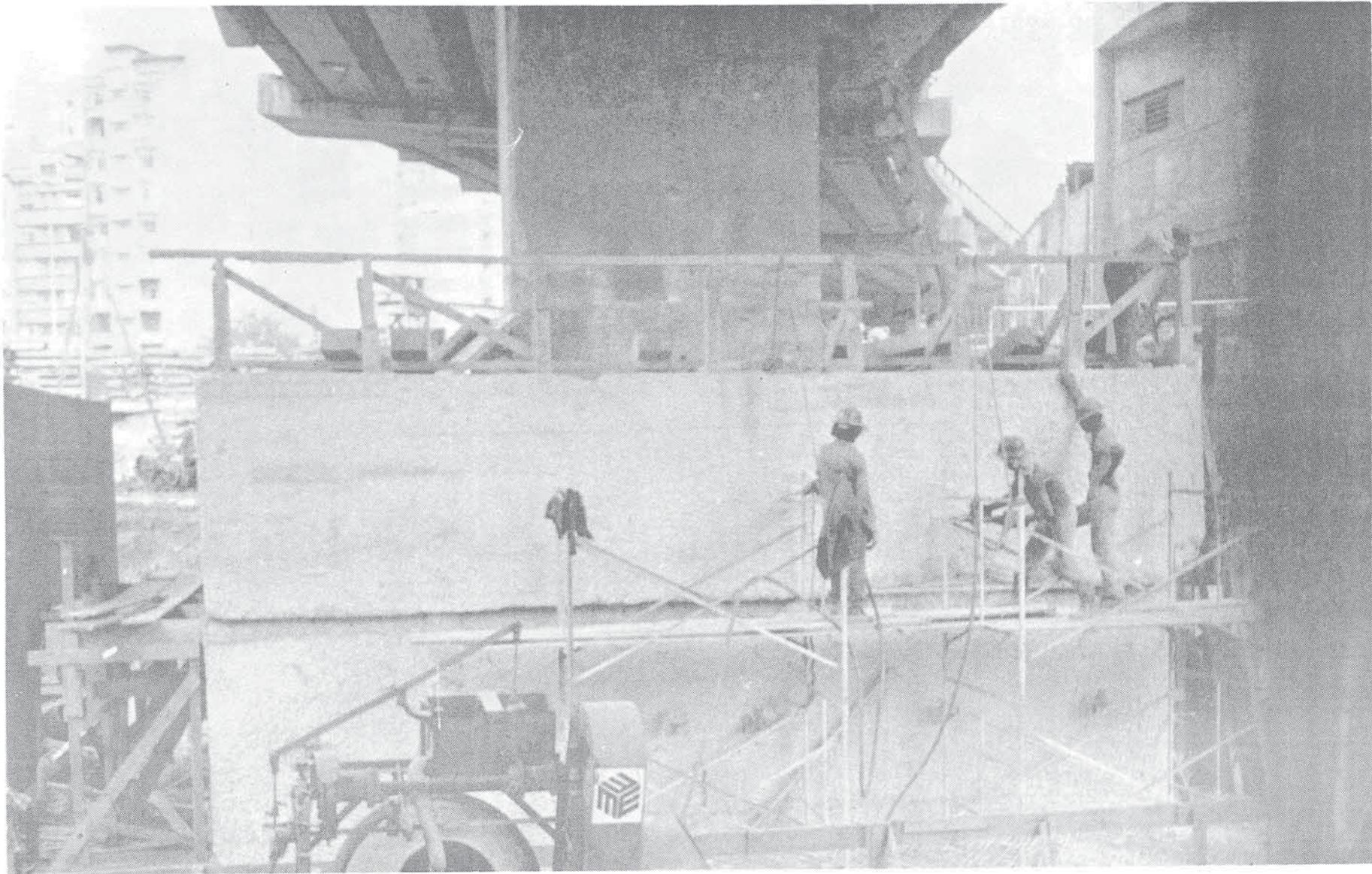


Foto 4 - Vista do bloco inferior, já executado sob o bloco existente, mostrando em coloração mais escura os últimos 20 cm, executados com concreto socado. Preparação e apicoamento da superfície do bloco existente.

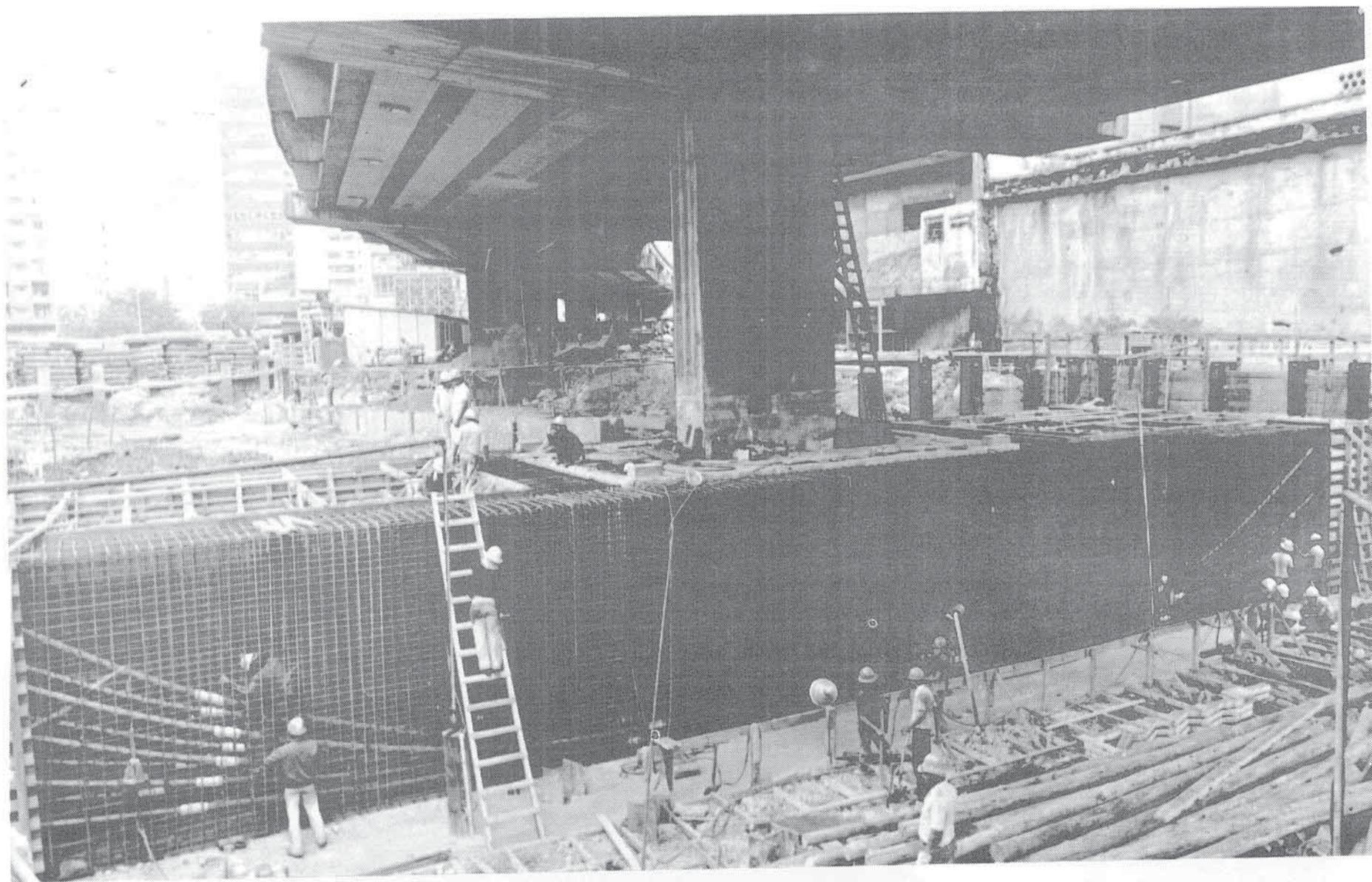


Foto 5 - Vista da armação frouxa e protendida das vigas de contorno.

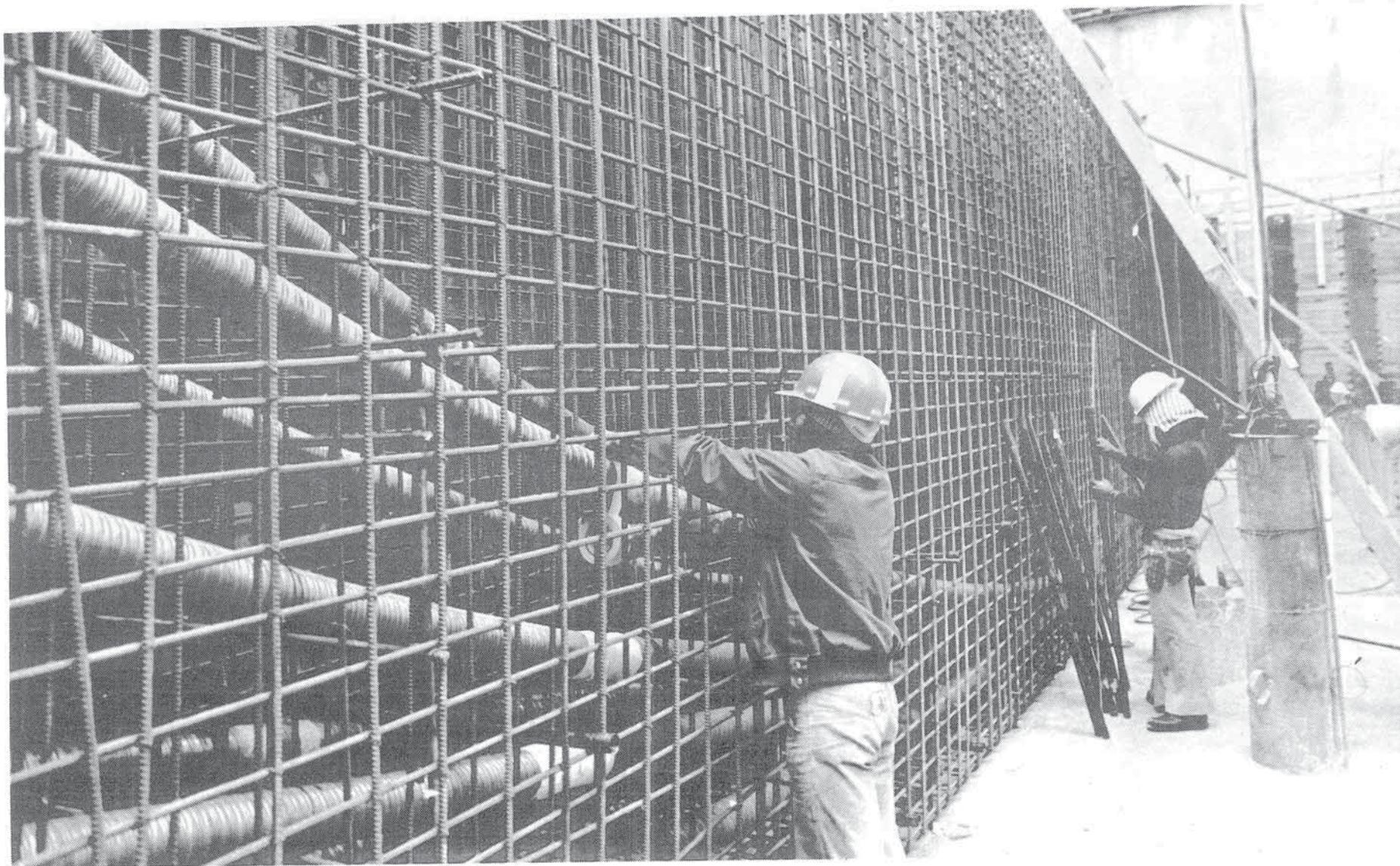


Foto 6 - Vista do detalhe da armação e vedação das emendas de bainha.

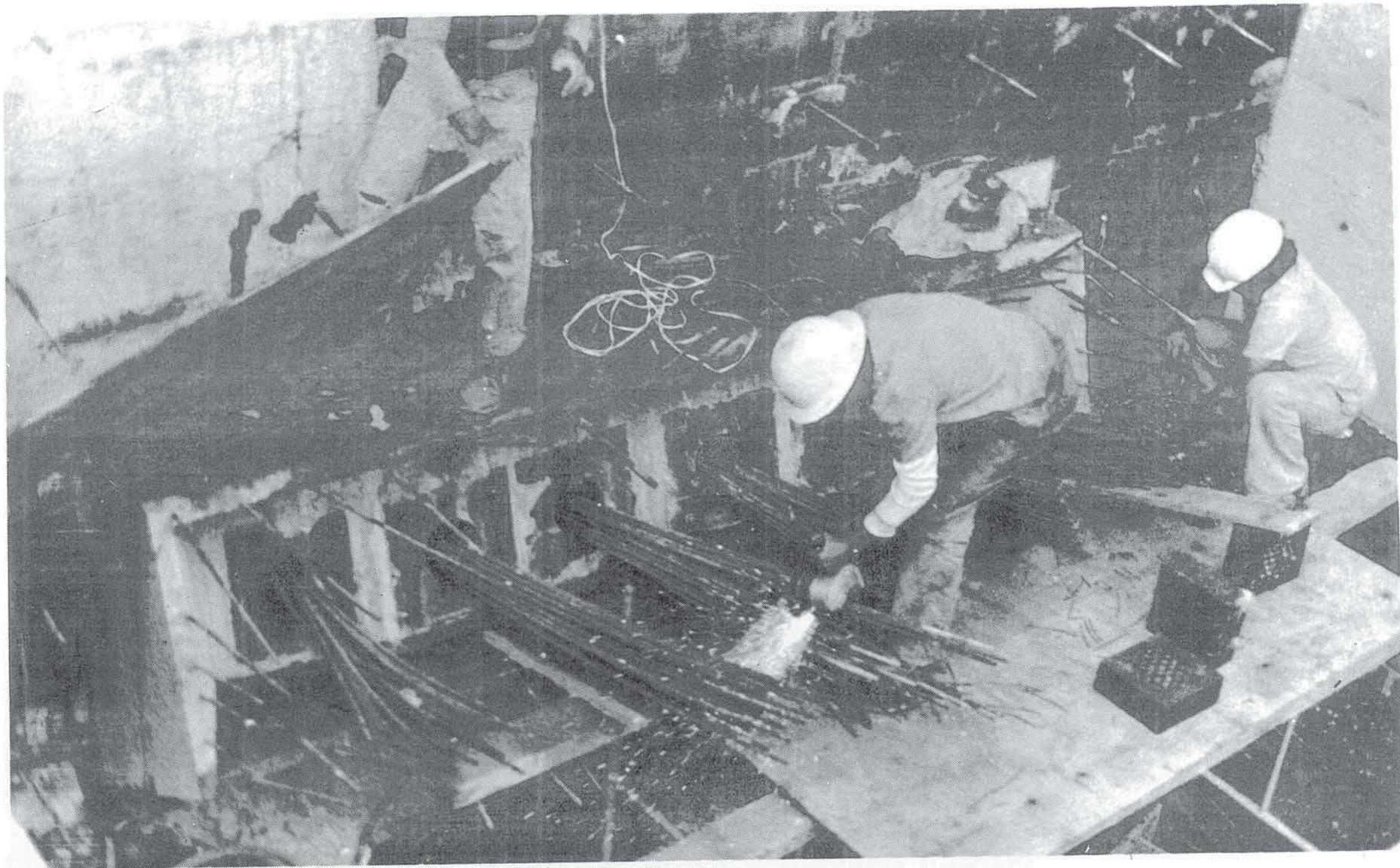


Foto 7 - Vista do engrossamento para ancoragem dos cabos de protensão do bloco, entre as duas vigas principais.

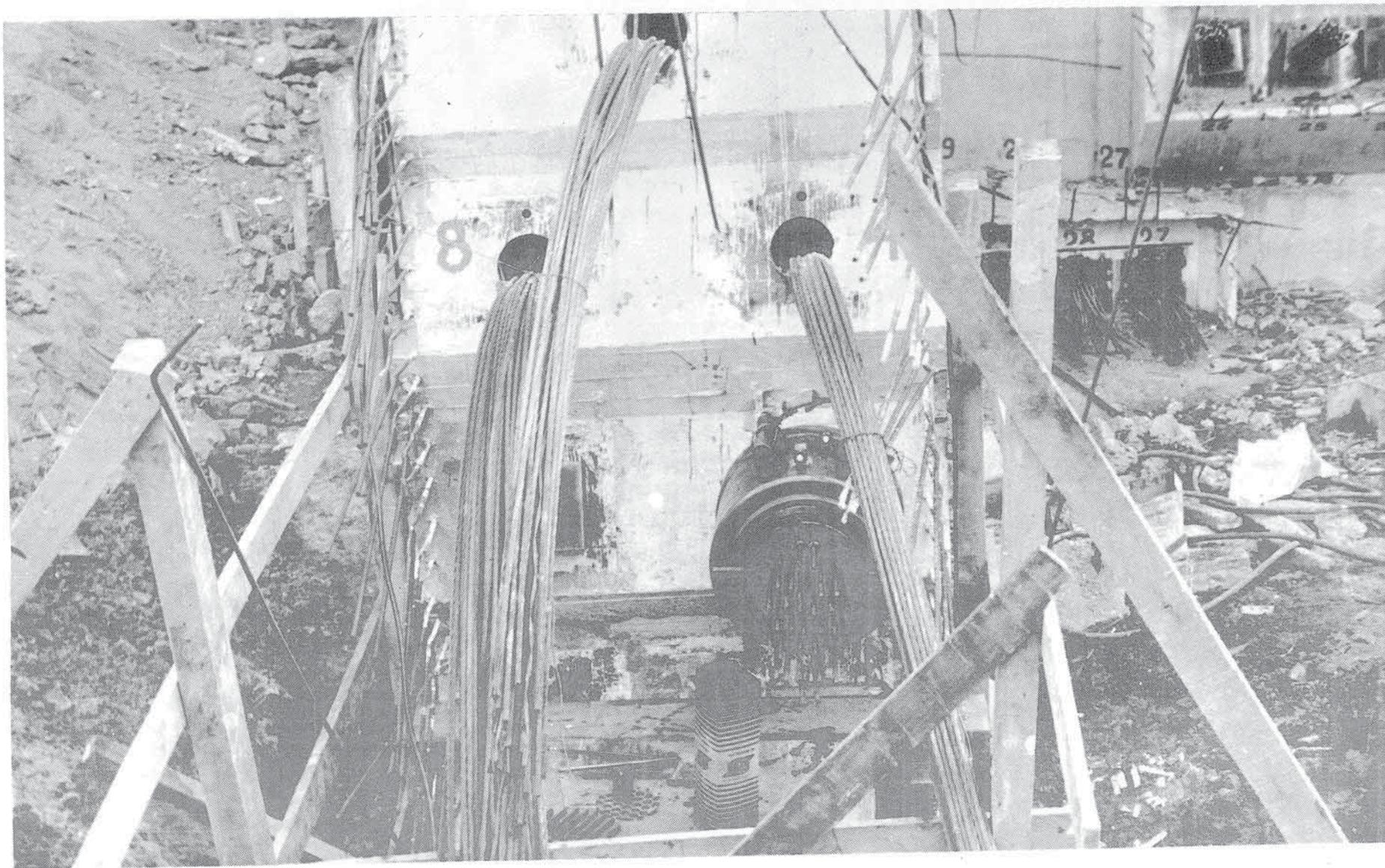


Foto 8 - Vista da zona de ancoragem dos cabos de protensão, na cabeça da viga principal.  
À direita, vista do engrossamento e das ancoragens dos cabos de protensão do  
bloco entre as vigas principais



Foto 9 - Vista do aparelho de apoio, montado entre as duas chapas metálicas e preparado para ser protendido através dos parafusos de alta resistência.

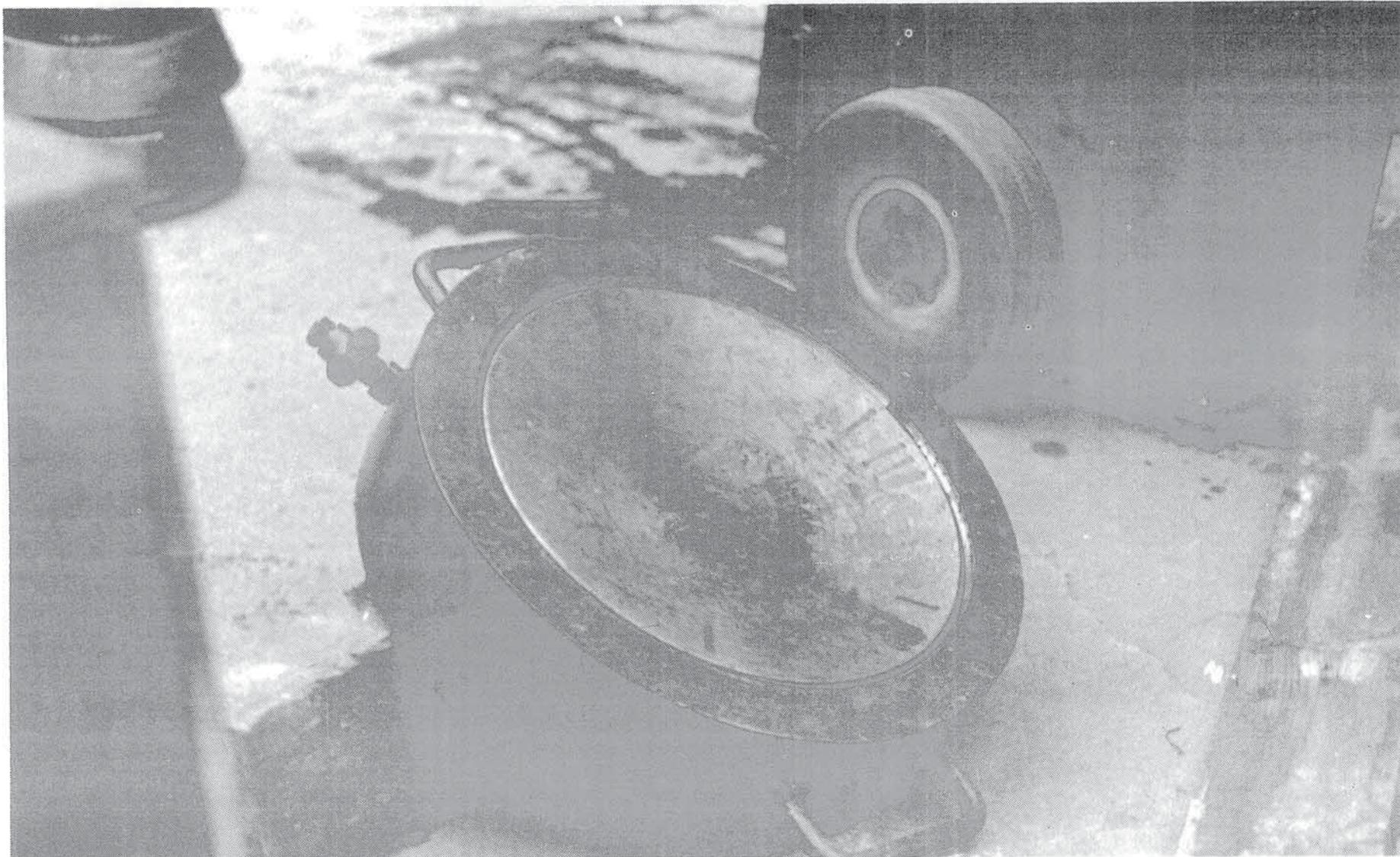


Foto 10 - Vista do macaco MS 350 para 5000 KN (500 tf) utilizado nas operações de macaqueamento.

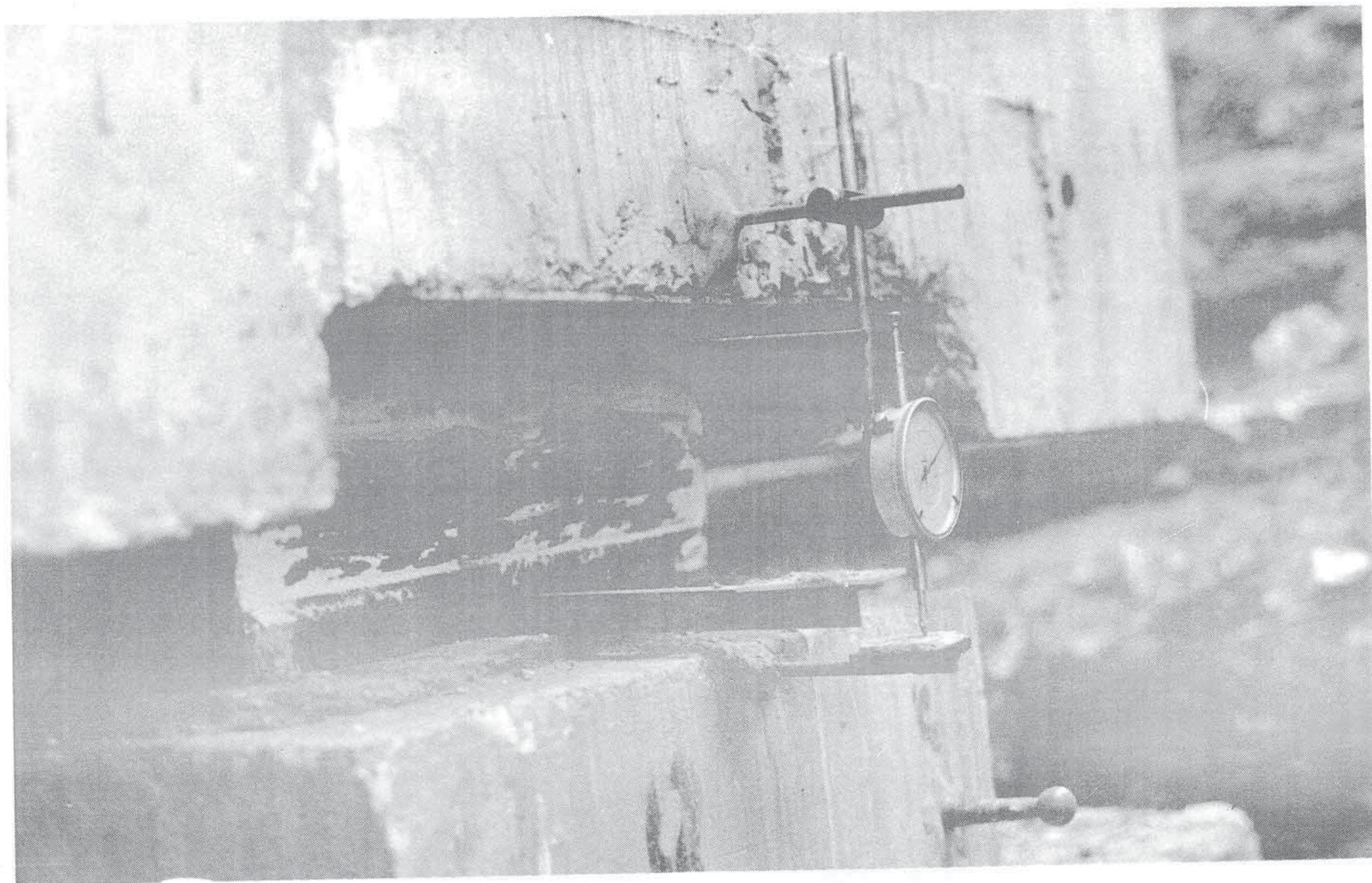


Foto 11 - Vista do aparelho de apoio assente sobre uma camada inferior de regularização, e do deflectômetro instalado na estrutura. Mostra-se ainda o conjunto de dois pinos soldados nas chapas para instalação do deflectômetro no aparelho de apoio.

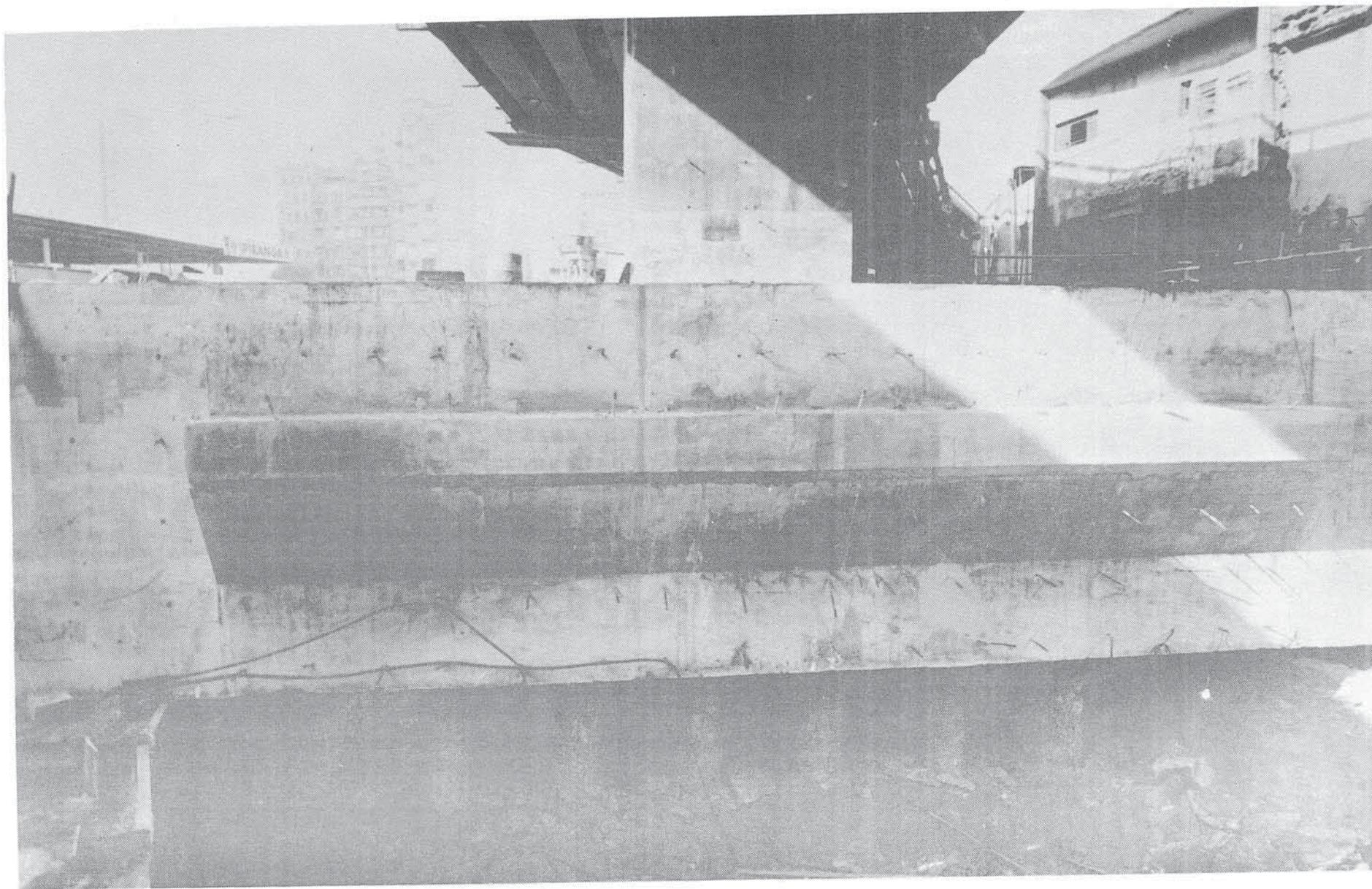


Foto 12 - Vista da estrutura já protendida mas ainda ligada às estacas.

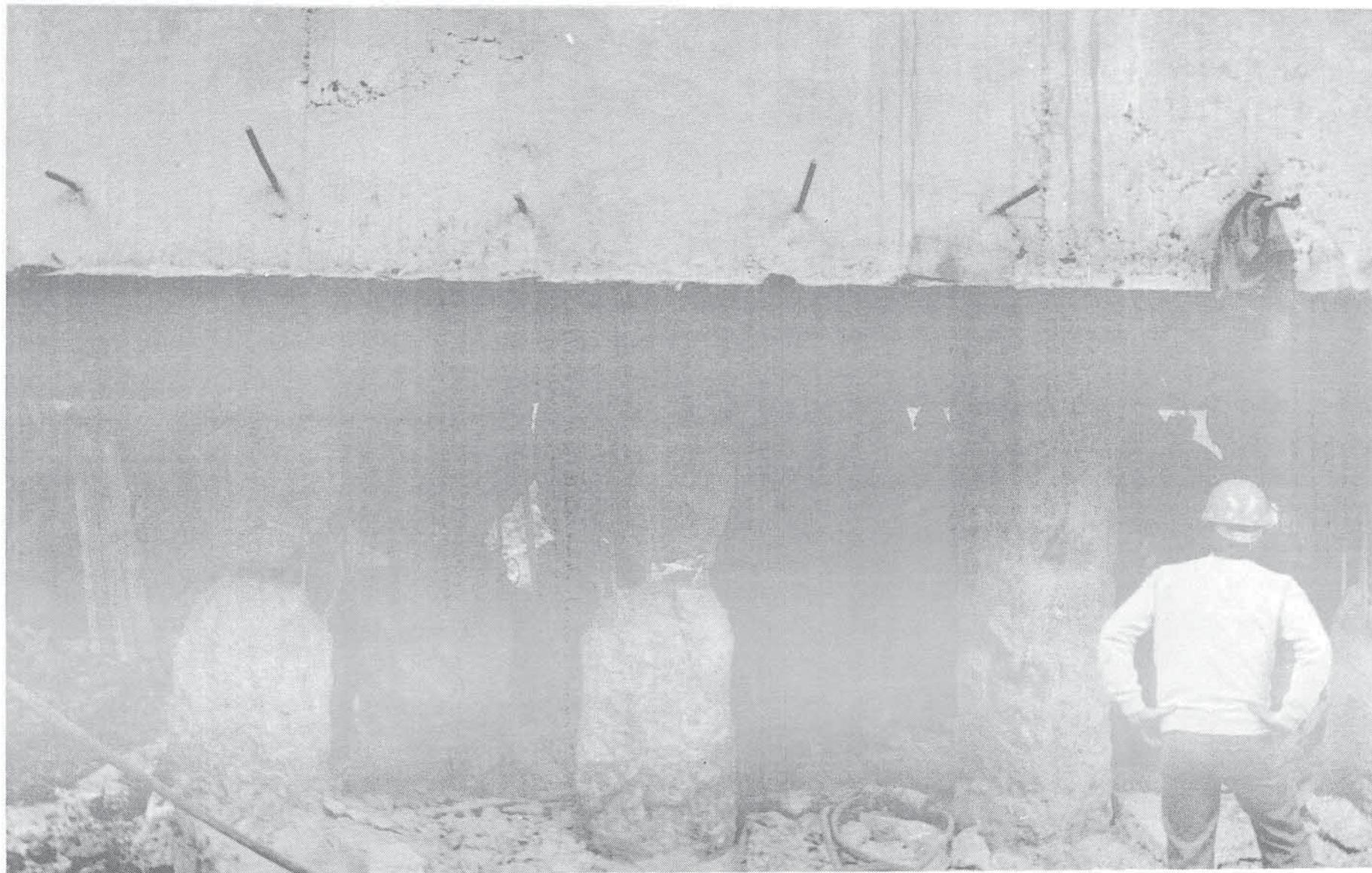


Foto 13 - Vista das estacas em fase de corte.

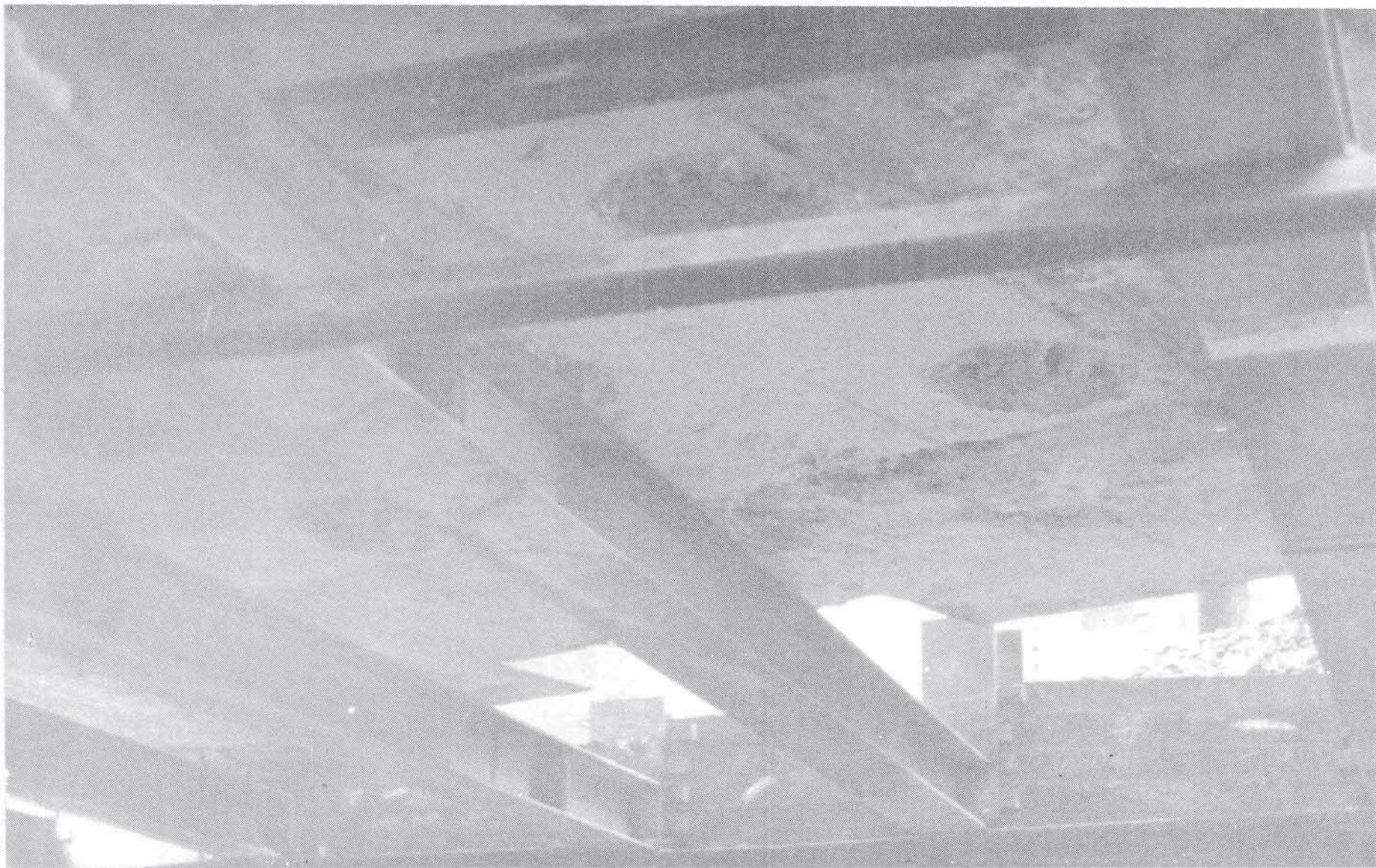


Foto 14 - Vista inferior do bloco, mostrando em coloração mais escura as seções das estacas já seccionadas tangente à face do bloco.



Foto 15 - Vista geral da sub fundação.

