

X-9-4  
187  
3rd  
673.03

SÃO PAULO

# CIMENTO ARMADO

REVISTA DA THEORIA E PRATICA DAS CONSTRUÇÕES EM GERAL  
E ESPECIALMENTE EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO.  
É INDISPENSÁVEL A QUEM DESEJA ESTAR A PAR  
DOS PROGRESSOS MUNDIAIS NA TECHNICA  
DAS CONSTRUÇÕES EM GERAL, E  
ESPECIALMENTE DAS EM CONCRETO  
E CONCRETO ARMADO.



ORGÃO OFFICIAL DA ASSOCIAÇÃO  
BRASILEIRA DE CONCRETO

PROPRIEDADE E DIRECÇÃO DE  
MARIO CABRAL E J. FURTADO SIMAS  
ENGENHEIROS CIVIS

3.º VOLUME  
2.º ANNO

COMPRA, 1936  
Nº 8852

REDAÇÃO E ADMINISTRAÇÃO:  
AVENIDA RIO BRANCO, III — 5.º AND.  
RIO DE JANEIRO

# Indice do 3.º volume do "Cimento Armado"

## Indice por secções

|  |                               |  |  |
|--|-------------------------------|--|--|
| ENGENHARIA DE PONTES   |                               |  |  |
| As Pontes da Exposição de Antuerpia de 1930  | 1                             |  |  |
| Mario Cabral   |                               |  |  |
| Concorrenças internacionais de projectos estruturais — Detalhes sobre duas ultimamente realizadas — na Suécia e na Suíça — Mario Cabral                | 57                            |  |  |
| Decumbramento artificial dos arcos massivos — Systema Freyssinet — Penna Chaves  | 61                            |  |  |
| Concorrenças internacionais de projectos estruturais — Detalhes sobre duas ultimamente realizadas — na Suécia e na Suíça — Mario Cabral                | 85                            |  |  |
| A Nova Ponte em construção sobre o Hudson River — O maior vão do mundo — 1.060 metros — C. E. de Brito Pereira   | 90                            |  |  |
| Ponte com arcos de concreto armado de 460 metros de vão livre — Projecto de H. Lossier — Mario Cabral  | 113                           |  |  |
| CALCULOS   |                               |  |  |
| Tabellas para calculo de lajes rectangulares (Adidendo ao artigo do eng.º Leopnik sob titulo igual no 1.º Vol. desta Revista — Pag. 81 — Furtado Simas | 4                             |  |  |
| Tabellas para calculo de lajes rectangulares — Furtado Simas II  | 30                            |  |  |
| Muros de sustentação em concreto armado — Tabellas para calculo. Especificações do Joint Committee americano — Mario Cabral                            | 33                            |  |  |
| Dimensionamento das peças de secção triangular na zona de compressão — H. Menescal   | 36                            |  |  |
| Linhas de influencia de grandezas hyperstaticas — Meio rapido de tracçães — Mario Cabral   | 65                            |  |  |
| Tabellas para calculo de lajes rectangulares — III — (Concluzão) — Furtado Simas   | 67                            |  |  |
| Um problema hyperstatico — Varias soluções — Furtado Simas   | 94                            |  |  |
| Aplicação do Processo da Iteração á solução das Equações de Coherencia Linear — F. Penna Chaves  | 117                           |  |  |
| EMPREGO DO CIMENTO ARMADO NAS ESTRADAS DE FERRO  |                               |  |  |
| Novo typo de dormente de Concreto usado na França  | 111                           |  |  |
| DIDACTICA  |                               |  |  |
| A Hyperstatica no Concreto Armado — XII — Furtado Simas  | 79                            |  |  |
| A Hyperstatica no Concreto Armado — XIII — Furtado Simas   | 106                           |  |  |
| A Hyperstatica no Concreto Armado — XIV — Furtado Simas  | 124                           |  |  |
| ARCHITECTURA E EDIFICIOS   |                               |  |  |
| O Plano Aschae — Armando Godoy   | 51                            |  |  |
| Nova sede do Tjyca Tennis Club — Paulo Candido   | 76                            |  |  |
| Novo sede do Tjyca Tennis Club — Paulo Candido   | 76                            |  |  |
| Indice por Auctores  |                               |  |  |
| 1 — Mario Cabral   | 29, 33, 41, 57, 66, 85, 113   |  |  |
| 2 — Furtado Simas  | 30, 67, 79, 94, 106, 116, 128 |  |  |
| 3 — L. Baes  | 27, 53, 85                    |  |  |
| 4 — H. Menescal  | 61, 118                       |  |  |
| 5 — Penna Chaves   | 76, 101                       |  |  |
| 6 — Paulo Candido  | 51                            |  |  |
| 7 — Armando Godoy  | 90, 116                       |  |  |
| 8 — C. E. de Brito Pereira   | 56                            |  |  |
| 9 — Edson Passos   | 112                           |  |  |
| 10 — Flavio Supply de Lacerda  | 112                           |  |  |
| 11 — Christó no Corcovado  | 101                           |  |  |
| 12 — Pontes com arcos de concreto armado de 460,0 ms. de vão livre — Mario Cabral  | 103                           |  |  |
| 13 — Pontes com arcos de concreto armado de 460,0 ms. de vão livre — Mario Cabral  | 113                           |  |  |
| CONSTRUÇÕES DIVERSAS   |                               |  |  |
| Instalação hydroelétrica "Dneprostrov" no Dniuper. Concluida em 1932 será então a maior do mundo   | 48                            |  |  |
| MATERIAIS E ORÇAMENTOS   |                               |  |  |
| 1.º Congresso Internacional do Concreto Armado — Estudo experimental de elementos de construções em concreto armado — L. Baes                          | 24                            |  |  |
| 1.º Congresso internacional do Concreto Armado. Estudo experimental de elementos de Construção em Concreto armado II — L. Baes                         | 53                            |  |  |
| 1.º Congresso Internacional do Concreto armado. Estudo experimental de elementos de construção em concreto armado III — L. Baes                        | 85                            |  |  |
| ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO  |                               |  |  |
| Regulamento para as Construções em Concreto Armado   | 7                             |  |  |
| Regulamento para as construções em Concreto Armado — Sessão das Assembleia Technica Parcerias das Comissões  | 39                            |  |  |
| Vida Technica e social — Sessão da Assembleia Technica e do Conselho Consultivo  | 71                            |  |  |
| O Instituto Brasileiro de Concreto — Furtado Simas   | 122                           |  |  |
| BIBLIOGRAPHICA   |                               |  |  |
| Dragagem do Canal do Mangue pelo Eng.º Edison Passos   | 56                            |  |  |
| Estudo do phenomeno da Flambage por Flavio Supply de Lacerda   | 112                           |  |  |
| INDICE DE TABELLAS   |                               |  |  |
| Tabella n.º 17 a — Valores de coefficients para o calculo dos momentos volventes segundo Markus  |                               |  |  |
| Tabella n.º 18 — Valores de coefficients para calculo de empuxo de terras  | 34                            |  |  |
| Tabella n.º 19 — Tabellas de areas para o calculo de deformações de peças rectas com I / j / os $\varphi$ constante                                    | 81                            |  |  |
| Tabella n.º 20 — Idem, idem  | 109                           |  |  |
| Tabella n.º 21 — Idem, idem  | 110                           |  |  |
| Tabella n.º 22 — Tabella de deslocamentos em funcção dos numeros (inclusive casos assignalados)  | 126-127                       |  |  |
| Tabellas n.º 23 — Valores $\omega$ D e $\omega'$ D   | 130                           |  |  |
| Tabellas n.º 24 — Valores $\omega$ D   | 131                           |  |  |
| Tabella n.º 25 — Valores $\omega$ D  | 132-133                       |  |  |

## "Cimento Armado"

# Indice abreviado do 2.º Volume do

## ENGENHARIA DE PONTES

As Pontes que nos convêm — Os progressos na construção dos arcos de concreto e o maior arco de concreto não armado do mundo — M. C. Passagem São Christovam — VII, VIII — Mario Cabral

## CALCULOS

Theoremas fundamentais da Theoria dos Resíduos — II, III, IV — F. dos Santos Reis 9, 39 90  
Tabellas para calculo de fadigas provenientes de cargas mortas (*exclutiv encumbramento elástico*) produzidas num arco engastado modelado racionalmente (Exemplo numerico) — M. C. e F. S.

Calculo de vigas continuas com vãos designaes e momentos d'inercia variaveis arbitariamente — Furtado Simas II, III, IV, V 13, 44, 118 178  
Calculo de Super-estruturas ferroviarias — Mario Cabral, I, II, III 17, 41, 122  
Tabellas para calculo de Quadros simples e superpostos — Mario Cabral 48, 85, 113  
Calculo de mansardas — J. Burlamaqui  
Tabellas para calculo de fadigas provenientes de carga viva nos arcos engastados — M. C. e F. S.

## EMPREGO DO CIMENTO ARMADO NAS ESTRADAS DE FERRO

Alguns typos de dormentes de concreto armado empregado em estradas de ferro norte-americanas, para observações e estudos  
Vagões de cimento armado para estradas de ferro — M. C.

## DIDACTICA

A Hyperstatica no Concreto Armado — VII, VIII, IX, X, XI — Furtado Simas 31, 67, 102 138, 197

## EDIFICIOS E ARCHITECTURA

Monumento do Christo Redemptor no Corcovado — II, III — Rego Monteiro 18, 60  
Cimento Armado e Forma — Tendencias modernas em Architectura — I, II — M. C. 99, 128  
Pavilhões da Exposição Internacional da Belgica em 1930 126  
Immoveis de apartamentos com estrutura de cimento armado, construídos ultimamente em Paris 185

Celeridade em construção de edificios — Mario Cabral 189

## CONSTRUÇÕES DIVERSAS

Ampliação e reconstrução do Elevador Lacerda na Bahia — Por Christiani & Nielsen (Concluido) — Thors Johns 24  
Construção em concreto armado de uma torre para elevador — R. Dorzi 53  
O maior tunnel do continente — Discursos na sua inauguração dos encheiros Herbert Hoover e J. Budd — M. C.

O Desmontamento da Lareja do Imaculado Coração de Maria no Rio de Janeiro e a nova reconstrução feita em cimento armado (1929—1930) — F. Santos Reis 133, 190 182  
Experiencias recentes, na America do Norte, sobre a cura do concreto nas rodovias. Um muro de arrimo original, executado com finalidade economica — R. Rebeckch 184  
MATERIAIS E ORÇAMENTOS  
Regulamento Official Italiano para construções em concreto simples e armado — I, II, III, IV 35, 70, 105, 143

## ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO

Vida technica e social.  
Trabalho da 2.ª Comissão — Mario Cabral 65  
Felipe Reis e Furtado Simas 94  
Regulamento da Associação Brasileira de Concreto, para construções de concreto puro e armado 93  
Vida technica e social 142

## NOVIDADES

Primeiro Congresso Internacional do Concreto simples e armado 69  
3.º Congresso Internacional de Mecanica Technica  
Regulamentação da Classe 79  
A pratica moderna é o resultado de uma nova comprehensão 100  
Premios da Academia da Technica das construções de Berlin 194

Tabella VIII — Tabella dos valores  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  e  $\delta$  para o calculo de fadigas, provenientes de cargas mortas, (*exclutiv encumbramento elástico*) produzidas num arco engastado modelado racionalmente 13  
Tabella IX — Tabellas para calculo de quadros simples e superpostos de 2 cellulas ( $K_1 = K_2$ ) 50

Tabella X — Idem, idem ( $K_2 = 0,80$  K1) 51  
Tabella XI — Idem, idem ( $K_1 = 0,80$  K2) 86  
Tabella XII — Idem, idem ( $K_2 = 0,50$  K1) 87  
Tabella XIII — Idem, idem de 3 cellulas 89  
Tabella XIV — Idem, idem de 4 cellulas 115  
Tabella XIV — Valores de  $\Delta$  para a determinação do centro elastico de arcos engastados modelados racionalmente 79

Tabella XV — Valores de  $\Omega$  para o calculo do hyperstatico Xc de arcos engastados modelados racionalmente 80  
Tabella XVI — (a, b, c, d) Flambage em pilas de concreto 176  
Tabella XVII — Sección reduzida de vergalhões mergulhados em concreto ( ) 177



643.55

# Indice abreviado do 1.º Volume do

## "Cimento Armado"

### ENGENHARIA DE PONTES

|   |     |
|---|-----|
| O maior arco em cimento armado do mundo. Actualmente em construção na França. — (M. C.).....  | 1   |
| O maior arco em aço do mundo. Actualmente em construção nos Estados Unidos — (F. S.).....   | 5   |
| Nossas Pontes — Passagem São Christovão — I, II, III, IV — Mario Cabral 7, 42, 94, 110, 181   | 181 |
| O maior arco em concreto armado da Alemanha Ponte acordada por si mesmo. — M. C. ....   | 107 |
| Ponte Lafayette — Paris — M. C. ....  | 169 |
| Dois importantes viaductos construídos ultimamente na Europa. — M. C. ....  | 179 |
| Uma ponte rodoviária de atrante aspecto. — (M. C.).....   | 179 |
| CALCULOS  |     |
| Tabella para tracado do eixo de arcos engastados — (M. C. e F. S.).....   | 9   |
| Processo de redução de Causas — Furtado Simas Dimensioamento das vigas em T (sob lages) — Mario Cabral.....   | 15  |
| Novas bases de calculo para dimensionar peças de concreto armado. Propostas pelo Eng.º Martins Costa — Mario Cabral.....                                    | 51  |
| Tracado do eixo de arcos engastados. Estudo comparativo. (M. C. e F. S.).....   | 52  |
| Viga continua solidaria a pilares engastados na base — Furtado Simas.....   | 54  |
| Calculo das cupulas do Grande Mercado de Leipzig — I, II, III — Mario Cabral 77, 113, 153   | 153 |
| Calculo de lages rectangulares — F. Leptnik Wolner.....   | 81  |
| Novas bases de calculo para dimensionar peças de concreto armado — Resposta ao Eng.º Mario Cabral — I, II — M. de A. Martins Costa.....                     | 116 |
| A influencia das <i>vóites</i> nos momentos fletores — Furtado Simas.....   | 118 |
| Quadro de formulas para as deflexões de vigas com momentos de inercia variaveis — M. C. e F. S.....   | 221 |
| Tabellas para estabelecer racionalmente modelos de arcos engastados M. C. e F. S. Theoremas fundamentais da Theoria dos Resíduos. — F. dos Santos Reis..... | 193 |
| Calculo de vigas continuas com vãos desiguais e momentos de inercia variaveis arbitrariamente — Furtado Simas.....  | 197 |
| DIDACTICA   |     |
| A Hyperstatistica no Cimento Armado — I, II, III, IV, V, VI — Furtado Simas 22, 61, 100, 132, 171, 204  | 204 |
| CONSTRUCÇÕES DIVERSAS   |     |
| Uma solução racional para cruzamento de tra- lego urbano.....   | 26  |
| A construção de uma cidade sobre uma ilha artificial.....   | 30  |
| A maior cupula do mundo em construção na Alemanha — M. C. ....  | 35  |
| MATERIAES E ORÇAMENTOS  |     |
| Bases racionais para o fabrico economico do concreto — I, II, III — Mario Cabral 31, 67, 137  | 137 |

|  |     |
|--|-----|
| Normas da Associação Suissa de Ensaios de concreto.....  | 104 |
| Materiaes para fabricação de tubos de concreto.....  | 104 |
| A 1.ª tentativa de officialização de normas racionais para o fabrico do concreto. — O actual exdente de encargos da Prefeitura do Rio. — Trabalho do Eng.º Edison Passos Estação para o estudo dos materiaes de construção em Warford-Inglatera..... | 175 |
| O Factor Agua-Cimento nas argamassas — O Plastometrio Biffi. — Mario Cabral.....   | 209 |
| TABELLAS   |     |
| Tabella  |     |
| I — Valores para tracado racional do eixo de arcos engastados.....   | 10  |
| II — Valores para a formula <i>Tolk-mil</i> .....  | 54  |
| III — Valores de <i>Maritus</i> para o calculo de lages rectangulares.....   | 83  |
| IV — Valores de <i>MOD</i> para o calculo de lages de influencia.....  | 119 |
| V — Valores das tangentes a curva racional do eixo de arcos engastados.....  | 159 |
| VI — Valores de $\pi$ para a distribuição racional de massas ao longo d'um arco engastado.....   | 162 |
| VII — Valores de $\pi$ idem, idem.....   | 163 |
| QUADROS  |     |
| Quadro   |     |
| I — Equações de linhas de flexão e formulas para as flexões máximas e deflexões nas extremidades de vigas simples.....   | 62  |
| II — Valores máximos de <i>modulador de flunva</i> .....   | 70  |
| III — Comparação entre curvas de <i>prevides</i> para carga morta ( <i>sem encurtamento elastico</i> ) calculadas directamente, pela curva exponencial, e por 4 outras formulas.....   | 53  |
| IV — Formulas para as deflexões angulares de vigas com momentos de inercia constante e variavel, produzidas por um momento flexor unitario agindo numa extremidade e uma carga unitaria movel.....   | 122 |
| V — Comparação entre linhas de influencia d'uma mesma viga continua de 2 vãos iguaes com diferentes variações de momentos d'inercia ao longo da mesma.....   | 121 |
| VI — Demonstrativo da sensibilidade do Plastimetrio (Comparado à Mesa de Fluides).....   | 210 |
| ABACOS   |     |
| Abacos   |     |
| I — Dando a resistencia do concreto em funcção da relação agua-cimento (Formula de Abrahams).....  | 66  |
| II — Dando o <i>modulo de flunva</i> e a relação da mistura ao cimento em funcção da resistencia, do slump, e do tipo maximo de agregado.....  | 68  |

# CIMENTO ARMADO

REVISTA DA THEORIA E PRATICA DAS CONSTRUCÇÕES EM GERAL E ESPECIALMENTE EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO

ORÇÃO OFFICIAL DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO

E INDISPENSÁVEL A QUEM DESEJA ESTAR A PAR DOS PROGRESSOS MODERNOS NA TÉCNICA DAS CONSTRUCÇÕES EM GERAL E ESPECIALMENTE DAS EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO

Propriedade e Direcção de MARIO CABRAL e J. FURTADO SIMAS

Redactor responsavel: H. MENESCAL

VOL. 3 - N. 13

JULHO - 1932

ANNO 2

## CIMENTO ARMADO

traz informações sobre os mais importantes acontecimentos nacionais e mundiais da Theoria e Pratica das Construcções de todo genero e especialmente das de Concreto e de Concreto Armado, tais como: interessantes exemplos de construcções novas, adiantamentos e progresso em calculos, informes didacticos, possibilidades modernas em Architectura, experiencias de Laboratorio, organisação de organamentos, regulamentos officiaes nos varios paizes e contribuições sobre puras questões theoreticas.

Uma particular e conscienciosa intenção dirigirá para o campo da pratica a utilização das mais importantes questões. Consagrada a Estudantes de Engenharia e Architectura, Mestres d'Obras, Constructores, Empreiteiros Architectos, Engenheiros, a todos que lidem com as Construcções.

### SECÇÃO: ENGENHARIA DE PONTES

## As pontes da exposição de Antuerpia de 1930

Mario Cabral

Possuirá um dia o concreto armado um estylo architectónico individual dentro do qual se devam modelar as construcções delle feitas? Ou ir-se-á elle adaptando cada vez melhor, como elemento estrutural, as tendencias architectonicas mais generalizadas nos nossos dias? Será o concreto armado a origem duma futura architectura, ou esta, independentemente delle, surgirá, embora o aproveite melhor? Forçati, ou servirá elle à Arte?

De uma sorte ou doutra, o que é evidente, é que o cimento armado veio proporcionar aos architectos capazes realmente de crear, elemento para novas *formas* e com um tal capacidade dando ensejo a novas proporções que pasma os virmos ainda factes antes e indicios no movimento as massas de suas construcções. O cimento armado é uma cantaria admiravel pela possibilidade do manejo independente da qualidade dos esforços, pois que elle, ao invés da rocha, pode suportar em larga escala trações, cisalhamentos, etc., todos os esforços, podemos assim dizer. E' possivel obter-se o que deveria ser o ideal para o architecto, a modelação dos blocos de sua construção intimamente a vontade, até fazer de toda ella um monolito, dos allicerces ao telhado.

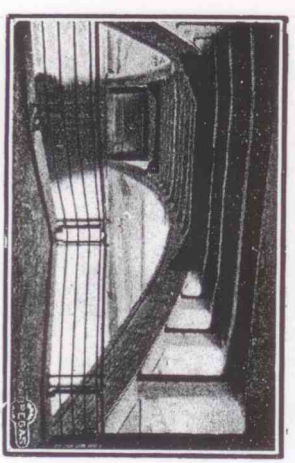


Fig. 1 — Vista inferior duma das pontes

E que de silencias isso permite! No entanto, medrosos, vacillantes quasi, não se têm aproveitado vantajosamente do novo material que se lhe offerece. Vemos com que parcimonia ptem uma *matrize* aqui, uma cupula *allí*, etc.

Dispozem-se os antigos, gregos e romanos, do cimento armado e que não teriam elles creado em formas architectonicas?

Cingir-se ao archaismo dos estylos seriosos disposto do cimento armado é suma fraqueza artistica. Concltemos os Architectos a colaborar comnosco nessa ordem de ideias, agasalhando a todas que possam contribuir para resultados novos e felizes.

Quando se arrojam um pouco mais como nas tribunas do nosso principal Prado o que presenciamos? Um estylo archaico mesclado com a beleza que o novo elemento — *cimento armado* — permitiu. .. decididamente offerecendo um conjuncto hybrid.

Resultado unico da desconfiança em novas creações architectonicas.

Pertencemos ao Novo Mundo, e delle é o Seculo actual. A *America do Norte chegou ao apogeo* e a *América do Sul terá que caminhar para elle*.

Temos que apresentar todas as reforças, desde as scientificas, com o ratio e a



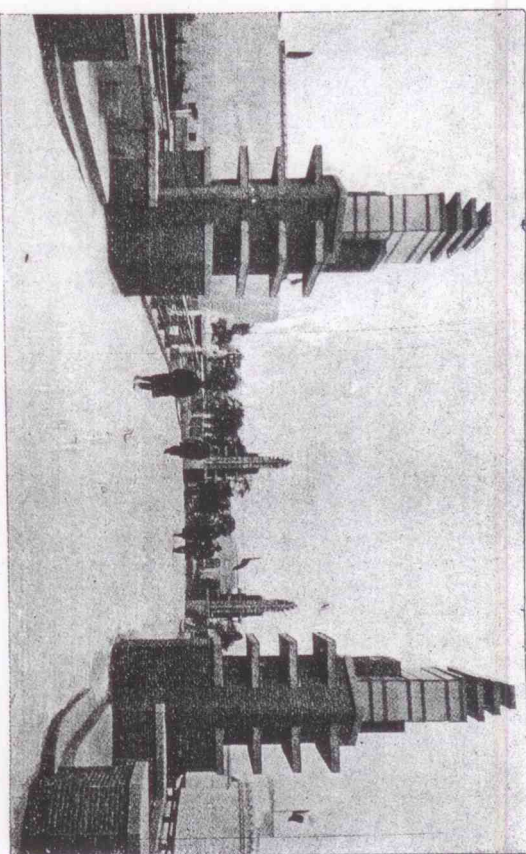


Fig. 2 — Entrada duma das Pontes

relatividade, as técnicas, as sociedades... e as ar-  
tísticas!

Um impulso mais forte que todos os precon-  
ceitos, grande como a verdade que encerra, brada  
em anseios partidos de toda parte, nesta hora deci-  
siva, — *Renouai*!

As indecisões que sobretudo nordeiam a Archi-  
tectura de Pontes em concreto nos tem levado a  
insistir neste particular ha alguns annos (1). Ora  
concluindo os governos a abertura de concorrência  
de projectos estruturais, ora chamando a attenção  
directa para certos casos verdadeiramente merece-  
dores da melhor attenção de todos.

Assim é que apresentamos hoje duas pontes  
construidas no recinto da Exposição Belga do fim  
do anno passado. Eis como sobre ellas se extenou  
E. Bais:

"A obra é forte e bella. Ella exprime serenidade  
"por grandes linhas horizontaes, A robustez, a nobreza  
"das linhas e a sobriedade são qualidades inconfan-  
"veis d'estas obras. O concreto estrado, os typos hol-  
"landezes e as platibandas em granto se harmonizam  
"admiravelmente. As torres de deliza das pontes me-  
"diocres são de certo gito relebradas aqui por torres  
"muitas de apparelhos originaes de illuminação.

#### ALGUNS DETALHES TECHNICOS

O arco é de 3 articulações, isto é, estaticamen-  
te determinado, o que é um systema constructivo  
que vae passando a posteridade, pela sua construc-  
ção dispendiosa e resultados menos satisfactorios.  
Os systems hyperstaticos ou continuos são mais  
economicos em material e isto se verificando até com  
o aço (2) que dizer do Concreto? A exigencia do  
arco tri-articulado nas pontes em questão foi devida

(1) "Cimento Armado" (1.º Volume — Pgs.  
110 e 145) e "Revista das Estradas de Ferro" (julho  
1929)

(2) *Merriman and Jacoby* (Roofs and Bridges —  
IV — Pg. 282).  
*Hooi and Krane* (Movable and Long Span Brid-  
ges — Pg. 362), etc.

as autoridades superiores da Cidade de Antuerpia.  
Verdade é que o terreno das fundações não era bom,  
porém para contrabalançar ás suas influencias é  
que existem os varios systems, patentados ou não,  
de decintramento artificial dos arcos. Permittam-nos  
algumas palavras sobre este assumpto.

#### Decintramento artificial dos Arcos *Mauricio Sua* *necessidade Secur resultados.*

Denomina-se *decintramento artificial* um pro-  
cesso que, ao invés de realizar o decintramento pelo  
abaixamento do cimpe, o faz deixando immovel  
este, e levantando o arco. Por meio de mecanismos hy-  
draulicos geralmente introduzidos na secção do fe-  
cho consegue-se um augmento do eixo do arco, e  
consequentemente o seu alçamento sobre o simples.  
As vantagens deste processo são varias, mas antes  
de cital-as, procuremos apreciar as desvantagens  
mais caracteristicas do processo de decintramento.  
Todos sabem que um arco decintrado pelo aba-  
xamento do simples não permite se mantenha a  
forma de eixo neutro a mesma que fôra escolhida  
como a mais vantajosa; dahi originando-se accres-  
cimos de fadigas mui perniciosos, cuja existencia  
inevitavel impeditu por longo tempo a construção  
de grandes arcos massivos. Este alçamento do  
eixo neutro real do eixo neutro projectado e calcula-  
do, genericamente é assignado como estabele-  
cendo uma *conjunção da linha de pressão* (Stoecken-  
der Stuetzlinie) (3) e origina-se principalmente dos  
seguintes factos:

- 1) — Recalque e distorção do simples;
  - 2) — Decintramento sempre prematuro;
  - 3) — Recalque ou alçamento dos encontros.
- Todas as 3 causas, e cada uma dellas, são pecu-  
liars ao methodo commun do decintramento,  
que não podem ser totalmente eliminadas em hy-  
pothese alguma, por mais conscienciosa que seja  
a construção do arco.

Ellas persistirão sempre como attributos inhe-  
rentes ao processo, impossiveis de serem evitadas.  
Analizemos ainda succintamente em mais al-  
guns detalhes o facto citado. Por melhor projec-

(3) *J. Melan* — (Der Brueckenbau — II — Pg.  
222).

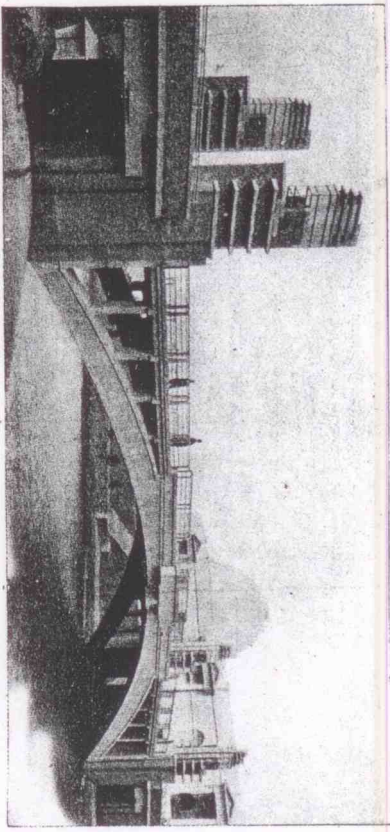


Fig. 3 — Vista Sul duma das Pontes

tudo e executado que seja um simples não é possível  
evitar que elle cedea, o que sempre se verificará em  
virtude da propria elasticidade do material de que  
é feito; geralmente madeira — material anisotropo  
por excellencia.

Por mais retardado que seja o decintramento,  
sabido que o concreto ainda contrê-se annos após  
a sua fabricação, ali está um motivo que torna um  
decintramento sempre prematuro.

Os encontros salvo o caso de serem elles em ro-  
cha da melhor qualidade, estarão sujeitos a compres-  
sibilidade inherente a natureza mesma das materias  
naturaes, que não são jámais absolutamente incom-  
pressiveis.

Como se vê, ha mistér procurar-se novos proces-  
sos de decintramento e dahi o *decintramento arti-  
ficial* como um meio de evitar as *conjunções* acima.

Dahi a idéa de suspender o arco, pelo que se  
o carregue logo, e verifique-se, não só o seu comporta-  
mento elastico, mas, tambem, o que é de grande im-  
portancia, a capacidade dos seus encontros. "Ci-  
mento Armado" voltará mais detalhadamente sobre  
o assumpto.

*Material.* Tendo-se em vista a obtenção do  
tipo preconizado pelas autoridades da cidade de  
Antuerpia, de só possuir a ponte 2 arcos de dimen-  
sões maximas prescriptas, elegou-se a uma fadiga  
de cerca de 100 Kgs./cm<sup>2</sup>.

Empregou-se um concreto assim fabricado:  
400 Kgs. de super-cimento;  
400 ls. de areia do Rheno;  
800 ls. de pedregulho do Rheno;

Não foram divulgados inicialmente elementos  
sobre a quantidade da agua. Um concreto definido  
por 3 elementos apenas, como acima, não está de-  
finido. (4)

As amostras quebradas a 28 dias no laboratorio  
da Cidade de Antuerpie deram uma média de ruptura  
de 450 Kgs./cm<sup>2</sup>.

O calculo das forcas internas resistentes foi  
realizado com  $n=7$ .

Quanto ao aspecto do conjunto das pontes,  
elegante, novo, as photographias fallam por nós.

(4) *Mario Cabral* (Bases racionais para o fabrico  
economico do concreto — C. A. Vol. I — Pg. 31).

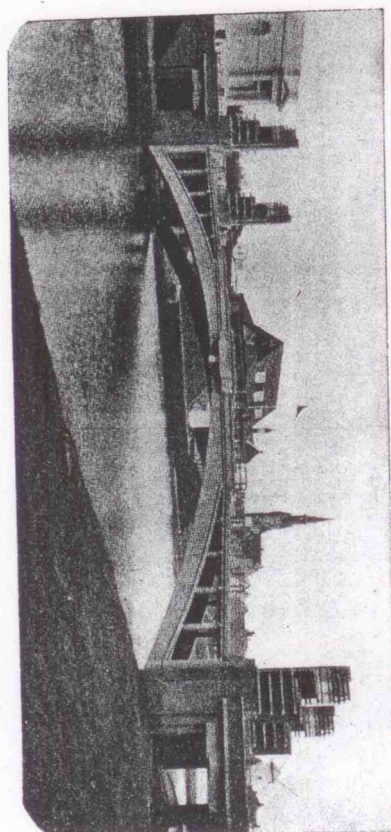


Fig. 4 — Vista Norte duma das Pontes



# **Tabellas para calculos de lages rectangulares**

Furtado Simas

(Addendo ao artigo do eng.º Leipnik, sob título igual, no 1.º Volume da Revista "Cimento Armado" — Pag. 81.)

Publicou *Marcus*, engenheiro da Companhia Construtora Alemã Hütte, em 1924 o seu magnífico livro sobre a Theoria dos Tecidos Elásticos (*Die Theorie elastischer Gewebe, und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten*), o qual, se deve reconhecer, forneceu o processo mais condizente para o calculo das placas isotropas. A commissão encarregada de elaborar as prescripções officiaes Allemanas, provavelmente a vista disto, convideou-o no mesmo anno a propor formulas e prescripções para o calculo e execução das placas de concreto armado armadas em cruz. (Prefacio da 1.ª Edição do "Calculo simplificado das placas flexíveis" Março, 1925).

No anno seguinte, 1925, eram accetadas as bases propostas por *Marcus*, e introduzidas no Regulamento Official Allemano do mesmo anno, ainda conservadas no actual de 1931, e dando ensejo a que elle publicasse o livro acima mencionado. (*Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten*).

Tal processo não foi accetado sem restricções: por todos, convindo lembrar a opposição tenaz e firme de 2 espiritos eminentes, que saíram a campo para combatel-o — *Leitz* de Graz — Allemanha e *Hübner* de Varsovia — Polonia. (1)

As razas da opposição baseavam-se primordialmente na critica á consideração da efficacia do concreto no 2.º Estado, em oferecer resistencia ao Momento Volvente (*Drillingmoment*), estado em que, como é sabido, começam a surgir fendas na zona de tracção do concreto.

No Brasil desmembava-se logo para as offensas pessoas, e nada se concluiu. Lá porem, resolveam-se experiencias, que pudessem determinar a contenda. Juntos, *Leitz* e *Marcus*, procederam ás experiencias assás conhecidas de Leipzig, onde ficou patenteadada a alta resistencia das placas de concreto apoiadas na periphéria, sobretudo quando tinham amarradas os seus cantos.

Verdade é que não é tudo. Pouco depois morria prematuramente *Leitz*, deixando no campo de faes pesquiza uma lacuna bem sensível. Mas a que é devido esta maior resistencia a flexão das placas? Como interpretalas? Max Ritter de Zürich com a sua contribuição ao 2.º Congresso International de pontes e Estructuras realizado em Viena — fins de 1928 — *Bericht über die II Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau* — Pg. 697, interpreta a maior resistencia da placa como resultante da variação do coeficiente de rigidez E J com o trabalho elastico crescente.

*Marcus*, vê ainda o concreto apesar das fendas na zona de tensão, capacitado para resistir aos Momentos Volventes, quando fixados os cantos da placa.

Das vantagens de todas essas opposições e contestações colle-se nos artigos do proprio *Marcus* e na 2.ª edição augmentada do livro já citado "*Die*

*Terminfläche*... (2.ª edição — 1929) onde foi soberamente desenvolvido o estudo dos momentos volventes e sobre tudo realizado UM EXPLICITO EXAME SOBRE O TRABALHO ELASTICO DOS ESFORÇOS PRINCIPAES INCLINADOS.

A theoria considera 2 momentos flectores nas direcções  $x$  e  $y$ , (veja-se o artigo de Leipnik, — 1.º Vol. "Cimento Armado"), cada um proveniente de uma tracção da carga  $q$ , (total  $q_x + q_y$ ), fornecido pela equação que exprime a realização necessaria da mesma deformação em cada ponto da placa, seja qual for das 2 direcções ( $x$  e  $y$ ) a que se considere.

Pela actuação, ou melhor pelo surto dos momentos volventes (*Drillingmoment*) aquelles momentos flectores são reduzidos, donde um certo coeficiente  $\eta$ , cujos valores para 6 casos de apoios dos 4 lados da placa, são dados nas 6 Tabellas publicadas por Leipnik na "Cimento Armado".

Perguntamos agora: Basta armar as placas para resistir a esses momentos flectores assim reduzidos devidos a acção dos volventes, sem mais consideração? Não, absolutamente. Aparentemente assim pensam apenas *Losser* (1) e outros.

O proprio regulamento Allemano de 1925 diz: § 17.8 — Placas rectangulares armadas em cruz livremente apoiadas ou engastadas na periphéria de um ou varios vãos, devem ser substituidas, quando não se realizar um exame preciso baseado na Theoria de placas (por exemplo: desenvolvimento em serie ou emprego da theoria dos tecidos), por 2 turnos de faixas longitudinaes e transversaes, as quaes devem ser calculadas segundo as condições reaes de apoio, como vigas simples, engastadas ou continua. Para os vãos theoricos vale a indicação 2.

a) Sobre a hypothese, que os *cantos* da placa estejam *garantidos contra levantamento*, (2) podem ser utilizados, quanto as placas não são mais compridas do que o duplo da largura, as equações fornecidas por *Marcus*, para a indicação dos esforços. Para cargas uniformemente distribuidas pode-se em particular tomar por base para o dimensionamento as seguintes equações, onde a placa é imaginada substituida por uma grelha de vigas (faixas) longitudinaes e transversaes.

(Designações: São repetidas as do 1.º Volume da C.A.A.) (Caso limite da placa livremente apoiada na periphéria. Caso I — Pg. 85 do 1.º Volume da C. A.)

Quinhes de carga: —

$$q_x = q \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$q_y = q \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

(1) Bemessungsfähig.  
(2) Os *gryphos* são do proprio Regulamento Allemano.

Tabellas "Cimento Armado"

TABELLAS PARA OS MOMENTOS VOLVENTES

Tabela N. 17

| $\frac{l}{x}$<br>$y$ | tit<br>2 | ti<br>3 | tit<br>5 | ti<br>1 | tit<br>4 | ti<br>6 | tit<br>2 | ti<br>3 | tit<br>5 | $\frac{l}{y}$<br>$x$ |
|----------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|----------------------|
| 0,50                 | 0,0080   | 0,0039  | 0,0041   | 0,0158  | 0,0086   | 0,0037  | 0,0158   | 0,0134  | 0,0073   | 0,50                 |
| 51                   | 85       | 42      | 43       | 166     | 91       | 39      | 165      | 138     | 77       | 51                   |
| 52                   | 90       | 44      | 46       | 173     | 96       | 41      | 172      | 143     | 80       | 52                   |
| 53                   | 94       | 47      | 48       | 180     | 101      | 43      | 179      | 148     | 84       | 53                   |
| 54                   | 99       | 49      | 51       | 188     | 105      | 45      | 185      | 153     | 88       | 54                   |
| 55                   | 104      | 52      | 53       | 195     | 110      | 47      | 192      | 157     | 91       | 55                   |
| 56                   | 109      | 55      | 56       | 203     | 115      | 50      | 199      | 162     | 95       | 56                   |
| 57                   | 114      | 57      | 59       | 211     | 121      | 52      | 205      | 166     | 99       | 57                   |
| 58                   | 120      | 60      | 62       | 219     | 126      | 55      | 212      | 170     | 103      | 58                   |
| 59                   | 125      | 63      | 65       | 226     | 131      | 57      | 219      | 174     | 107      | 59                   |
| 0,60                 | 0,0130   | 0,0066  | 0,0068   | 0,0234  | 0,0136   | 0,0060  | 0,0225   | 0,0178  | 0,0111   | 0,60                 |
| 61                   | 136      | 69      | 71       | 242     | 142      | 63      | 231      | 182     | 114      | 61                   |
| 62                   | 142      | 73      | 74       | 249     | 147      | 65      | 238      | 186     | 118      | 62                   |
| 63                   | 148      | 76      | 77       | 257     | 152      | 67      | 244      | 190     | 122      | 63                   |
| 64                   | 154      | 79      | 80       | 265     | 157      | 70      | 250      | 193     | 126      | 64                   |
| 65                   | 160      | 82      | 83       | 272     | 163      | 72      | 256      | 197     | 129      | 65                   |
| 66                   | 166      | 86      | 87       | 280     | 168      | 75      | 262      | 200     | 133      | 66                   |
| 67                   | 172      | 90      | 90       | 287     | 174      | 78      | 268      | 203     | 137      | 67                   |
| 68                   | 178      | 93      | 94       | 294     | 180      | 80      | 273      | 206     | 140      | 68                   |
| 69                   | 184      | 97      | 97       | 302     | 185      | 83      | 279      | 209     | 144      | 69                   |
| 0,70                 | 0,0191   | 0,0101  | 0,0101   | 0,0309  | 0,0191   | 0,0086  | 0,0285   | 0,0212  | 0,0147   | 0,70                 |
| 71                   | 197      | 105     | 104      | 316     | 197      | 89      | 290      | 214     | 151      | 71                   |
| 72                   | 204      | 109     | 108      | 323     | 202      | 91      | 295      | 216     | 154      | 72                   |
| 73                   | 210      | 113     | 112      | 330     | 208      | 94      | 300      | 218     | 157      | 73                   |
| 74                   | 217      | 117     | 115      | 337     | 213      | 97      | 305      | 221     | 160      | 74                   |
| 75                   | 223      | 121     | 119      | 344     | 219      | 99      | 310      | 223     | 164      | 75                   |
| 76                   | 230      | 125     | 125      | 350     | 224      | 102     | 315      | 225     | 167      | 76                   |
| 77                   | 237      | 129     | 126      | 357     | 229      | 105     | 319      | 226     | 169      | 77                   |
| 78                   | 244      | 134     | 130      | 363     | 235      | 107     | 323      | 228     | 172      | 78                   |
| 79                   | 250      | 138     | 134      | 370     | 240      | 110     | 328      | 229     | 175      | 79                   |
| 0,80                 | 0,0257   | 0,0142  | 0,0138   | 0,0376  | 0,0245   | 0,0112  | 0,0332   | 0,0231  | 0,0178   | 0,80                 |
| 81                   | 264      | 147     | 142      | 382     | 250      | 115     | 336      | 232     | 180      | 81                   |
| 82                   | 270      | 151     | 145      | 388     | 255      | 117     | 340      | 233     | 183      | 82                   |
| 83                   | 277      | 156     | 149      | 394     | 260      | 120     | 343      | 234     | 185      | 83                   |
| 84                   | 284      | 161     | 153      | 400     | 265      | 122     | 347      | 235     | 187      | 84                   |
| 85                   | 291      | 165     | 157      | 406     | 270      | 125     | 351      | 236     | 190      | 85                   |
| 86                   | 298      | 170     | 161      | 412     | 275      | 127     | 354      | 237     | 192      | 86                   |
| 87                   | 304      | 175     | 165      | 418     | 279      | 129     | 357      | 237     | 194      | 87                   |
| 88                   | 311      | 180     | 168      | 423     | 284      | 132     | 360      | 238     | 196      | 88                   |
| 89                   | 318      | 184     | 172      | 429     | 288      | 134     | 363      | 239     | 197      | 89                   |
| 0,90                 | 0,0324   | 0,0189  | 0,0176   | 0,0435  | 0,0293   | 0,0136  | 0,0367   | 0,0239  | 0,0199   | 0,90                 |
| 91                   | 331      | 194     | 180      | 440     | 297      | 138     | 369      | 239     | 201      | 91                   |
| 92                   | 337      | 199     | 183      | 445     | 301      | 140     | 372      | 239     | 202      | 92                   |
| 93                   | 344      | 204     | 187      | 451     | 305      | 142     | 374      | 240     | 204      | 93                   |
| 94                   | 350      | 209     | 191      | 456     | 309      | 144     | 376      | 240     | 205      | 94                   |
| 95                   | 357      | 214     | 194      | 461     | 313      | 146     | 379      | 240     | 207      | 95                   |
| 96                   | 363      | 219     | 198      | 466     | 317      | 148     | 381      | 240     | 208      | 96                   |
| 97                   | 370      | 224     | 201      | 471     | 321      | 149     | 385      | 240     | 209      | 97                   |
| 98                   | 376      | 229     | 205      | 476     | 324      | 151     | 388      | 240     | 210      | 98                   |
| 99                   | 382      | 234     | 208      | 481     | 328      | 153     | 397      | 239     | 211      | 99                   |
| 1,00                 | 0,0388   | 0,0239  | 0,0212   | 0,0486  | 0,0331   | 0,0155  | 0,0388   | 0,0239  | 0,0212   | 1,00                 |



Momentos no vão: —

$$M_x = q_x \cdot \frac{l_x^2}{8} \cdot v_a$$

$$M_y = q_y \cdot \frac{l_y^2}{8} \cdot v_a$$

Onde:

$$v_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

B) Caso limite da placa engastada na periferia.

Quilôes de carga: — idênticos ao do Caso A

$$f_y^x = 0,50 \div 1,00$$

$$f_x^y = 0,50 \div 1,00$$

TABELLA DOS VALORES  $f$

Tabela n. 16

c) — Quando os cantos da placa não são garantidos contra levantamento, então deve-se pôr  $v = 1$  na equação para os momentos do vão.

Do exposto se verifica que só é permitido sejam feitas reduções nos momentos flectores mediante o coeficiente  $v$ , ou conchado na acção dos momentos volventes de accordo com o Regulamento Allemão citado, depois de observados 2 pontos assás importantes:

- 1.º — Que os cantos da placa estejam garantidos contra levantamento (a);
- 2.º — Que se tome cuidado, por meio de ferro na armação para resistir ao momento volvente. (b).

TABELLA DOS VALORES  $f$

Tabela n. 16

$$M_x = +q_x \cdot \frac{l_x^2}{24} \cdot v_b$$

$$M_y = +q_y \cdot \frac{l_y^2}{24} \cdot v_b$$

Onde:

$$v_b = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

Momentos de engaste: —

$$M_x = -q \cdot \frac{l_x^2}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$M_y = -q \cdot \frac{l_y^2}{12} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

b) — O factor  $v$  que surge nas equações para os momentos nos vãos considera a acção do momento volvente. O valor actual  $v$  pode então somente ser introduzido quando se tome cuidado, por meio do ferro da armação para resistir ao momento volvente, caso contrario deve-se se collocar  $v = 1$

(continua no proximo numero)

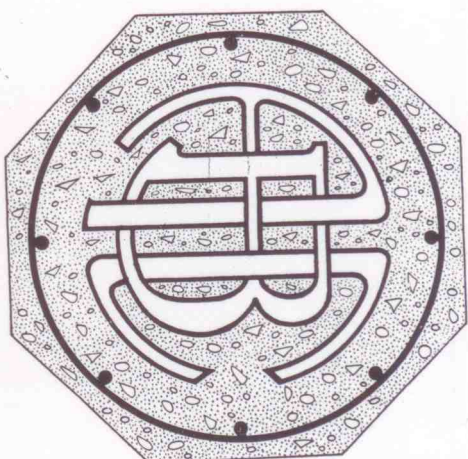
## EXPEDIENTE

Numero avulso — Do volume em publicação 35000 | Assinaturas (um anno) { Interior ..... 305000  
Dos volumes publicados... 55000 | Exterior ..... 405000

Preço de cada um dos 2 volumes publicados ..... 205000

Os numeros avulsos e os volumes são remetidos mediante vale postal pelos preços da tabela acima, livres de porte.

Toda correspondência deve ser dirigida à J. Furtado. — Porte registrado (assinaturas) mais 55000  
Avenida Rio Branco 111-5.º and. - Rio de Janeiro - Phone: 3-3163



# Regulamento para as Construções em Concreto Armado

Discutido e aprovado nas sessões da Assembléa Technica da A. B. C., de 30 de Janeiro, 4, 11, 20, 24 e 27 de Fevereiro, 3, 6, 13 de Março, 10, 17, 24 de Abril, 8, 11 de Maio, 5, 10, 12, 15, 17, 22 e 24 de Junho, e sancionado pelo Conselho Consultivo da A. B. C. em 3 de Julho de 1931.

## SECÇÃO I — APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS. — NOTAÇÕES.

§ 1 — Toda obra a ser total ou parcialmente executada em concreto armado deverá ser objecto de um projecto estrutural, feito de accordo com o presente Regulamento e constando dos seguintes elementos:

- a) Desenhos de execução;
- b) Memoria de calculos;
- c) Relatorio justificativo.

### § 2 — Desenhos.

1 — Os desenhos de execução, em escalas apropriadas, serão em numero sufficiente para que se possa perceber, de modo claro e preciso, as disposições geraes da obra, bem como todos os detalhes de execução da mesma.

2 — Os desenhos devem ser divididos em dois grupos:

- a) desenhos de conjunto e
- b) desenhos estruturais.

3 — Os desenhos de conjunto mostrarão por meio de elevações, secções verticaes e plantas (escalas: 1:200, 1:100, 1:50), a obra como deverá ficar após a conclusão.

4 — Os desenhos estruturais são relativos ao concreto armado e constarão de:  
a) Desenhos das moldes (escalas 1:100 ou 1:50, detalhes: 1:20) em que serão figurados com secções

verticaes e plantas, todos os elementos componentes da estrutura com suas dimensões rigorosamente cotadas;

b) Desenhos de armação (escalas: 1:50, detalhes: 1:20 e 1:10), indicando as armaduras dos diferentes elementos que compõem a estrutura. Nelles figurarão claramente a posição, a forma e o diametro de cada ferro.

5 — Nos desenhos estruturais, para cada "elemento-tipo" de construção será adoptada uma numeração de referencia com as iniciaes deste. (Ex.: vigas L1, L2, ...; vigas V1, V2, ...; pilares P1, P2, ...; consolos C1, C2, ...; etc.) Esta mesma numeração figurará na memoria de calculos.

6 — Quando se tratar de edificio cujo volume de concreto armado seja superior a 50 m<sup>3</sup>, para efeitos de aprovação do projecto pela Fiscalisação, basta apresentar, dos desenhos de armação a que se refere o § 2, 4, os referentes às fundações e ao 1.º tecto.

7 — No caso previsto na alinea anterior, os restantes desenhos de armação serão postos no local da obra, á disposição da Fiscalisação, antes de ser dado inicio á armação dos ferros.

8 — O construtor ou o responsavel pela obra fica obrigado a avisar, por escrito e mediante protocollo, á Fiscalisação, o dia em que deve iniciar a concretagem, com a antecedencia de 5 dias.

### § 3 — Memoria de calculos.

1 — Da memoria de calculos que acompanhar o projecto deverá constar:



$\epsilon$  = espaçamento do; estribos ou das fretas.

$F_v$  = força do vento. (em tons.)

Prova. . .

heterogêneo, introduzir-se-á no coeficiente de  $n$  pelo valor médio na base de  $n=10$  tanto para

|   |   |
|---|---|
| B | B |
|---|---|

|   |   |   |   |
|---|---|---|---|
| 9 | 9 | 9 | 9 |
|---|---|---|---|

## MATRIX

|                     |                     |                     |                      |
|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| $X_a$               | $X_b$               | $X_c$               |                      |
| $\hat{\delta}_{aa}$ | $\hat{\delta}_{ab}$ | $\hat{\delta}_{ac}$ | $=\hat{\delta}_{ma}$ |
| $\hat{\delta}_{ba}$ | $\hat{\delta}_{bb}$ | $\hat{\delta}_{bc}$ | $=\hat{\delta}_{mb}$ |
| $\hat{\delta}_{ca}$ | $\hat{\delta}_{cb}$ | $\hat{\delta}_{cc}$ | $=\hat{\delta}_{mc}$ |

MATRIX

|               |               |               |        |
|---------------|---------------|---------------|--------|
| $\delta_{ma}$ | $\delta_{mb}$ | $\delta_{mc}$ |        |
| $\beta_{aa}$  | $\beta_{ab}$  | $\beta_{ab}$  | $=X_a$ |
| $\beta_{ba}$  | $\beta_{bb}$  | $\beta_{bc}$  | $=X_b$ |
| $\beta_{ca}$  | $\beta_{cb}$  | $\beta_{cc}$  | $=X_c$ |



10—Os  $\delta\delta$  poderão ser calculados por qualquer processo, analítico ou gráfico-analítico, sendo preferível pelos processos do trabalho elástico. Nos casos correntes será permitido apenas introduzir para o cálculo dos  $\delta\delta$  os esforços fictícios. Exige-se a verificação dos  $\delta\delta$  pelo processo de que a sua soma total seja igual ao trabalho de deslocamento geral, antes de proceder à resolução das equações de coerência.

11—Não há obrigatoriedade da inclusão dos XX como sendo as próprias *incoherências elásticas*, podendo ser ellas relações entre estas últimas.

Para a resolução das equações de coerência aconsella este Regulamento o processo denominado — *Algoritmo de Gauss*, com as correspondentes verificações parciais, e quando se tratar das equações *Claperyonanas* pelo processo schematico do *recalculo numerico de Lacroix*.

12—Dever-se-á nas construções em geral, introduzir a influencia dos vóites no cálculo aproximativo, ou consisamente, mediante variação regular do momento de inercia.

13—São considerados casos particulares do processo geral de que tratam as alíneas 5, 6, 7, 8, 9, 10, e 11 do § 6, os métodos analíticos de *Carliglino*, *Menabrea*, etc., e os gráfico-analíticos baseados nos estudos de *Mohr*, *Killer* e outros.

14—Nos casos em que os sistemas hyperestáticos considerados já se encontrem resolvidos em livros e tabelas, aprovados pela Associação Brasileira de Concreto, faculta este Regulamento o emprego dos resultados que nelles figurem.

15—Como excepção ao disposto nas alíneas anteriores, serão admitidos os cálculos simplificados tratados explicitamente nesta Secção.

### § 7 — Agentes exteriores sobre a estrutura.

1—Considerar-se-ão *cargas mortas*, as que agindo estaticamente não deslocam toda a vida da estrutura, não podendo se deslocar, nem deixar de actuar sobre a mesma.

Taes cargas deverão ser calculadas com cuidado e a possível exactidão, sendo que quanto ao peso proprio da estrutura deverá elle ser, por metro cubico de concreto armado, avaliado em 2400 kg, no minimo.

2—As cargas vivas serão as constantes dos Regulamentos existentes para edificios, rodovias, ferrovias, etc., ou as recomendadas por este Regulamento no Anexo n.º I.

Para as cargas providas da acção do vento e da acção do peso da terra, areia e outros irregulares, consulte-se ainda o referido Anexo.

3—Em placas armadas em um só sentido, a acção de cargas isoladas, como rodas de vehiculos, etc, poderá ser considerada como distribuída uniformemente sobre uma superfície rectangular com as seguintes dimensões:

a) no sentido da armação: o lado do rectângulo será igual à largura da roda, mais o duplo da altura do enchimento (medido entre a face superior da laje e a linha de rolamento), e mais uma vez a espessura da laje:

$$a = c_1 + 2m + d$$

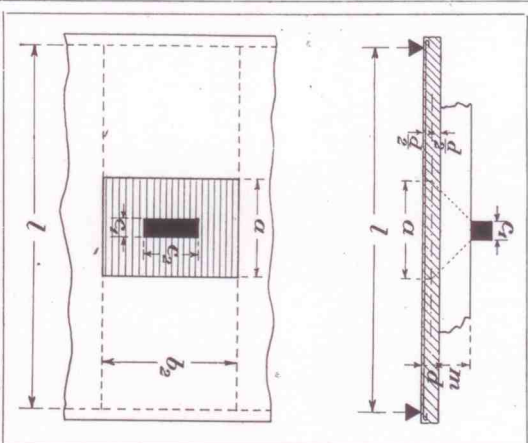
no caso de superestruturas, o enchimento será a espessura do lastro sob o dormente.

b) no sentido transversal, o lado do rectângulo que determinará a largura da laje que constituirá uma viga isolada, será igual ao maior dos dois valores seguintes:

$$b_1 = 2/3 \cdot l$$

$$b_2 = c_2 + 2m + d$$

onde  $l$  é o vão e  $c_1$  e  $c_2$  são as dimensões da superfície de contacto da carga, roda, etc, nas direcções consideradas; e  $m$  é a altura do enchimento.



Em caso algum o trecho de laje constituindo viga deverá ser superior a 20 d.

4—Em lajes armadas em cruz, apoiadas ou engastadas nos 4 lados, a repartição das cargas uniformemente distribuídas (sobre o disposto no § 9, 1-b, c) obedecerá as seguintes relações:

$$\text{para o lado } l_x : q_x = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$\text{para o lado } l_y : q_y = \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$\text{sendo : } q_x + q_y = q$$

### § 8 — Lajes armadas num unico sentido.

1—Como vão theorico de laje simplesmente apoiada ou engastada nas extremidades, dever-se-á tomar as distancias entre os centros dos apoios, não precisando contudo ir alem do *vão livre*, mais a altura da laje. Sempre que os apoios forem mais estreitos que a altura da laje, será necessario demonstrar a segurança dos mesmos.

Em lajes continuas, os *vãos theoricos* serão os comprehendidos entre os centros dos apoios.

2—Quando as lajes repousarem sobre alvenarias, dever-se-á demonstrar que a distribuição da reacção maxima dos apoios, não excederá as taxas de trabalho das referidas alvenarias.

3—As lajes deverão ser calculadas como vigas continuas sobre apoios livres à rotação, sempre para as condições de carga mais desfavoráveis. Os resultados deste calculo dever-se-ão subordinar aos seguintes valores extremos:

1.º) Em nenhum vão o momento maximo positivo, entre os apoios, para os efeitos do calculo de dimensionamento, deverá ser tomado menor do que o de uma viga de igual vão e idênticamente carregada, considerando completamente engastada nas extremidades, qualquer que seja o resultado anteriormente obtido.

2.º) Quando a laje repousar em vigas de concreto armado, poder-se-á levar em conta o efeito resultante, diminuindo o valor do momento negativo no vão, o qual este Regulamento permite seja calculado nesse caso, para a metade somente da carga viva.

4—Qualquer consideração sobre engaste, para efeito de diminuição dos momentos nos vãos, só deverá ser levada em conta quando se empregarem detalhes constructivos apropriados e se demonstrar pelo calculo os resultados adoptados.

5—Quando se tratar de vãos iguaes ou proximalmente iguaes, como taes considerados os que não differam entre si de mais de 20%, poderão ser utilizadas independentemente do calculo a que se refere a alinea 3 deste §, as seguintes formulas:

#### Momentos nos apoios.

Para os casos de lajes com vóites, cuja largura ( $b_1$ ) medida a partir do centro do apoio seja no minimo igual a 1/10 de  $l$  e cuja altura útil ( $d$ ), também medida no eixo do apoio pelo seu prolongamento, seja no minimo igual a 1/30 de  $l$ :

$$\text{Dois vãos: } M = -1/7 \cdot q l^2$$

Mais de dois vãos:

$$\text{primeiro apoio: } M = -1/8 \cdot q l^2$$

$$\text{restantes apoios: } M = -1/9 \cdot q l^2$$

Lajes sem vóites: (nestas comprehendidas as que tiverem vóites menores que os referidos acima).

$$\text{Dois vãos: } M = -1/8 \cdot q l^2$$

Mais de dois vãos:

$$\text{primeiro apoio: } M = -1/9 \cdot q l^2$$

$$\text{restantes apoios: } M = -1/10 \cdot q l^2$$

#### Momentos nos vãos.

Lajes com vóites (condições acima):

$$\text{Vãos extremos: } M = 1/12 \cdot q l^2$$

$$\text{Vãos centrais: } M = 1/18 \cdot q l^2$$

Lajes sem vóites:

$$\text{Vãos extremos: } M = 1/11 \cdot q l^2$$

$$\text{Vãos centrais: } M = 1/15 \cdot q l^2$$

### § 9 — Lajes armadas em cruz.

1—Quando lajes quadradas ou rectangulares estiverem apoiadas ou engastadas nos quatro lados, ou apoiada em um ou mais lados e engastada nos restantes e forem armadas em duas direcções paralelas aos apoios, deverão ser calculadas por qualquer um dos tres processos a saber:

a) Como grelhas de vigas, abstrahindo-se por completo da acção dos *momentos volentes*; (Drilling-momento);

b) Como placa e pela theoria mathematica da elasticidade;

c) Como laje e pela theoria simplificada de H. Marcuse, com a utilização empirica dos efeitos dos *momentos volentes*. (1)

2—Pelo primeiro processo far-se-á o calculo das lajes como grelhas, isto é, como se fossem constituidas de duas series de faixas isoladas (vigas) de largura unitaria, cortando-se em angulo recto e apresentando sob o carregamento, nos pontos de contacto, flexões idênticas. Essa assimilação theorica dá para a repartição da carga total ( $q$ ) dois quinhões, cada um segundo uma direcção e conforme o § 7.4.

3—Na base de distribuição acima ( $q_x$ ) e ( $q_y$ ) poderão ser calculadas as forças internas resistentes, admittendo-se para denominador dos momentos o numero correspondente à natureza dos apoios: 2 para lados oppostos; (8) para simples apoios, (12) e (24) para engastes e (8) e (9/128) para engastes e apoio simples.

4—Será permitido, em lugar da assimilação do § 9.2, proceder a exame mais preciso por meio da theoria elastica das placas, admittindo a homogeneidade e a isotropia, e tomando para a constante de Poisson o valor dado no § 6.4.

5—O terceiro processo (§ 9.1-c) permitirá proceder ao calculo simplificado, porem unicamente sob a triplex condição seguinte:

a) Nas linhas dos momentos fletores nulos, distribuir-se-á ferro sufficiente à resistencia aos *momentos volentes*;

b) Pelo menos em uma linha, ao meio da distancia entre as de momentos maximos — flexor e volente — calcular-se-á o *momento principal*, para o efeito de uma armação local sufficiente;

c) Calcular-se-á as *reacções negativas* nos cantos livres das lajes, afim de impedir, mediante ancoragem bastante, o levantamento dos mesmos.

### § 10 — Vigas.

1—Como vão theorico de viga simplesmente apoiada ou engastada nas duas extremidades, dever-se-á tomar a distancia entre os centros dos supports, não precisando contudo ir alem do *vão livre* mais a altura da viga. Sempre que os apoios forem mais estreitos que a altura da viga, será necessario demonstrar a segurança dos mesmos.

Em vigas continuas, os vãos theoricos serão os comprehendidos entre os centros dos apoios.

2—Quando as vigas repousarem em alvenarias, dever-se-á demonstrar que a distribuição da reacção maxima dos apoios, não excederá a taxa de trabalho das referidas alvenarias.

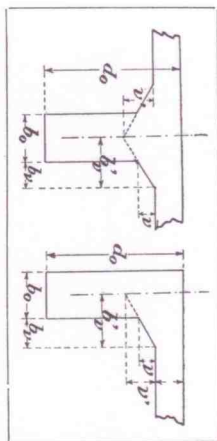
3—Poder-se-á considerar, observadas as condições constructivas da Secção IV, um trecho de laje sobre a nervura, participando com esta a resistencia e constituindo uma viga de secção transversal em T, nos trechos em que o sentido do momento for tal, que a laje traballe à compressão. A espessura minima da laje, quando se despreje que ella gese da propriedade acima, deverá ser de 8 cm.

4—Como excepção á alinea precedente, no caso de vigas com espessura de laje menor que 8 cms., como em coberturas, permitir-se-á medianamente a construção de vóites, considerar como constituinte meza um trecho de laje igual a:

$$b = b_0 + v + d$$

(1) — Em vernaculo: 1.º volume da revista: "Cimento Armado" — 1930  
Em alleno: — original — "Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten."





5.—A largura da mesa de uma viga em T deverá ser inferior à menor das seguintes dimensões:

- a) metade do vão livre da viga;
- b) ao vão teórico da laje entre nervuras;
- c) 8 vezes a espessura da alma;
- d) 12 vezes a espessura da laje acessória da alma, não havendo vãos nas condições abaixo;
- e) 12 vezes a espessura da laje, mais a da alma e mais os comprimentos horizontais  $b''$  dos vãos da laje, quando estes não sejam maiores em comprimento ao triplo da espessura da laje e não façam um ângulo com a horizontal cuja tangente seja  $> 0,333$ .

6.—Numa nervura em extremidade da laje, poder-se-á considerar uma seção em T, invertido, respeitando os detalhes da Seção IV, não devendo a mesa ser superior, nesse caso, a qualquer das seguintes dimensões:

- a) ao quarto do vão livre da viga;
- b) à metade do vão teórico da laje entre nervuras;
- c) 4,5 vezes a espessura da alma;
- d) 4,5 vezes a espessura da laje, mais a espessura da nervura;
- e) 4,5 vezes a espessura da laje, mais a espessura da nervura e mais o comprimento horizontal do vanto, quando este satisfizer às exigências da alínea precedente.

7.—Em casos especiais é obrigatória a garantia da rigidez da mesa da viga contra a flambagem, a qual só será isenta de prova analítica quando for apontada entre pontos que distem no máximo 24 vezes a espessura da mesa.

8.—Correspondendo ao limite imposto com referência às colunas, (§ 11), será permitido calcular as vigas contínuas, independentemente da ligação rija dos apoios, devendo os cálculos nessas condições, serem rigorosamente precedidos, e com distribuições de cargas as mais desfavoráveis, para cada vão e caso.

9.—O artigo precedente subordinar-se-á a quatro exceções, a saber:

1.º—Em nenhuma hipótese dimensionar-se-á a viga, em qualquer dos seus vãos, para um momento fletor positivo menor do que o correspondente a uma viga duplamente engastada de vão igual.

2.º—Poder-se-á considerar em parte a rizeira dos apoios, quando ella exista, para o cálculo dos momentos negativos nos vãos, reduzindo, para este efeito, a consideração da carga viva a  $2/3$  do seu valor.

3.º—Quando em edifícios a espessura dos suportes, medida na direcção do vão, for maior ou igual a  $0,20$  da altura do andar ou do vão livre da viga, dever-se-á calcular esta como engastada da completamente nos suportes, e não mais como continua; isto para o caso de construção monolítica. No caso de pilares de alvenarias, ou cons-

truções não monolíticas, é exigida a demonstração de que a carga do pilar superior é maior do que a reacção da viga.

4.º—O momento fletor máximo no vão extremo poderá ser diminuído de uma porção correspondente a um engaste no apoio externo, o qual poderá ser calculado pela seguinte fórmula:

$$0,5 \cdot (M_s - M_e) = q \cdot \frac{l^2}{24} \frac{x_s + x_e}{x_s + 1 + x_e}$$

Nesta fórmula,  $M_s$  e  $M_e$  representam os momentos no pé e no topo das colunas superior e inferior (§ 11,2).

10.—As forças cortantes em vigas contínuas, necessárias ao cálculo da aderência e do cabalamento poderão, em edifícios, ser calculadas sempre na base de vãos inteiramente ocupados com a carga viva.

Ao contrario, para cargas rolantes será obrigatório o estudo dos máximos, teoricamente baseados nas posições as mais desfavoráveis.

11.—As reacções dos apoios de vigas contínuas para o efeito do dimensionamento de pilastras de alvenaria ou concreto poderão ser calculadas considerando todos os vãos como simplesmente apoiados, o que corresponderá a desprezar a acção de continuidade, excepto os dois casos abaixo, nos quais se deverá considerar a continuidade:

1.º—Vigas contínuas de dois vãos;

2.º—Vigas contínuas com vãos desiguais, variando entre si mais de 20%.

## § 11.—Colunas.

1.—Colunas de concreto armado em ligação rígida com a viga, deverão em geral ser também verificadas para a flexão.

Nas disposições correntes, usuais em edifícios, isto é, vãos não variando em comprimento de mais de 20%, poder-se-á dimensionar as colunas e as fundações, embora rigidamente ligadas com as vigas, somente para a compressão axial de uma reacção, calculada de acordo com o § 10,11.

2.—As colunas exteriores, porém, deverão sempre ser verificadas à flexão. Não se procedendo ao cálculo exacto da acção do quadro, poder-se-á utilizar as seguintes fórmulas empíricas:

$$M_x = + \frac{q l^2}{12} \frac{x_s}{x_s + 1 + x_e}$$

$$M_x = - \frac{q l^2}{12} \frac{x_e}{x_s + 1 + x_e}$$

para o cálculo dos momentos flectores no pé da columna superior ( $M_s$ ) e no topo da columna inferior ( $M_e$ ). Os numeros  $x_s$ , relação entre os coeficientes de rigidez representam:

$$x_s = \frac{l}{h_s} \frac{I_s}{I_e}$$

$$x_e = \frac{l}{h_e} \frac{I_e}{I_s}$$

l = vão teórico da viga;  
 $h_s$  = altura da columna superior;  
 $h_e$  = altura da columna inferior;  
 $I_s$  = momento de inercia da columna superior;  
 $I_e$  = momento de inercia da columna inferior;  
 $I_s$  = " " " " viga.

## § 12.—Laje chata (1)

1.—Permitirá este Regulamento sejam calculados os momentos e as forças cortantes em lajes chatas, por dois processos, classificados segundo a ordem decrescente de sua aproximação e crescente de restrições impostas, a saber:

a) Pelo método preciso da teoria de lajes apoiadas em pontos isolados, onde são introduzidos os momentos volventes e os momentos nas colunas;

b) Pelo método simplificado de substituição da laje chata por vigas contínuas ortogonais elasticamente engastadas em todos as colunas, vale dizer, por series de quadros longitudinaes e transversaes.

2.—O processo a) do calculo pelo método preciso da theoria das lajes, será feito pela assimilação da laje armada a lajes homogêneas e isotropas, e obedecerá quaesquer que sejam os resultados do calculo, aos detalhes constructivos expostos nos § 28,5 e § 30,8.

3.—O processo b) de substituição por duas series de vigas contínuas elasticamente engastadas nas colunas, ou quadros, basear-se na hypothese de que toda a largura  $l$  da laje, para a viga ou quadradro, em cada uma das duas direcções que se considerem, repousa não mais em simples trechos (colunas) mas em toda a sua largura. Ainda é permitido considerar em lugar de todos os quadros superiores, apenas cada piso como viga continua engastada com os pilares superiores e inferiores, os quaes por sua vez serão considerados terem as outras extremidades, segundo o caso, articuladas, engastadas completamente, ou elasticamente nos pisos contíguos. Em qualquer dos dois systemas hyperestaticos mencionados calcular-se-ão as distribuições de cargas mais desfavoráveis para cada elemento.

4.—Será ainda permitida no processo b a simplificação resultante do desprezo da rotação das bastes (do deslocamento de cada nó do systema), independentemente por consequente completamente do segundo passo do calculo, até mesmo pela assimilação a cadeias cinematicas—bastando por consequente considerar apenas a relação de cada nó. Para a altura da viga ou travessa dos quadros, considerar-se-á a altura efectiva da laje  $d$ , e os comprimentos e as larguras de taes vigas ou travessas serão respectivamente  $l_x$  e  $l_y$  (comprimentos) e  $l_x$  e  $l_y$  (larguras).

5.—Os momentos resultantes da començo de  $M_x$  e  $M_y$ , provenientes da viga ou quadros em cada uma das direcções  $x$  e  $y$ , e necessários ao dimensionamento serão calculados pelas fórmulas seguintes:

$$l_x M_{mc}^{(x)} = \frac{1}{2} M_{mc} \left[ 1 - \frac{1}{5\pi} \left( 2 - \cos \pi \frac{x}{a} \right) \right]$$

$$l_x M_{me}^{(x)} = \frac{1}{2} M_{mc} \left[ 1 + \frac{1}{5\pi} \left( 2 - \cos \pi \frac{x}{a} \right) \right]$$

e outras das similiares respectivamente para a direcção  $l_y$ . Os dois momentos  $M_{mc}^{(x)}$  e  $M_{me}^{(x)}$  significam momentos na direcção  $l_x$ , o primeiro na faixa central e o segundo nas faixas lateraes. Faixa central é a comprehendida pelos  $2/4$  centrais da largura da laje e faixas lateraes são as constituidas cada uma pelo quarto de cada lado (Distancia entre eixos de colunas na direcção considerada).

(1) — Flat-slab, Plattecken.

## SECÇÃO III — FORÇAS INTERNAS RESISTENTES

### § 13.—Bases para o calculo das forças internas resistentes.

1.—Sendo a base, para que o concreto armado possua propriedades assimiláveis a homogeneidade e a isotropia, a adherencia entre os elementos ferro e concreto, deverá esta ser assignada em todos os pontos das estruturas, de acordo com este Regulamento.

2.—O coefficiente de deformação do concreto, trabalhando dentro das taxas permitidas neste Regulamento, será considerado uniforme (*homog.*). Vedados os calculos sobre variações parabólicas e outras.

3.—Será sempre considerada valida a hypothese da secção plana (*Bernoulli*), nas vigas, e da conservação das perpendicularidades ao plano medio de flexão, nas lajes.

4.—Os esforços nas peças flectidas, em cada secção transversal, deverão ser calculados mediante a hypothese de Navier, da variação linear a partir do eixo neutro, o que é a consequencia logica das alíneas precedentes.

5.—E' vedada a introdução, nos calculos das forças internas resistentes, de qualquer cooperação do concreto na absorpção dos esforços, tractivos; todas as sollicitações unitarias precomissadas por este Regulamento o são mediante essa consideração.

6.—A relação entre os coefficientes de elasticidade do ferro e do concreto,  $n$ , variará de acordo com a qualidade do segundo, isto é, de acordo com as sollicitações unitarias para elle permitidas, a saber:

a)  $n=15$  para as sollicitações do concreto até  $50 \text{ kg/cm}^2$ ;

b)  $n=15$  —  $\lambda$  para as sollicitações do concreto superiores a  $50 \text{ kg/cm}^2$ ; sendo  $\lambda$  igual a tantas unidades quantas forem as parcelas de  $5 \text{ kg/cm}^2$  acima desse limite.

7.—Quando haja concomitancia de esforços flectivos e cisalhantes — o caso corrente de vigas — facilita este Regulamento processos simplificados para o calculo das forças internas resistentes mediante as considerações isoladas de cada um.

### § 14.—Adherencia.

1.—O esforço unitario de adherencia, em peças de secção constante, será calculado pelo quociente da força cortante ( $C$ ) na secção transversal considerada, pelo producto do perimetro dos ferros horizontaes ( $u$ ) vezes o ( $\lambda$ ) braco de alavanca do momento resistente, isto é:

$$T_1 = \frac{C}{\lambda u}$$

A sollicitação limite de adherencia,  $T_1$ , será tomada igual a  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

2.—Vergalhões com diametro abaixo de  $25 \text{ mm}$ , e convenientemente ancorados, segundo o prescripto neste Regulamento, serão considerados convenientemente garantidos à adherencia, e como tal isenta a prova nos calculos.

3.—Em vigas onde sejam levantadas barras horizontaes de tracção para resistirem conjuntamente, ou não, com estribos, aos esforços tensis inclinados (*elongor principais*), dever-se-á proceder a verificação da resistencia à adherencia das res-tantes barras horizontaes, pela formula precomissada no § 14, 1, (incluindo-se metade da força cortante).



## § 15 — Compressão axial.

1 — Serão consideradas submetidas à compressão axial, e sentas de flambagem, as peças que não possuírem altura maior que:

- a) 15 vezes a menor dimensão transversal, no caso de *armadura simples* (§ 21,5);  
b) 13 vezes no caso de *armadura pretada* (§ 21,6).
- 2 — Considera-se armadura simples a prescripta neste Regulamento (§ 21,5) sendo nesse caso aplicável a seguinte formula:

$$N = \sigma_c (S_c + n S_s)$$

3 — Considera-se *armadura pretada* a prescripta por este Regulamento (§ 21,6), sendo neste caso aplicável a seguinte formula (admitidos somente núcleos fretados de forma circular):

$$N = \sigma_c (S_c + n S_s + 3n S_j)$$

## § 16 — Flexão simples.

1 — Admitido o estabelecido no § 13, considerando-se que o eixo neutro de uma peça flexionada é o lugar geométrico dos centros de gravidade das secções transversais, e designado por  $\mu$  o *módulo de armadura* (porcentagem), deve-se-á ter para uma secção transversal constante e rectangular, e ferro só a tracção:

$$\frac{x}{h} = k = \sqrt{2 \mu \cdot n + (\mu n)^2} - \mu n$$

2 — Para ferro também na zona compressiva, de uma viga, em condições idênticas às da alínea precedente, deve-se-á ter:

$$\frac{x}{h} = k = \sqrt{2n \left( \mu + \frac{\mu'}{h} \right) + n^2 (\mu + \mu')^2} - n (\mu + \mu')$$

onde  $\mu'$  é a distancia entre a face da viga e o centro de gravidade da armadura compressiva e:

$$\mu' = \frac{S_j'}{b \cdot d}$$

3 — Todos os demais casos de flexão simples deverão ser estudados dentro de condições idênticas, e de acordo com o § 13.

## § 17 — Cisalhamento.

1 — O esforço unitário de cisalhamento numa peça de secção transversal constante, será igual ao quociente da força cortante ( $C$ ) nessa secção, pelo produto da menor largura ( $b$ ) existente na secção pelo braço de alavanca do momento resistente ( $z$ ):

$$\tau_o = \frac{C}{b \cdot z}$$

E' claro que se tratando de secções em  $T$ ,  $b_o$  será a largura da nervura, ou da alma. Em todos os casos,  $b_o$  será sempre a menor largura que apresente a secção transversal considerada.

2 — Quando a secção transversal da viga crescer no sentido inverso do momento, deve-se-á levar em conta o aumento do trabalho elástico cisalhante, mediante o emprego, ao invés da formula precedente, da seguinte:

$$\tau_o = \frac{C}{b_o \cdot z} + \frac{M}{8} \frac{1}{b_o \cdot z^2} \lg \alpha$$

No caso inverso, isto é, o da secção transversal crescente no mesmo sentido do momento, poder-se-á empregar a formula acima com o signal —. O angulo  $\alpha$  é o comprehendido entre a tangente à curva da viga e a horizontal.

3 — Em edificios poder-se-á empregar nos *vãos*, para a formula do artigo precedente, as variações abaixo, e só quando as cargas, quer as mortas, quer as vivas, forem uniformemente repartidas. Para o começo do *vão*:

$$\tau_o = \frac{C}{b_o \cdot z} \pm \frac{M_o}{b_o \cdot z^2} \cdot \frac{7}{8} \lg \alpha$$

Para o ponto que facia o pilar:

$$\tau_o = \frac{C}{b_o \cdot z} \pm \frac{M_o + \frac{1}{2} M_p}{b_o \cdot z^2} \cdot \frac{7}{8} \lg \alpha$$

4 — Em hypothese alguma será permitido para  $\tau_o$ , esforço cisalhante unitário, calculado pelas formulas das alíneas precedentes, um valor superior a 2,5/10 da taxa admitida para a compressão, devida a flexão, sendo que em caso algum esse valor poderá ultrapassar para o concreto commun 14 kg/cm<sup>2</sup> e 15 kg/cm<sup>2</sup> para o concreto de alta resistencia.

Quando se verificar uma taxa além desse 2,5/10, deve-se-á augmentar as dimensões da secção transversal, a fim de reduzi-la a esse limite.

5 — Qualquer peça de concreto em que o valor de  $\tau_o$  seja inferior a 1/10 da taxa de flexão simples, e nunca superior a 6 kg/cm<sup>2</sup>, estará isenta de armadura transversal e posterior verificação nos cálculos, quanto à resistencia ao cisalhamento.

6 — Como excepção ao estabelecido na alínea acima figuram os casos excepçoes em que os esforços normaes devidos à pura flexão sejam de geto a fendilharem o concreto, calculado como limite para esse fendilhamento um trabalho elástico quadruplo do permitido para o cisalhamento. Neste caso deve-se-á obedecer o estabelecido na alínea seguinte.

7 — Para valores de  $\tau_o$  superiores aos referidos no § 17,5, ou mesmo inferiores como no caso do § 17,6, será exigida uma armadura transversal nas peças, com ferro bastante a tomar sobre si todo o esforço cisalhante horizontal dentro das taxas prescriptas. (§ 17,4) Nenhuma responsabilidade, neste caso, poderá ser emprestada ao concreto, na resistencia a  $\tau_o$ .

8 — A armadura transversal poderá ser constituida por cada um dos 3 elementos da alínea seguinte, por dois delles ou por um só, recomendoando-se, te Regulamento, contudo, a preferencia ao levantamento das barras tractivas, sempre que possível, e o seu prolongamento na zona de compressão.

9 — Os elementos metálicos permitidos para absorverem esforços de cisalhamento horizontal são:

- a) *barras tractivas* levantadas com um angulo comprehendido entre 30° e 60° sobre a horizontal;  
b) *estribos inclinados* a um angulo minimo de 35° com o eixo da peça;  
c) *estribos normaes* ao eixo da peça.

## § 18 — Flexão composta.

1 — Quando concorrerem simultaneamente, numa peça de concreto armado, esforços sollicitantes de compressão e de flexão, isto é, submetendo-a a uma flexão composta, o calculo dos esforços resistentes deverá ser feito de dois modos diferentes, segundo

seja o limite de taxa de trabalho tractivo fornecido para o concreto, pela applicação da formula:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W}$$

inferior ou superior a 1/10 das taxas prescriptas na Secção V deste Regulamento.

2 — No *primiro caso*, vale dizer, no caso em que a taxa de trabalho do concreto, fornecida pela equação (§ 18,1) fique inferior a 1/10 das taxas da Secção V é applicavel inteiramente a referida formula.

3 — No *segundo caso*, isto é, o trabalho tractivo do concreto sendo superior a 1/10 do prescripto na Secção V, não se poderá considerar o concreto como resistentes à tracção alguma, e nessa base de comprehenso deve-se-á proceder ao calculo da armadura. As secções transversaes a introduzir na equação (§ 18,1) serão em cada caso, de acordo com a construcção, as fornecidas pelas formulas: (§ 15,2) e (§ 15,3).

## § 19 — Flambagem.

1 — Sendo a relação da altura duma peça comprimida à menor dimensão transversal da mesma, superior aos limites indicados no § 15,1, é obrigatório o exame de segurança a *flambagem*.

2 — Proporcionalmente ao perigo da *flambagem* serão reduzidas as taxas de trabalho do concreto, de acordo com a tabela annexa, onde aquelle perigo é indicado pela relação de  $h/a$ , da altura da columna a sua menor dimensão transversal.

3 — Em qualquer condição as alturas  $h$  das columnas, em edificios, deverão ser tomadas como as alturas completas dos andares respectivos.

TABELLA A QUE SE REFERE O § 19

| $\frac{h}{a}$ | Pilares simples                | Pilares fretados |                               |
|---------------|--------------------------------|------------------|-------------------------------|
|               | -Coeficiente de redução $\psi$ | $\frac{h}{a}$    | Coeficiente de redução $\psi$ |
| 15            | 1,00                           | 13               | 1,00                          |
| 16            | 0,96                           | 14               | 0,94                          |
| 17            | 0,92                           | 15               | 0,88                          |
| 18            | 0,88                           | 16               | 0,82                          |
| 19            | 0,84                           | 17               | 0,76                          |
| 20            | 0,80                           | 18               | 0,70                          |
| 21            | 0,75                           | 19               | 0,64                          |
| 22            | 0,70                           | 20               | 0,58                          |
| 23            | 0,65                           | 21               | 0,52                          |
| 24            | 0,60                           | 22               | 0,46                          |
| 25            | 0,55                           | 23               | 0,42                          |
|               |                                | 24               | 0,38                          |
|               |                                | 25               | 0,35                          |

## SECCÃO IV — DETALHES E PRINCIPIOS A SEREM OBSERVADOS NA CONFECCÃO DOS PROJECTOS E NA EXECUCÃO DAS OBRAS.

## § 20 — Diametro dos ferros.

1 — Os ferros que entram nas obras em concreto armado deverão ter o diametro comprehendido entre 5 e 40 m/m (ou 3/16" e 1 1/2").

2 — Serão respeitados os seguintes diametros minimos para os ferros:

- a) — *Em pontes*:
- Vigas — armaduras longitudinaes... 12 m/m ou 1/2"
- Lages — armadura principal... 6 m/m ou 1/4"
- Pilares — armaduras longitudinaes... 8 m/m ou 5/16"
- armaduras transversaes (estribos) ... 6 m/m ou 1/4"
- b) — *Em edificios*:
- Vigas — armaduras longitudinaes... 8 m/m ou 5/16"
- armaduras transversaes (estribos) ... 5 m/m ou 3/16"
- Lages de piso — armadura principal... 6 m/m ou 1/4"
- armadura de distribucão... 5 m/m ou 3/16"
- Lages de ferro — armaduras principais e de distribucão... 5 m/m ou 3/16"
- Pilares — armaduras longitudinaes... 12 m/m ou 1/2"
- armaduras transversaes (estribos) ... 5 m/m ou 3/16"
- Pilares secundarios — com secção minima indicada no § 21,1, e com a carga maxima de 5 tons... 10 m/m ou 3/8"

## § 21 — Espacamento dos ferros.

1 — Nas lages, os ferros das armaduras principais deverão ter, na zona de momentos maximos, um espaçamento minimo igual a 2 vezes a espessura da lage, sem poder todavia ultrapassar 20 cm. Os ferros de distribucão poderão porém ser em numero de tres por metro.

2 — Nas vigas, o espaçamento entre os ferros longitudinaes, deve ser no minimo igual ao diametro dos mesmos, e nunca inferior a 12 m/m ou 1/2"

3 — O espaçamento dos estribos em qualquer zona de uma viga deve ser no maximo igual à metade da altura total da mesma, não podendo ir além de 30 cm.

4 — Quando em uma viga o calculo indique uma armadura de compressão, o espaçamento dos estribos deve ser inferior a 12 vezes o diametro dos ferros de compressão.

5 — O espaçamento dos estribos que devem amarrar transversalmente os ferros longitudinaes nos pilares simples, deve ser inferior ou igual à menor dimensão da secção transversal e a 12 vezes o diametro dos ferros longitudinaes.

6 — O pilares só poderão ser considerados como fretados, quando o passo da espiral for inferior a 1/5 do diametro do nucleo de concreto, e nunca superior a 8 cm.

## § 22 — Ganchos e curvaturas dos ferros.

1 — Os ganchos serão semi-circulares ou em angulo agudo, com um diametro interno minimo de 2,5 vezes o diametro do ferro.

2 — Nos ferros curvados, o raio interno minimo de curvatura deve ser comprehendido entre 10 e 15 vezes o diametro dos mesmos.

3 — Nos angulos e curvas das peças a armadura na zona de tracção deve ser feita de modo a evitar o deslocamento do envólucro de concreto.

## § 23 — Juncões de ferros.

1 — Deverão ser evitadas, na medida do possível, as junções dos ferros de tracção.



2— Poderão ser empregados os tres tipos de junção seguintes:

- l) luvras, com roscas em sentidos contrários;
- h) soldas;
- c) superposição.

3— Nas junções de luvras, com roscas em sentido contrario, o metal da luvra deve ter os mesmos característicos de resistência que o dos vergalhões, e introduzir-se-á nos cálculos a secção útil do ferro (descontada a altura do filete).

4— Só serão permitidas as soldas por processo que haja feito as suas provas e que garanta perfeita substituição da secção soldada.

5— Para maior segurança, nas junções soldadas será collocado um ferro adicional com ganchos e disposto symetricamente com relação á junção.

6— O ferro adicional, poderá ser suprimido desde que se utilize, no maximo, a resistência da metade da secção soldada, ou quando a solda for electrica.

7— A prova de solda poderá ser feita por uma flexão a quente, com um angulo de flexão minimo de 90°.

8— Nas junções por superposição o comprimento desta será no minimo igual a 40 vezes o diametro dos ferros; as extremidades munidas de gancho serão collocadas lado a lado.

9— Nos ferros das peças submetidas á tracção ou nos ferros de tracção das vigas, não serão permitidas as junções por superposição quando o diametro dos mesmos ultrapassar 20 mm ou 3/4".

10— Com qualquer um dos tipos de junção acima descritos, só poderá haver uma junção numa mesma secção transversal.

#### § 24— Cobertura dos ferros.

1— A cobertura de concreto para as armaduras das lajes deve ter no minimo 1 cm de espessura, excepto no caso de construções ao ar livre em que este minimo será de 1,5 cm.

2— A cobertura dos estribos, tanto nas vigas como nos pilares, deve ser de 1,5 cm no minimo e no caso de construções ao ar livre de 2,0 cm.

Quando a armadura ficar estendida sobre o terreno (fundações) a cobertura deve ser no minimo de 5 cm. (exceptuando-se os casos de rocha); ou então deverá ser collocada primeiro uma camada de concreto magro, cuja espessura não poderá ser contada na altura útil, conservando-se todavia para as armaduras uma cobertura minima de 2 cm de espessura.

3— Para estruturas de grandes dimensões (pontes, etc.) situadas em condições desfavoráveis, recomenda-se uma cobertura superior a 2 cm.

4— Quando as estruturas ou partes das mesmas estiverem expostas á acções prejudiciais de protecção. Os elementos nocivos a considerar são: aguas, ácidos, vapores ácidos, soluções salinas, gases sulfurosos de combustão, altas temperaturas, etc. As acções nocivas só se produzem quando existe ou pode apresentar-se humidade.

#### § 25— Porcentagem de ferro.

1— As lajes consideradas no calculo como flexionadas somente em uma direcção, levantarão na outra, uma armadura de distribuição, cujo volume minimo por metro quadrado, será igual a 1/5 da armadura principal, não podendo nunca ser inferior a 60 cm<sup>2</sup>, isto é, 3  $\phi$  5 m/m ou 3  $\phi$  3 1/16" por metro de largura.

2— Nas lajes continuas, de vãos aproximadamente eguaes, a armadura destinada a absorver os esforços de tracção oriundos do momento negativo sobre o apoio, deve ser prolongada para ambos os lados deste, de um comprimento igual a 1/5 dos respectivos vãos, sempre que não se haja determinado exactamente o diagrama dos momentos.

3— Nos pilares simples (com estribos communs) a porcentagem maxima da armadura longitudinal, tomada em relação á secção de concreto, será de 6%. A porcentagem minima dependerá da relação  $\frac{h}{a}$  em que  $h$  é a altura do pilar e  $a$  a menor dimensão da secção transversal.

Para:  $\frac{h}{a} = 5$   $S_f = 0,005 S_c$

$\frac{h}{a} > 10$   $S_f = 0,008 S_c$

Para valores intermediarios de  $\frac{h}{a}$  far-se-á interpolação.

4— Quando num pilar a secção de concreto for maior do que a exigida pelo calculo, a secção dos ferros longitudinaes será determinada de accordo com a secção de concreto realmente necessaria.

5— Nos pilares fretados, a porcentagem da armadura longitudinal, tomada em relação á secção do nucleo de concreto, deve ser comprehendida entre 0,8 % e 8 % e no minimo igual a 1/5 da armadura transversal  $S_t$ .

#### § 26— Camadas de ferro.

1— Nas vigas, os ferros longitudinaes deverão ser dispostos, geralmente, em duas camadas no maximo.

2— Nas peças submetidas á flexão simples, deverá haver apenas uma camada de ferros de compressão.

3— Em casos especiaes poderão ser toleradas excepções ao disposto nas duas alíneas precedentes.

#### § 27— Dimensões minimas para os pilares.

1— A dimensão minima da secção transversal dos pilares simples será de 22 cm. Excepcionalmente no caso em que não intervenha a flambagem, será admittida a medida minima de 20 cm.

2— Os pilares fretados terão para o nucleo de concreto um diametro minimo de 25 cm.

3— Constituem excepção ás alíneas 1 e 2 deste §, os pilares que supportam lajes sem vigas (pilzdecken). Estes terão uma secção transversal tal que cada dimensão seja no minimo igual a 1/10 do vão  $l$ , medido entre eixos de columnas na mesma direcção, ou a 1/15 do pé direito do edificio, sem todavia poder ser inferior á 30 cm.

#### § 28— Dimensões minimas para as vigas.

1— Tanto para as vigas rectangulares como para as vigas em T, a altura útil minima deverá ser igual a 1/20 do vão. Quando a altura útil de uma viga for inferior 1/16 do vão, deverá ser verificada a flecha, que não poderá ser maior de 1/500 em edificios, e 1/1000 em pontes.

2— A largura  $b$  das vigas rectangulares, ou  $b_0$  da nervura das vigas em T, será no minimo de 10 cm em edificios e de 15 cm em pontes.

#### § 29— Espessura minima para as lajes.

1— As lajes que constituem cobertura de edificios, galloes, etc., terão uma espessura minima de 6 cm. As lajes que constituem forro e que sejam isentas de qualquer sobrecarga terão uma espessura minima de 4 cm.

2— A menor espessura para as lajes destinadas a pisos de edificios, será de 8 cm.

3— Quando se tratar de lajes de pontes, ou lajes de pisos que deverão ser percorridas por vehiculos, a espessura minima será de 12 cm.

4— A altura útil das lajes calculadas em um unico sentido, será tomada no maximo igual a: — 1/35 do vão, quando se tratar de lajes simplesmente apoiadas nos dois lados.

— 1/35 da maior distancia entre os pontos de momento nullo, no caso de lajes continuas ou engastadas.

5— A altura útil das lajes armadas em cruz, cuja relação entre o maior e o menor vãos for inferior a 1,25, será tomada no maximo egua a: — 1/50 do menor vão, para as lajes simplesmente apoiadas nos 4 lados.

— 1/50 da maior distancia entre os pontos de momento nullo, medida na direcção do menor vão, não podendo todavia ultrapassar 1/60 deste.

6— Para os effectos das duas alíneas anteriores, a distancia entre os pontos de momento nullo, quando não determinada exactamente, poderá ser avaliada em 4/5 do vão correspondente.

7— Quando a relação entre o maior e o menor vãos, duma laje armada em cruz, for superior á 1,25 a altura útil será calculada de accordo com o § 29/4.

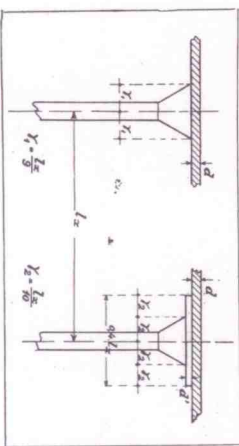
8— As lajes que reposam directamente sobre columnas (pilzdecken) deverão ter uma espessura minima de 12 cm.

#### § 30— Dimensões dos capiteis dos pilares.

1— Para os capiteis simples (sem reforço da laje) dos pilares que supportam lajes sem vigas (pilzdecken), o comprimento do capitel medido na face interior da laje, a partir do eixo e para cada lado do pilar, deve ser igual a 1/9 do vão entre pilares.

2— Quando houver reforço da laje, este deverá ser constituído por um placó, de espessura minima igual á metade da espessura da laje, e medido em planta, nas duas direcções:  $0,4 l_x$  e  $0,4 l_y$  respectivamente.

3— Quando houver reforço da laje, conforme a alínea precedente, o capitel do pilar terá um comprimento medido na face interior do reforço, a partir do eixo e para cada lado do pilar, igual a 1/10 do vão entre pilares. (ver fig 5)



### SECÇÃO V — MATERIAES — DOSAGENS — RESISTENCIA — EXECUÇÃO DAS OBRAS

#### A). — MATERIAES

##### § 31— Cimento.

1— O cimento a ser empregado nas construções em concreto armado obedecerá ás especificações do Anexo II (1) para recepção dos cimentos.

2— Serão considerados "super-cimentos" (cimento especial de alta resistencia) os cimentos que satisficam ás exigencias do Anexo II.

3— Não será tolerado o emprego de cimentos cuja pega tenha inicio antes de decorrida uma hora após a confecção do concreto, excepto em casos de impermeabilização.

4— Em qualquer caso, os attestados de analyse deverão conter dados sobre a finura de moagem, sobre o peso especifico, comeco da pega, sobre a resistencia á tracção e á compressão observada com a argamassa normal, e sobre a invariabilidade do volume (expansão a quente).

5— Durante a execução da obra, deverá o responsável pela mesma proceder, no menos numa barreira para cada grupo de 200, aos ensaios de invariabilidade de volume com o aparelho de Le Chatelier e de normalidade de pega com a agulha de Vicat.

6— Só deverão ser accetos nas obras os cimentos que venham, dentro de sua embalagem original, isto é, a embalagem e a rotulagem da fabrica.

7— A quantidade de cimento que deve entrar na composição dos concretos deverá sempre ser medida em peso (kilos).

##### § 32— Agregado.

1— Entende-se sob esta denominação, o material inerte que entra na composição dos concretos, e que é geralmente constituído pelo conjunto de agregados: "grando", "médio" e "fino".

2— O agregado é "grando" ou "médio" quando, respectivamente, é retirado ou passa numa peneira de malhas quadradas de 7 m/m.

3— Os agregados podem ser: naturais ou artificiaes. Estão nalgum caso a areia e o pedregulho e neste os materiais obtidos com a britagem da pedreira ou pó de pedra e o cascalho.

4— Segundo a graduação obtida com as peneiras de malhas de 1, 7, 30, e 70 m/m, são os agregados classificados de accordo com o quadro da pagina seguinte.

5— A resistencia, propria de ruptura dos agregados deve ser superior á resistencia á ruptura do cimento.

6— Os agregados deverão ser isentos de impurezas, isto é, de elementos que possam prejudicar a resistencia e o endurecimento dos concretos, a pega do cimento ou a boa conservação das armaduras.

7— São considerados impurezas, ou elementos nocivos:

(1) — Na falta do Anexo II serão observadas as especificações officiaes locais: no Distrito Federal, as approvadas pelo decreto N.º 3094 de julho de 1929.



Quadro a que se refere o § 32,4

|       | AGREGADO NATURAL  |                     |                    | AGREGADO ARTIFICIAL |                     |                     |
|-------|-------------------|---------------------|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
|       | Retido na peneira | Passando na peneira | Designação         | Retido na peneira   | Passando na peneira | Designação          |
| Mido  | —                 | 1                   | Areia fina.        | —                   | 1                   | Pó de pedra fino.   |
|       | 1                 | 7                   | Areia grossa.      | 1                   | 7                   | Pó de pedra grosso. |
|       | 7                 | 30                  | Pedregulho fino.   | 7                   | 30                  | Cascalho fino.      |
| Grúdo | 30                | 70                  | Pedregulho grosso. | 30                  | 70                  | Cascalho grosso.    |

NOTA: — Os algarismos indicam o tamanho em milímetros das malhas quadradas das peneiras.

a) Areia, que quando não aderente aos grãos do agregado e estiver uniformemente distribuída, será tolerada até uma percentagem de 5%.

b) Matérias orgânicas, carvão, e sãs em quantidade superior a 1%.

8 — Sempre que haja dúvidas quanto à presença de elementos nocivos, o responsável pela obra deverá realizar os ensaios necessários.

9 — E' porém sempre obrigatória a execução, no local da obra, de repetidos ensaios para verificar o teor em matérias orgânicas (ácido húmico), pelo processo Abrams-Harler, vulgarmente chamado ensaio de coloração.

10 — Caso os ensaios venham provar a impraticabilidade da areia, deverá o construtor fazer comunicação imediata à Fiscalização.

11 — Os agregados a serem empregados nas obras de concreto armado deverão passar na peneira de 30 m/m. Excepcionalmente, a juízo da Fiscalização, quando se tratar de peças de grandes dimensões, com ferros muito espaçados, poder-se-á empregar o pedregulho ou o cascalho que passem na peneira de 70 m/m.

## § 33 — Água.

1 — Poderá ser geralmente empregada nos concretos, qualquer água doce que não apresente um aspecto sujo (água potável). Deverá todavia não conter cloratos e sulfatos em percentagem perigosa, nem substâncias orgânicas que possam prejudicar o endurecimento do concreto.

## § 34 — Ferro.

1 — O metal destinado às armaduras de concreto armado, communmente designado por *ferro*, será normalmente o aço doce homogeneo (Anexo III).

2 — O aço doce deverá apresentar as seguintes principais características mínimas:

Resistência limite de ruptura à tração: 3700 Kgs/cm<sup>2</sup>

Limite de elasticidade: 2400 Kgs/cm<sup>2</sup>

Alongamento de ruptura: 20%

3 — Para os efeitos do § 39 do presente Regulamento, será considerado aço especial um aço que preencha as exigências mínimas do Anexo III, e cujas principais características mínimas sejam:

Resistência limite de ruptura: 5000 kg/cm<sup>2</sup>

Alongamento de ruptura: 20%

Para evitar confusões, o aço especial deverá receber uma marca distintiva.

4 — Para obras importantes, com um volume total de concreto armado superior a 100 m<sup>3</sup>, deverão ser feitas experiências de laboratório, de acordo com o Anexo III, e exibidos os respectivos laudos à Fiscalização.

5 — Quando da recepção dos ferros nas obras, proceder-se-á sempre ao ensaio dito em U, isto é, dobrar o ferro a frio em torno de um cylindro de diametro igual ao dobro do diametro do ferro. O ferro assim dobrado não deverá apresentar fendilhamentos.

6 — Quando se tratar de aço especial, o ensaio em U será feito em torno de um cylindro de diametro igual a 6 vezes o diametro do aço.

## B) — DOSAGEM DOS CONCRETOS

## § 35 — Dosagem arbitraria.

1 — Para os efeitos deste Regulamento, entender-se-á por dosagem arbitraria a que for feita sem levar em conta a percentagem de água e a graduação dos agregados.

2 — Em qualquer concreto dosado arbitrariamente, é obrigatório um teor minimo de 300 kg de cimento por m<sup>3</sup> de concreto.

3 — Em geral, os concretos a dosagem arbitraria, compor-se-ão de:

500 litros de agregado miúdo,  
800 litros de agregado grúdo,  
e 300, 350 ou 400 kg de cimento para um metro cubico de concreto.

4 — Caso o volume total, obtido de acordo com as proporções do § 35,3 for superior a um metro cubico, diminuir-se-á as quantidades de agregado miúdo e grúdo, conservando a relação 5/8 e sem alterar a quantidade de cimento, até obter, no maximo, um metro cubico de concreto prompto.

5 — Os concretos de dosagem arbitraria serão, de acordo com o teor em cimento, designados respectivamente por A. 300, A. 350 e A. 400.

6 — A quantidade de água, a empregar no concreto, deverá ser regulada de acordo com o grau de plasticidade necessario á execução das diferentes partes da obra, á juízo do responsável pela obra ou da Fiscalização. A quantidade de água não poderá ultrapassar:

|     |                              |
|-----|------------------------------|
| 220 | litros para " concreto A 300 |
| 250 | " " " " A 350                |
| 280 | " " " " A 400                |

## § 36 — Dosagem racional.

1 — Entender-se-á por concreto dosado racionalmente um concreto cuja composição tenha sido determinada de acordo com o Anexo IV (2); isto é, de acordo com os processos modernos que buscam a resistencia do concreto no factor agua-cimento e na granulometria do agregado.

2 — O concreto dosado racionalmente será controlado, nos dias da concretagem na obra, com a determinação da humidade e da graduação dos agregados, e com a execução de provas de resistencia á compressão.

3 — Em qualquer hypothese serão respeitados os seguintes teores minimos de cimento por metro cubico de concreto:

|                             |                       |
|-----------------------------|-----------------------|
| a) Pontes:                  | 300 kg/m <sup>3</sup> |
| b) Edificios:               |                       |
| partes expostas ao ar livre | 270 "                 |
| outras partes               | 240 "                 |

## C) — RESISTENCIA DOS CONCRETOS. — SOLICITAÇÕES LÍMITES.

## § 37 — Com dosagem arbitraria.

1 — As solicitações limites admissíveis para os concretos dosados arbitrariamente, são as seguintes:

| CONCRETO | CIMENTO NORMAL            | SUPER-CIMENTO             |
|----------|---------------------------|---------------------------|
|          | Pilares com cargas axiaes | Pilares com cargas axiaes |
| A. 300   | 40                        | 45                        |
| A. 350   | 45                        | 50                        |
| A. 400   | 50                        | 55                        |
|          | 50                        | 60                        |
|          | 55                        | 65                        |

NOTA: — Os algarismos exprimem kilos por centimetro quadrado.

2 — Quando as estruturas forem calculadas de acordo com o § 6,5 a 14, e sendo computados todos os esforços susceptíveis de actuar sobre as mesmas (variação de temperatura, contracção, vento, esforços dynamicos e de freagem, empuxos, etc) as solicitações que figuram no quadro do § 37,1 poderão ser majoradas, de 20 %.

3 — Gozará ainda da majoração da alinea precedente, as vigas em T nas zonas de momentos negativos.

(2) — Na falta do Anexo, IV, aconselha este Regulamento seja obedecido ao disposto no boletim n.º 1 do Laboratorio da Escola Polytechnica de São Paulo.

## § 38 — Com dosagem racional.

1 — As solicitações limites admissíveis para os concretos dosados racionalmente, serão basadas sobre a resistencia a 28 dias do concreto fabricado com a mesma dosagem e consistencia com que será posto na obra.

2 — Para que se possa beneficiar das solicitações admissíveis para os concretos assim dosados, é obrigatorio o controle nos dias de concretagem, conforme o § 36,2.

3 — As solicitações limites admissíveis para os concretos dosados racionalmente serão:

$$\sigma_c = \frac{R_{c, 28}}{4} \leq 60 \text{ kg/cm}^2$$

b) em geral:

$$\sigma_c = \frac{R_{c, 28}}{3} \leq 65 \text{ kg/cm}^2$$

4 — Quando as estruturas forem calculadas de acordo com o § 6,5 a 14, e sendo computados todos os esforços susceptíveis de actuar sobre as mesmas (variação de temperatura, contracção, vento, esforços dynamicos e de freagem, empuxos, etc) as solicitações indicadas do § 38,3, poderão ser majoradas de 20 %.

5 — Gozará ainda do acrescimo de 20 % as vigas em T na zona de momentos negativos.

6 — A resistencia limite de ruptura após 28 dias,  $R_{c, 28}$ , de que trata o § 38,3 é aquella obtida sobre cubos, de acordo com o Anexo IV.

7 — Quando as provas de resistencia á compressão forem realisadas sobre cylindros ou vigas de prova (Anexo IV), a resistencia  $R_{c, 28}$ , definida na alinea precedente será substituida nas formulas do § 38,3, por:

$$AR_{c, 28}^1 e BR_{c, 28}^{11} \text{ onde } A = \frac{1}{0,9} \quad B = \frac{1}{1,7}$$

8 — A resistencia a 28 dias poderá ser calculada pela formula:

$$R_{28} = R_7 + 8\sqrt{R_7}$$

onde  $R_7$  é a resistencia a 7 dias.

## § 39 — Ferro.

1 — Em geral as solicitações limites admissíveis serão:

para o ferro (aço doce): 1200 kg/cm<sup>2</sup>

para o aço especial: 1500 kg/cm<sup>2</sup>

2 — Quando se tratar de construccões que não estejam submettidas á accção das intempéries ou de elementos nocivos ao concreto e ao metal, poder-se-á ultrapassar os limites indicados no artigo precedente, á condicção de provar com experiencias, que os limites adoptados ficam aquem da metade dos limites de elasticidade.

3 — Nos casos previstos no § 38,4, as solicitações limites indicadas na alinea precedente, tanto para o ferro (aço doce) como para o aço especial, poderão ser majoradas de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

## D) — EXECUÇÃO DAS OBRAS

## § 40 — Preparo do concreto.

1 — Durante a execução da obra, o traço do concreto, utilizado na mesma, deverá constar de um cartaz collocado perto do local da mistura.



2—O concreto será de preferência preparado mecanicamente; no caso de preparo manual deverá ser acrescido de 10% o teor em cimento.

3—O preparo manual do concreto deverá ser realizado sobre um estrado ou superfície plana impermeável e resistente. Serão misturados primeiramente a secca, os agregados e o cimento, de maneira a se obter uma mistura de cor uniforme. Em seguida, adiciona-se, aos poucos, a água necessária à consistência ou ao grau de plasticidade estabelecido, procurando-se a mistura até se conseguir uma massa de aspecto uniforme.

4—O preparo mecânico será realizado de modo análogo ao descrito, na alínea anterior para o preparo manual. A mistura, quando empregadas betoneiras modernas, terá uma duração média de 90 segundos, sendo sempre respeitadas as misturas realçadas em menos de 60 segundos. Qualquer que seja o tipo de máquina de mistura utilizado, deverá ele possuir um medidor d'água, o qual além de garantir a afluência rápida e regular da água, permita medir o volume desta com uma aproximação de 5%.

5—A quantidade de água deve ser regulada de acordo com o § 35,6 ou § 36. Ela depende da graduação, da humidade e da capacidade de absorção dos agregados, da proporção do traço e da colocação em obra do concreto.

6—De acordo com o grau de plasticidade, serão os concretos classificados da seguinte maneira: concreto humido ..... recalque médio de 5 cm concreto plástico ..... recalque médio de 10 cm concreto fluido ..... recalque médio de 15 cm Os algarismos acima nada tem de absoluto, sendo apenas medidas que deverão ser observadas para os concretos.

7—O concreto humido tem uma consistência de terra húmida. Contém elle apenas a quantidade de água suficiente para que esta appareça na superfície somente ao fim do aploamento. Este tipo de concreto só deve ser empregado com aploamento.

8—O concreto plástico tem uma consistência tal que, quando collocado nas fôrmas, se amolda com certa difficuldade. Elle exige menor aploamento do que o concreto humido.

9—O concreto fluido deve conter bastante, argamassa para encher os vãos dos agregados, e a sua porcentagem d'água deve ser regulada de maneira a que o concreto não apresente uma fluidez exagerada. O concreto fluido enche as fôrmas e amolda-se com facilidade, sem o auxilio de aploamento.

#### § 41—Colocação do concreto.

1—A colocação do concreto deverá, em todos os casos, estar concluída antes do inicio da pega, seja qual for a qualidade do cimento empregado e a porcentagem d'água incorporada á mistura.

2—Geralmente o concreto deverá ser collocado nas fôrmas logo após a sua confecção. Caso haja um intervallo entre o preparo e a collocação, este não poderá ser superior a uma hora, com tempo humido, e 45 minutos com o tempo secco.

3—Quando o trabalho estiver assim interrompido, o concreto deverá ser protegido contra as intempéries, e novamente misturado antes de ser collocado.

4—Nas interrupções da concretagem (colocação do concreto na fôrma) deve-se deixar o con-

creto com uma superfície rugosa e que não apresente elementos destacáveis.

5—Ao retirar a concretagem, as superfícies já endurecidas deverão ser picadas, raspadas, limpas de elementos soltos, molhadas e tomadas com uma argamassa rica de cimento.

6—Concreto humido.—Deve ser collocado nas fôrmas em proporções tais que, depois do aploamento, apresente camadas de 10 a 15 cm. As camadas serão aplomadas sem interrupção, afim de constituir um corpo bem compacto e homogêneo. Para o concreto humido serão utilizados pilões quadrados ou retangulares, de peso comprehendido entre 10 e 15 kilos. O emprego de concretos humidos só é recomendavel quando as dimensões das peças e o espaçamento dos ferros permitirem um bom e facil aploamento.

7—Concreto plástico.—Exige um menor aploamento do que o concreto humido, e poderão ser empregados pilões mais leves e de forma differente dos indicados na alínea anterior. O concreto plástico é o que se utiliza geralmente nas obras de concreto armado, quando não se empregam calhas para a sua distribuição.

8—Concreto fluido.—E' geralmente collocado nas fôrmas com calhas ou planos inclinados, cuja declividade oscilla entre 1:2 e 1:2,5. Deve-se evitar inclinações demasiadas, que causarão a separação dos elementos componentes.

9—Cura do concreto.—Logo depois de terminada a concretagem, deve-se proceder a uma cuidadosa "cura" do concreto, isto é, protegê-lo por processos que impeçam a rapida evaporação da água.

#### § 42—Colocação dos ferros.

1—Antes de serem introduzidos nas fôrmas os ferros deverão ser cuidadosamente limpos, eliminando-se a areia, a ferrugem solta e as substancias gordurosas, que estejam adherentes ás superfícies dos mesmos.

2—Deverão ser respeitadas com a maior exactidão, a fôrma e a posição dos ferros indicados no projecto.

3—Serão tomadas precauções especiaes para que os ferros conservem suas posições durante a concretagem.

4—Para facilitar o envolvimento dos ferros, aconselha-se banha-los com leite de cimento. Esta operação, porém, deverá ser feita immediatamente antes da collocação do concreto; do contrario, a capa de cimento secco impedirá a adherencia do ferro ao concreto.

5—Quando existirem armações em ferros perfilados, deve-se tomar o maximo cuidado durante a concretagem, para que o revestimento dos mesmos fique garantido em todo o perimetro, sobretudo nos angulos.

#### § 43—Confecção e collocação das fôrmas e escoramentos.

1—As fôrmas e os seus escoramentos deverão ser taes que as sollicitações, nellas produzidas, pelo peso morto da estrutura e pelas cargas accidentaes que possam actuar durante a execução da obra, não ultrapassem os limites de segurança, consagrados pela experiencia, para os materiais que as compõem.

2—As fôrmas e os escoramentos deverão ser preparados de maneira que a separação dos differentes elementos possa ser realisada, parcial ou totalmente, sem difficuldades.

3—Os apoios das escoras e cimbrós serão constituidos por cunhas, caixas de areia, macacos e outros dispositivos apropriados, que permitam uma retirada gradual e sem choques.

4—As escoras ou suportes emendados, com peças lateraes de madeira, deverão ser em numero inferior ou igual á 2/3 do numero total de suportes. E' obrigatoria a distribuição uniforme, sobre a superficie total, dos elementos assim emendados.

5—As emendas de que trata o artigo anterior, levarão cobre-juntas com um comprimento minimo de 70 cm., pregados nas extremidades da peça emendada, afim de evitar os effectos da flexão transversal. Os suportes de secção circular levarão tres cobre-juntas, e os quadrados ou rectangulares 4 cobre-juntas para cada emenda.

6—Em cada suporte não haverá mais de uma emenda, devendo esta ser situada fóra do terço medio do comprimento do suporte.

7—A dimensão minima admissivel da secção transversal dos suportes ou escoras é de 7 cm. x 5 cm.

8—Os suportes telescopicos ou com dispositivos de ferro para augmentar-lhes o comprimento, não serão considerados como emendados, desde que a união seja solida e effieaz.

9—A repartição das cargas dos suportes sobre o solo deve ser objecto de especial consideração. Para esse fim serão empregadas sapatas de madeira, de pedra ou de concreto.

10—Em estruturas de mais de um piso, os apoios das escoras serão dispostos de maneira a se corresponderem verticalmente.

11—Quando se tratar de obras de engenharia, ou de edificios de varios pisos, em que o pé direito seja superior a 5,0 m, a fiscalização poderá exigir a demonstração da estabilidade das escoras.

12—Os suportes de altura superior a 5,0 m. deverão ser contraventados em duas direcções orthogonaes, para evitar o perigo de flambagem.

13—Para a construção de pisos e abobadadas situadas a uma altura superior a 8,0 m. sobre o nivel do solo, ou para estruturas muito pesadas (pontes, etc), em que não se empreguem cimbrós, o escoramento deverá ser feito com peças de forte esquadria, de secção simples ou composta, devidamente contraventadas por peças horizontaes e em cruz de Saint-André.

14—Quando da confecção das fôrmas, se deverá prever a necessidade de deixar alguns suportes. Para vãos communs é sufficiente deixar uma escora no centro das vigas e no meio dos paineis de lages com vãos interiores a 3,0 m.

15—Antes da concretagem deve-se proceder a uma cuidadosa limpeza das fôrmas, as quaes serão molhadas.

16—Durante a concretagem, deve-se controlar o comportamento das escoras e das sapatas de apoio, destas. Quando necessario, serão ajustados os apoios de que trata a alínea 3 deste §.

#### § 44—Permanencia e retirada das fôrmas e escoramentos.

1—A retirada das fôrmas e escoramentos só poderá ser realisada quando o concreto tiver endurecido sufficienteemente, devendo as ordens a este respeito ser dadas pelo responsavel pela obra.

2—O tempo de permanencia das fôrmas e escoramentos, após a conclusão da concretagem, depende de varios elementos, como sejam: condições atmosphericas, vãos das vigas, qualidade do cimento empregado, etc. Serão considerados como sufficientes os seguintes tempos minimos de permanencia:

| Cimento empregado            | Para as faces das vigas e pilares | Para as lages | Para os apoios de vigas e lages de grande vão |
|------------------------------|-----------------------------------|---------------|---|
| Cimento normal               | 5 dias                            | 8 dias        | 21 dias                                       |
| Cimento de alta resistencia. | 2 dias                            | 4 dias        | 8 dias  |

3—Quando, immediatamente depois de retiradas as fôrmas e escoramentos, as estruturas se achem submettidas a cargas sensivelmente idênticas áquellas para as quaes foram calculadas, deve-se augmentar o tempo de permanencia indicado na tabela acima e adoptar precauções especiaes no retirar o escoramento.

4—Para as vigas de grandes dimensões e grandes vãos, deve-se dobrar os tempos minimos da tabela da alínea 3 deste §.

5—Os suportes que ficam depois da retirada geral das fôrmas e escoramentos, devem permanecer no logar, no minimo 14 dias, quando se empregarem cimento normal, e 8 dias, quando empregado supercemento.

6—Ao iniciar a retirada das fôrmas, deve-se começar pelo abaximento das escoras ou suportes, sendo vedada a retirada brusca dos elementos.

7—Durante a execução da obra, deverá haver no local um "livro de execução," no qual serão rigorosamente apontadas as datas da concretagem e da retirada das fôrmas e escoramentos. Esse livro será controlado pelo responsavel da obra e pela Fiscalisação.

A revisão periódica do Regulamento da A.B.C. está prevista nos seus Estatutos, Art. 2.º, alínea 5.

O Conselho Consultivo determinou o prazo de dois annos para vigorar o presente Regulamento. Assim sendo declara a A.B.C. receber com prazer, durante os primeiros 18 mezes desse periodo, sugestões tendentes seja a introduzir pontos novos, seja a melhorar os já tratados ou ainda a supprir as falhas que porventura tenham escapado á correcção final, o que é natural, visto tratar-se do primeiro regulamento completo que, para as construcções em concreto armado, se fez no Brazil.

Toda a correspondência a respeito deverá ser dirigida á Secretaria da A.B.C., Avenida Rio Branco, III - 5.º andar.



## SEÇÃO : ASS. BRAS. DE CONCRETO

## Vida Social



## e Technica

## II.ª SEÇÃO ORDINARIA DA DIRECTORIA

A 24 de Janeiro de 1931 — *Presidencia H. Menescal*

Foi apresentado pelo eng.º Furtado Simas, o seguinte projecto de:

NORMAS A QUE OBEDECERÁ A DISCUSSÃO DA "PROPOSTA PARA O REGULAMENTO DAS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO"

Art. 1.º — A "Proposta, será submetida a três discussões successivas:

1.º Discussão, ou Discussão Preliminar;

2.º Discussão, ou Discussão Technica;

3.º Discussão, ou Discussão de Revisão e Redacção.

§ 1.º — A ordem das discussões das Seções é aprovada pela sessão ordinaria do C. C.

§ 2.º — Antes da leitura pelo Secretario só poderá usar da palavra o autor, o relator da comissão e os membros da Seção, para ligeiros esclarecimentos exclusivamente technicos.

§ 3.º — Imediatamente após a leitura, proccedida pelo Secretario, submeterá o Snr. Presidente á Discussões Preliminares, não podendo ser apresentadas emendas, sendo o fido exclusivo desta discussão orientar a Assembleia e a Comissão a que se refere o Art. 2.º, sobre o aspecto tecnico da "Proposta".

Art. 2.º — Encerrada a 1.ª Discussão nomeará o Snr. Presidente uma Comissão de 3 membros para apresentar Parecer e receber emendas, sobre as quaes tambem serão apresentados pareceres.

§ 1.º — A Comissão receberá durante o prazo improrrogavel de 10 dias a partir de sua nomeação as emendas por escripto, unicas admissiveis, e elaborará o seu parecer tambem dentro de 10 dias.

§ 2.º — Cabe ao autor da secção da "Proposta", o direito de pedir vista do parecer da Comissão relatoria, suspendendo dessa forma a votação até a proxima sessão, na qual é elle por sua vez obrigado a apresentar sua réplica.

Art. 3.º — A 2.ª Discussão cingir-se-á aos pareceres da Comissão relatoria a que se refere o Art. 2.º.

§ 1.º — Nenhuma emenda será recebida durante esta discussão.

Art. 4.º — Terminada a 2.ª Discussão será nomeada uma comissão de 3 membros para a redacção final de todas as Seções.

§ 1.º — A discussão ou redacção final far-se-á por Seções inteiras.

§ 2.º — Ainda nesta discussão só serão admitidas emendas de redacção formuladas por escripto, as quaes serão julgadas nas sessões em que forem lidas.

Terminada a leitura, declarou o Snr. Presidente aberta a discussão, da qual participaram os engenheiros Mauricio Justa e Sobral Moraes.

Após esclarecimentos prestados pelo autor do projecto de normas, foi o mesmo aprovado.

O engenheiro Justa propõe, de accordo com os Estatutos, que a discussão da "Proposta do Regulamento da Prefeitura para o Regulamento da Technica sem prejuizo da ulterior discussão e approvação do Conselho Consultivo, o que é aprovado.

Ficou tambem resolvido que a Secretaria offi-  
casse aos Snrs. Interventores desta Prefeitura e do Estado do Rio, e ao Snr. Ministro da Viação.

## MOVIMENTO DA SECRETARIA

Officio endereçado ao Exmo. Snr. Interventor do Distrito Federal:

Snr. Interventor,

A Associação Brasileira de Concreto, associação technica especializada reunindo em seu seio os profissionais que militam no paiz e tendo actualmente como Presidente o engenheiro Henrique Novas, consultor tecnico do Ministerio da Viação, leva ao conhecimento de V. Ex. que iniciará a discussão da "Proposta de Regulamento das construções em Concreto Armado", no proximo sabado 31 do corrente ás 15 horas, a qual proseguirá todas as Quartas e Sabados seguintes, á mesma hora, na sua sede.

A experiencia dos paizes de cultura technica adiantada, ensina que os regulamentos technicos devem ser elaborados no seio das Associações technicas especializadas, unico ambiente onde os profissionais têm a liberdade, dentro da devida ethica, de emitir opiniões e discutir razoes, produzindo assim os fructos reconhecidos e verificados por todos. Não possuímos ainda regulamentos completos para as construções em concreto simples ou armado, e assim sendo, estamos convencidos que o Regulamento da A. B. C. satisfará uma necessidade nacional e poderá prestar serviços inegueiros ás repartições officiaes e ás iniciativas particulares.

Naquelles paizes são as associações technicas especializadas auxiliares efficientes dos Governos, prestando-lhes, mediante solicitação, informações e assistência technica na solução dos varios problemas nacionaes, pois que, com os aperfeiçoamentos successivos verificados em todos os campos da actividade hodierna, só mesmo tais associações estão em condições de controlar os e fazel-os assimilar em uma legislação conveniente.

Resolveu o Conselho Consultivo, órgão tecnico superior da A. B. C., proceder á discussão em Assembleia Technica da qual participaram todos os associados titulares (engenheiros diplomados) e ainda os representantes solicitados á Prefeitura do Distrito Federal, ao Estado do Rio, e ao Ministerio da Viação. Terminando, pedimos a V. Ex. designe um representante da Prefeitura dessa Capital, para a partir de Sabado ás 17 horas, acompanharnos na discussão do "Regulamento para as construções em Concreto Armado".

Respeitosas saudações.

assignado: *Humberto Menescal*

Director - 1.º Secretario

Rio, 28/1/31.

Officinas identicas, foram dirigidos aos Exmos

Snrs. Interventor do Estado do Rio e Ministro da Viação.

Recebeu a A. B. C. as seguintes respostas:

GABINETE DO INTERVENTOR NO  
DISTRITO FEDERAL.

PREFEITURA DO DISTRITO FEDERAL.

Em 31 de Janeiro de 1931.

N.º 639.

Exmo. Snr. Presidente da

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO

Em attenção ao convite que V. Ex. teve a gentileza de enviar-me, no sentido da Prefeitura do Distrito Federal, se fazer representar na Assembleia Technica incumbida de discutir um "Regulamento para as construções em concreto armado", tenho a comunicar a V. Ex. que resolvi designar para fallar por esta Prefeitura o engenheiro Gabriel de Souza Aguiar.

O engenheiro Souza Aguiar levará a Assembleia Technica os votos por mim formulados para um feliz exito de seus trabalhos e a segurança do meu inteiro apoio ás iniciativas particulares, como são as das "associações technicas especializadas, auxiliares efficientes dos Governos" desposos de aceitar. Sirvo-me do ensio para apresentar a V. Ex. os protestos de minha distinta consideração e apreço.

assignado: *Adolpho Bergamini*

SECRETARIA DE AGRICULTURA E OBRAS  
PUBLICAS DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

Niterói, 20 de Fevereiro de 1931.

Ilmo. Snr. Dr. Humberto Menescal.

M. D. Director Secretário da Associação Brasileira de Concreto.

Em resposta ao vosso officio dirigido ao Snr. Dr. Interventor neste Estado, levando ao prazér de communicar-vos que o Governo, tendo na devida consideração a solicitação, delle constante, resolveu designar o Engenheiro da Directoria de Obras, Didimo Estácio de Lima Brandão, para acompanhar a discussão do "Regulamento para as construções em concreto armado", e bem assim facilitar a essa entidade technica os elementos que por ventura possa precisar nos assumptos relativos ao territorio fluminense.

A iniciativa que a Associação Brasileira de Concreto aciba de tomar e daquellas que merecem o apoio entusiastico das autoridades officiaes e, dando-o, este Governo formula para ella os melhores votos de completo exito.

Atenciosas saudações.

assignado: *Brasilliano Americano Freire*  
Secretário.

PREFEITURA DO DISTRITO FEDERAL  
COMISSÃO DO PLANO DE REMODELAÇÃO  
DA CIDADE.

Rio de Janeiro, 9 de Marco de 1931

N.º 7  
Exmo. Snr. Presidente da Associação Brasileira de Concreto.

Saudações.

Tenho a honra de levar ao vosso conhecimento que por proposta do Dr. Angelo Bruns, esta Comissão resolveu solicitar a colaboração dessa Associação para a confecção do novo "Regulamento de Construções", na parte relativa ás obras de concreto armado.

Segundo ficou resolvido esta Comissão estudará com interesse todas as suggestões que essa Associação houver por bem formular e que lhe devião ser encaminhadas por intermedio do Dr. Henrique de Novas.

Sem mais, aproveito a oportunidade para aprezevat-vos os meus protestos da mais subida consideração e estima.

O Presidente da Comissão.

a) Armando de Godoy.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO

Rio de Janeiro, 1 de Abril de 1931.

Exmo. Sr. Presidente da Comissão do Plano de Remodelação.

Em resposta ao vosso officio de 9 de Marco findo, tenho a honra de communicar-vos, que esta associação, levando na devida consideração a solicitação delle constante e para maior effiçencia de sua colaboração, resolveu na ultima sessão da sua Directoria, encaminhar-vos a redacção final do seu Regulamento para as construções em concreto armado, actualmente em 2.ª discussão na Assembleia Technica da A. B. C., com a presença dos engenheiros representantes officiaes da Prefeitura do Distrito Federal e da Directoria de Obras do vizinho Estado do Rio.

Tal regulamento, redigido com a colaboração dos profissionais em evidencia no paiz e obedecendo ao que de mais moderno existe nos paizes de adiantada cultura technica, virá certamente contribuir para o saneamento do meio tecnico nacional e corresponder á honrosa confiança dessa Comissão.

Quanto ao Regulamento Geral de Construções para o Distrito Federal, ora em estudo por essa Comissão, estamos em entendimento com o Instituto Central dos Architectos para apresentar suggestões em conjunto. Insistiremos desde já sobre a necessidade de scindir em duas partes o processo até agora usado para as licenças de construções: — solicitar o autor do projecto, engenheiro ou architecto, uma "licença preliminar" ou "licença de projecto", e somente após a concessão da mesma pela Prefeitura, poderá o construtor requerer a "licença definitiva" ou "licença de construção", sendo então exigido o projecto estrutural, isto é, os desenhos da estrutura e respectiva memoria de calculos, de accordo com o regulamento da A. B. C.

Innumeras serão as vantagens decorrentes da distincção acima exposta, entre as licenças preliminar e definitiva, convindo salientar que redundaria em menor despesa para os proprietarios e construtores, ao mesmo tempo que traria maior responsabilidade, estímulo e valorisação para a profissão do engenheiro ou architecto.

Sem mais, sirvo-me do ensio para apresentar-vos meus protestos de elevada estima e distincta consideração.

assign. *Humberto Menescal*

1.º Secretario.



SECÇÃO: MATERIAIS E ORÇAMENTOS

# 1º Congresso Internacional do Concreto Armado

## Estudo experimental de elementos de construção em concreto armado

L. Bâes

Professor de Construções na  
Universidade de Bruxelas

"Cimento Armado", como tem feito com os sumptos debatidos no Segundo Congresso Internacional de Ponte e Estrutura, procederá para com o Primeiro Congresso Internacional do Concreto Armado.

Este ultimo teve os seus trabalhos divididos nas seguintes secções

1. — Secção = Theoria e experiencias (ensaios.)
2. — Secção = Architectura do concreto armado.
3. — Secção = Applicações nas colunas.
4. — Secção = Peças de concreto moldadas *in loco*.
5. — Secção = Influencia da contracção e da temperatura.
6. — Secção = Dosagem e ensaio dos concretos.
7. — Secção = Grandes construcções em concreto armado.
8. — Secção = Concreto fletido.

Iniciamos hoje, com uma interessante memoria apresentada á 4.ª Secção do referido Congresso pelo professor belga L. Bâes, a divulgação de importantes assumptos tratados naquella certamen internacional.

\*\*\*

O enorme desenvolvimento que teve a construcção de concreto armado e o pavor a que attingiu a madeira deram á questão das formas importância notavel.

Sob o ponto de vista da economia é realmente interessante, diminuir, de modo sensivel, o consumo de madeira nas fôrmas, sobretudo si o elemento, que a substitue, ficando incorporado ao concreto, puder, de algum modo, servir de armadura, e si o seu emprego tornar mais rapida a execução e diminuir o atravancamento dos locais das obras. Ha alguns annos o problema foi resolvido nos Estados Unidos, pelo emprego de folhas em chapas de pequena espessura, convenientemente aparelhadas. Na Inglaterra soluções analogas foram tentadas com o emprego do metal "déployé", muito generalizado neste paiz. O metal "déployé", porém, não offerece rigidez sufficiente para servir de fôrma, e a largura das malhas é muito grande para constituir base do concreto por occasião da concretagem. É interessante saber que o problema está perfeitamente resolvido na Belgica pelo FARCO METAL.

A firma belga, que fabrica este metal, pedinaos *pesquisar experimentalmente* a medida em que o "FARCO" podia agir como armadura, principalmente para as lajes.

Efectuamos uma longa serie de ensaios systematicos, em mais de 120 lajes. É um apanhado resumido destes ensaios que apresentamos aqui, comtendo tambem os caracteristicos destas armaduras. O espaço sendo pequeno, para entrar na discussão detalhada desses ensaios, limitar-nos-emos a estabelecer as conclusões:

FABRICACAO DAS FOLHAS — O Farco-metal, é obtido de compridas faixas de chapas, finas de aço, cuja espessura varia de 0,35 a 0,55 milímetros.

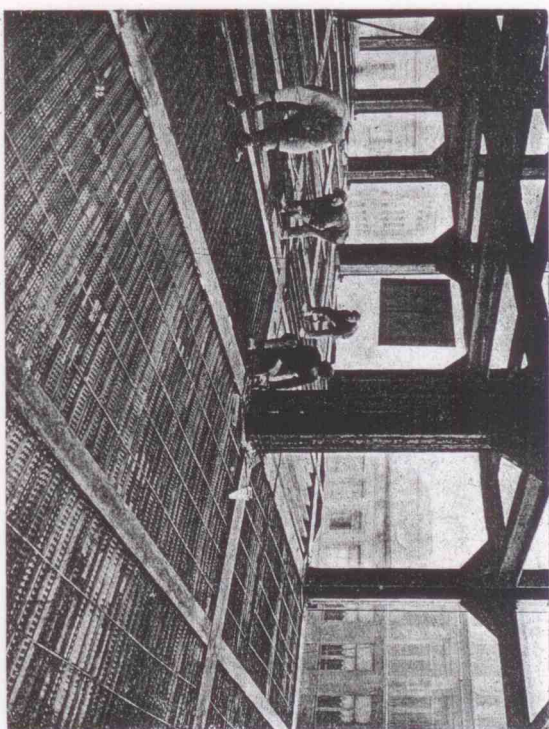


Fig. 2 — Emprego na construção das lajes dum grande edificio de 26 andares em Antuerpia.

(Nesta applicação vergalhões foram substituidos nos 2 andares.)

tro; a fabricação espera, contudo, levar esta espessura até 0,62 e mesmo a 0,75 milímetros. As faixas são passadas em uma machina, cuja primeira parte funciona como prensa, accionando lâminas apropriadas que cortam a chapa por depressão, a segunda parte funciona como laminador, na qual a chapa é dobrada para formar as nervuras salientes e ao mesmo tempo solicitada para alargar-se afim de formar as malhas da treliça de ligação entre as nervuras, malhas *abertas* pelos cortes feitos pelas facas.

A fig. 1 mostra b que produz a machina: a fôrma de rede entre as nervuras salientes pode, evidentemente, ser variavel. Parece que uma das disposições mais felizes é a representada pelo desenho que deixa faixas rectas continuas. As figuras

II e 12 mostram 2 tipos de treliças.

FOLHAS ENVERNADAS OU NAO — As folhas de chapa preparadas são fornecidas, ou brutas ou completamente envernizadas por immersão. Este ultimo modo permite evitar qualquer ataque de ferrugem, que se poderia formar durante a armazenagem das folhas.

Os ensaios comparativos mostraram que o verniz empregado pela firma FARCO não influe ou quasi, na adherencia destas folhas de metal ao concreto.

Emprego do FARCO como fôrma. — O emprego como fôrma, substituindo toda a armadura de madeira, é o caracteristico fundamental do FARCO. Pôde-se empregar como fôrma plana em lajes e como fôrma cintrada para pequenas abobadilhas, cylindros para reservatorios, como fôrma cintrada ou dobrada em fôrma poligonal para columnas, FARCO etc.

Esta utilidade do FARCO e de processos analogos foi submettida a provas: ella é sufficiente por si só, devido á rapidez de collocção, economia de madeira, facilidade de formar peças cintradas ou poligonales, etc, para justificar todo o interesse destas folhas trabalhadas.

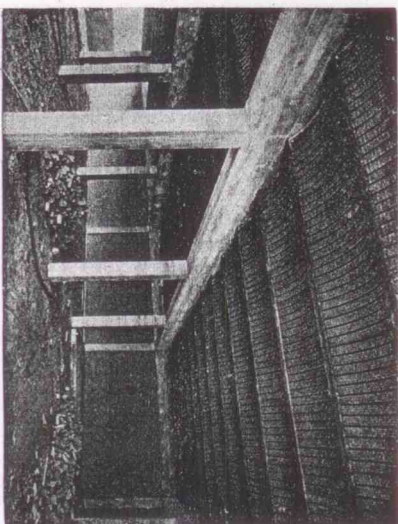


Fig. 3. — Lajes em abobadado, entre vigas de concreto armado.



tre vigotas (aplicação realizada na Sociedade de Mineração e Metalurgia Alliance-Montceau); neste caso dispensa-se as formas interiores. A figura 4 mostra a realização da forma, de um silos cilíndrico; e a figura 5, uma laje cujo metal foi collocado sobre vigas de concreto armado, moldadas no solo e que serão incorporadas à laje. Isto evita todo o serviço de formas.

A fig. 6 representa a forma de columnas arredondadas, executadas em uma grande construção em Nanur, aplicação particularmente interessante, por sua rapidez, simplicidade e economia. Grandes cupolas foram moldadas com auxílio do FARCO (fig. 9) em Anvers).

Pode-se executar paredes que serão revestidas com concreto lançado por projeção. A fig. 7 mostra como se faz a junção de 2 chapas contíguas, sendo os furos facilmente feitos com auxílio de pinça manual.

Este processo de ligação dispensa qualquer emprego de arame. Vide as figs. 8 e 9 no próximo numero que mostram cortes anatómicos, relativos ao emprego do FARCO.

**ADHERENCIA DOS REVESTIMENTOS.**—O concreto collocado sobre o FARCO faz resaltes em todas as malhas, ficando a superfície muito rugosa depois da concretagem (vêr figs. 11 e 12); assim, o revestimento de cimento applicado à mão ou por qualquer processo de projeção, adhere perfeitamente, como mostram os ensaios effectuados no laboratório de Bruxellas e em outros lugares. Só no momento em que, devido à flexão das lajes, as linguetas da treliça se descolam do concreto devido à ruptura por tracção deste, é que o revestimento fissura-se e depois ás vezes se separa. Isto sómente um pouco antes da ruptura total e ainda assim, só nos trechos mais solicitados da laje.

**EFICACIA COMO ARMADURA.**—É a principal questão que devia guiar a grande serie de ensaios effectuados.

Esses ensaios foram feitos sobre um concreto com uma dosagem de 800 litros de cascalho de porphyro 0/25, 400 litros de areia do Rhenio e 350 kilos de cimento de endurecimento rapido Cebétit.

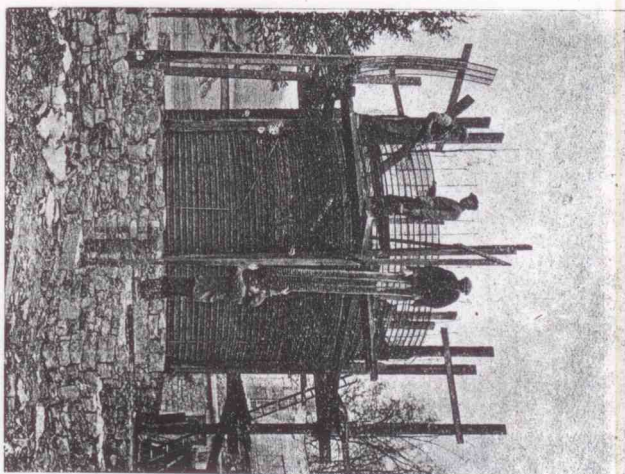


Fig. 4 — Forma de um silos cilíndrico.

As lajes foram, em principio, ensaiadas 7 dias depois da sua data de fabricação, o que corresponde senivelmente a 28 dias para o concreto com cimento Portland normal.

Foram realisados ensaios de elasticidade das lajes, sendo as provas conduzidas até a ruptura. A figura 10 mostra uma laje collocada na machina de ensaios.

As lajes ensaiadas não foram armadas senão com Farco, a percentagem de armadura era pois muito fraca, circumstancia essa difficil de bem realisar com vergalhões redondos, pois que aqui a pequena espessura da chapa permite chegar á percentagens muito fracas, ao mesmo tempo, repartindo muito bem a armadura. Isso evita os perigos de "depressão" sob carga local, tão a temer nas lajes pouco espessas.

Com o Farco de 0,55 mm., a percentagem útil do metal é de 0,52 a 0,29% com forme a laje for de 5 ou 10 cms. de espessura.

Com o Farco, de 0,55 mm., a percentagem útil passa de 0,76 a 0,38% segundo a laje for de 6 ou 12 cms.

A forma das nervuras das folhas de metal fica a tal que o centro de gravidade do metal fica a uma distancia de mais ou menos 7 milímetros acima da face interior da laje, enquanto que nas lajes armadas com vergalhões redondos, podendo ficar nuas, sem revestimento, a distancia do centro de gravidade acima da face inferior da laje é maior, pela necessidade de envolver o ferro.

A differença de altura útil que daí resulta, pôde ser sufficiente em certos casos de lajes pouco espessas, para dar uma

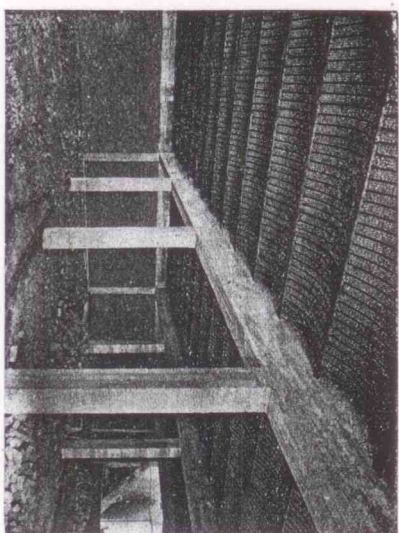


Fig. 5 — Uma laje construída com forma sobre vigas preparadas de ante-mão no solo.

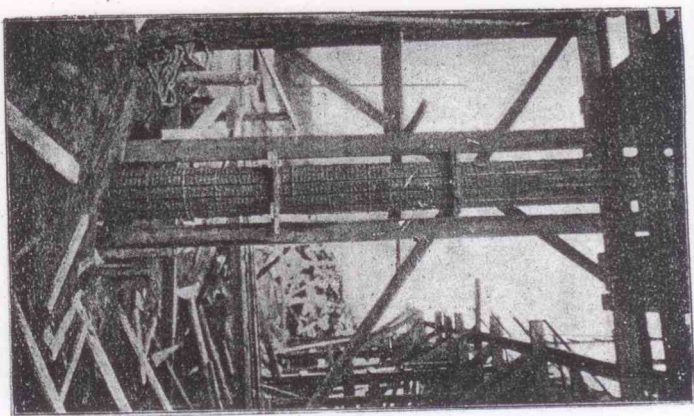


Fig. 6 — Forma para columna redonda.

vantagem em economia ao Farco, em virtude do peso morto da laje poder ser reduzido de 14 a 22 kgs. por m. 2

A altura das nervuras que é evidentemente o elemento essencial que permite ao Farco suportar ou pelo menos reduzir muito as fôrmas, é por outro lado um inconveniente para a sua effcacia como metal de armação.

Assim, para uma laje muito espessa, a altura da nervura podendo atingir cerca da metade da espessura total, resulta que a secção da nervura não é de modo algum solicitada á mesma tensão em toda a sua altura; os ensaios confirmam perfeitamente esta observação, são, sempre as laminas da nervura e as linguetas continuas da treliça que comecam a se romper.

Os ensaios mostraram que para as lajes de menos de 1 m. de vão não ha nenhuma ruptura por falta de adherencia do Farco, enquanto a espessura, ficando normalmente por portanda ao não, para as lajes de

maior vão, esse modo de ruptura não se apresenta nunca lajes para normaes.

Os calculos mostram que se pôde admitir como tensão de segurança a adherencia á taxa de 1,5 kgs por cm. 2 da face adherente das nervuras.

Dada a fraca espessura das chapas, a superficie de adherencia necessaria é em geral facilmente attingida apesar de estar em jogo apenas uma das faces das chapas. O revestimento melhora essa resistencia.

Os ensaios mostraram que o phenomeno de ruptura numa laje armada unicamente com Farco em geral apresenta-se como segue: — Nemhuma degradação antes de ser attingido periodo 75 % da carga de ruptura.

Primeiros indícios: queda de pequenos fragmentos de massa de cimento; depois descolamentos ligeiros das treliças entre as nervuras e do cimento; depois, num certo momento, descolamento nítido dessa treliça na zona dos momentos flectores maximumos; esse instante coincide mais ou menos com o apparecimento de fendas de tracção no concreto; pouco depois uma ou outra lingueta de treliça se rompe; depois com uma carga um pouco maior, as laminas da nervura comecam a ceder, a carga maxima é attingida, a ruptura se completa.

Esta successão de factos é evidentemente logica e permite comprehender que o apparecimento das primeiras fendas nas lajes ficou retardado, em relação ao caso em que a mesma percentagem de armadura útil é feita por meio de vergalhões redondos.

Os ensaios mostram que a treliça entre as nervuras tem uma effcacia real, além de que, a ruptura das linguetas continuas dessa treliça precede um pouco a das nervuras e, no momento em que ella se dá, ha uma queda sensivel da carga nas machinas á oleo.

As figuras 11 e 12 mostram as lajes depois da ruptura. Consta-se ali, nitidamente, a ruptura do concreto tendido, a das linguetas da treliça, a das laminas das nervuras; nota-se bem toda a zona em que a massa de cimento foi fissurada e, tambem, a em que ella está intacta.

Vê-se bem, como a treliça do tipo "a, crochets" permanece adherente ao concreto mesmo depois da ruptura da laje.

Essas photographias fazem comprehender portanto que as fendas nos revestimentos ficam muito retardadas e não se produzem senão na vizinhança immediata da zona de ruptura.

Um calculo correcto da resistencia á flexão de uma secção armada com Farco não pôde ser feito senão pela applicação do methodo classico da procura grafica do eixo neutro, levando em conta a distribuição da armadura.

A figura 13 reproduz a épura que determina a posição do eixo neutro, para as diversas espessuras da laje e para os diversos numeros de Farco.

(Continua no proximo numero).



Fig. 7 — Junção de 2 telas vizinhas.



# CIMENTO ARMADO

REVISTA DA THEORIA E PRÁTICA DAS CONSTRUÇÕES EM  
GERAL E ESPECIALMENTE EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO

ÓRGÃO OFICIAL DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO

E' INDISPENSÁVEL A QUEM DESEJA ESTAR A PAR DOS PROGRES-  
SOS MUNDIAIS NA TÉCNICA DAS CONSTRUÇÕES EM GERAL  
E ESPECIALMENTE DAS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO

VOL. 3 - N. 14

AGOSTO

ANNO 2

CIMENTO ARMADO

traz informações sobre os mais importantes acontecimentos nacionais e mundiais da Theoria e Prática das Construções de todo genero e especialmente das de Concreto e de Concreto Armado, tais como: interessantes exemplos de construções novas, adiantamentos e progresso em calculos, informes didacticos, possibilidades modernas em Architectura, experiencias de Laboratorio, organisação de organamentos, regulamentos officiaes nos varios paizes e contribuições sobre puras questões theoreticas.

Uma particular e conscienciosa intenção dirige para o campo da pratica a utilização das mais importantes questões. Consagrada a Estudantes de Engenharia e Architectura, Mestres e Obras, Construtores, Empreiteiros Architectos, Engenheiros, a todos que lidem com as Construções.

## O Regulamento da Associação Brasileira de Concreto

Mario Cabral

Publicou a Associação Brasileira de Concreto no numero passado deste periodo o seu Regulamento para as construções em concreto armado. Do que elle vale em si, como expressão de alta cultura technica, sem favor algum um dos melhores do mundo — tem dito os conceitos

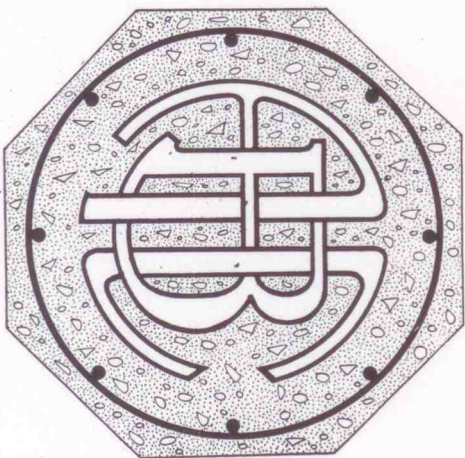
turo da Nacionalidade — trocavam para firmar, ideias desde pontos os mais subtiis, aos mais transcendentes Cada qual citando exemplos de sua propria vida technica, não raro abrindo livros e revistas onde liam opiniões de extranhos, ou mesmo compilando os regulamentos officiaes mais recomendaveis — assim escovavam as horas de um convívio construtor, não commum, influentemente entre nós.

Não possuímos meios culturais technicos, capazes de julgar os homens quanto mais as suas obras.

A discussão foi annunciada publicamente. Insistiu a A. B. C. re-mittendo copias da "Proposta" a quem as desejava e mesmo a quem não as pediu. O interesse foi grande em certos circulos, noutros menor e noutros ainda desinteressado absoluto.

Era de ver o carinho benedictino dos que sem preocupações fatuas, nem preconceitos vaidosos — perfeitamente consciões de que construíam para o futuro

Mas, apesar disso a A. B. C. fará sua obra firmando em sua especialidade a technica nacional! (1) V. Pg. 184 do 1.º Vol. de "Cimento Armado"



## Secção Bibliographica

A) LIVROS RECEBIDOS. —

B) REVISTAS RECEBIDAS. —

REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA

(Órgão official da Sociedade Brasileira de Engenheiros)

Sumario tecnico do n.º de Junho:

SECCAO TECHNICA — Um novo sistema estatístico, por Milton P. Pontelle. SECCAO INDUSTRIAL — Notas para o estudo da viação geral do Brasil, por Mario Leite.

Tratamento da agua de alimentação das caldeiras sem instalação de purificação, por P. Wiesner.

Ambulatório Gaffree e Guinle (Santos). O renascimento da fabricaço de instrumentos de engenharia na Inglaterra, por W. H. Connell.

\* \* \*

C) INFORMAÇÕES BIBLIOGRAPHICAS

Com o intuito de diffundir a technica do concreto armado no meio profissional brasileiro, resolveu "CIMENTO ARMADO" criar mais esta Secção, que terá seus leitores a par do movimento bibliographico internacional, inherente à reitenda especialidade.

Comecemos hoje por uma lista das obras recentes da literatura allemã, que podem ser consideradas "Standard" para o engenheiro-projectista e o engenheiro-construtor.

BETON-KALENDER — Taschenbuch fuer den Beton- und Eisenbetonbau, 2 volumes — edição annuaes 7,50 m.

BOENNER, F. — Statische Tabellen, 1928. 9,00 "

EISENBETONBAU — Entwurf und Berechnung.

I. Entw. und Berechn. v. Eisenbetonbauten, 1926 25,50 "

II. Die Statik in Eisenbetonbau, 1927 36,00 "

EMPERGER, F. — Handbuch fuer Eisenbetonbau (completo 14 vol.)

IV. Wasserbau u. verw. Anwendungen, 1926. 39,00 "

IX. Die in- und auslaendischen Eisenbetonbestimmungen, 1928. 19,50 "

XIV. Gebaeude fuer besondere Zwecke: Staelos, Landwirtschaftliche Bauten, 1924. 36,00 "

III. Der Baustoff und seine Verarbeitung, 1927. 28,50 "

VI. Hochbau II, Dachbauten, Kraglaecher, Schluen, und Rippenkuegen, 1928. 28,50 "

KERSTEN, C. — Der Eisenbetonbau, 5 volumes: 8,10 "

I. Ausfuehrung und Berechnung der Grundformen 1925, 8,10 "

II. Anwendung in Hoch- und Tieflau, 1929 7,00 "

III. Rechnungsbeispiele aus dem Hochbaugiebel, 1927 5,40 "

KLEINOEGEL, A. — Einflüsse auf Beton, 1930. 39,50 m

Versaehlungen von Eisenbetonbauten, 1926. 9,90 "

Rahmenformeln, Belastungsfaellen, 1929, 27,00 "

Fertigkonstruktionen im Beton und Eisenbetonbau, 1929. 8,60 "

LOESER, B. — Bemessungsverfahren, Zahlen-tafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses fuer Eisenbeton v. Sept. 1925, 1930. 7,50 "

MARCUS, H. — Die Theorie elastischer-Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten, 1924. 23,10 "

Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, 1929. 12,00 "

MOERSCH, E. — Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung, 2 volumes. I. Bd. 1. Haelfte, 1929. 18,00 "

II. Bd. 1. Haelfte, 1926 27,00 "

II. Bd. 2. Haelfte, Bruecken, 1930. 9,00 "

28 Bemessungsfaellen, 1926. 10,00 "

Der durchlaufende Traeger, 1928. 16,50 "

BACH, C., u. — R. BAUMANN, Elastizitaet und Festigkeit, 24,00 "

BOENNER, FR. — Statische Tabellen, 1928. 9,00 "

MUELLER-BRESLAU, H. Die graph. Statik der Baukonstruktionen I. Bd. 1927. 23,00 "

II. Bd. 1922. 23,00 "

II. Bd. 1925. 25,00 "

Mueller-Breslau Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, 1924. 18,00 "

KREY, H. — Erdendruck, Erdwiderstand und Tragfaehigkeit des Baugrundes, 1926. 23,40 "

KYRIELEIS-SICHARDT — Grundwasser-senkung bei Fundamentarbeiten 1930. 24,00 "

KERSTEN, C. — Bruecken in Eisenbeton, 3 volumes. I. Platten- und Balkenbruecken, 1928. 13,50 "

II. Bogenbruecken, 1930. 16,50 "

III. Rechnungsbeispiele, 1924. 6,00 "

SCHRAEDER, FR. — Praktische Preisermittlung saemmtlicher Hochbauarbeiten, 1925. 15,00 "

BAZAL-BAUMEISTER — Preisermittlung und Versaehlungen von Hoch, Tief- und Eisenbetonbauten, 1927. 12,00 "

"HUELTE" — Des Ingenieurs Taschenbuch, Bd. III, Baumgenauwesen, 1928. 15,60 "

FOERSTER, M. — Taschenbuch fuer Baingenieur, 1928, 2 volumes. 42,50 "

(De preços indicados não colhidos no ultimo Catalogo da G. A. v. Halem-Brenem)



# Tabellas para calculos de lages

## rectangulares

(Continuação) (\*)

Furtado Simas

Não tendo sido feita pelo engenheiro Leipnik nenhuma referência ao cálculo explícito dos momentos volventes, afim de armar as placas para resisti-los, nem aos requisitos necessários e bastantes para assegurar o *não levantamento dos cantos da placa*, houveram por bem voltar ao assumpto para fornecer aos leitores alguns informes e tabelladas publicadas pelo *Orgão Oficial da Associação Alemã de Concreto (Deutscher Betonverein)* e calculadas por Klagas, que aliás não dá exemplo para a sua aplicação.

Era nosso intento partir do começo e fazer um resumo de toda a theoria simplificada de Marcu, mas, por ora, vamos apenas considerar o in-pensável para se calcular *completamente* as placas armadas em cruz, isto é introduzindo nos calculos os momentos volventes, deixando para depois o complemento.

Mostraremos sucintamente:

- 1.º A origem dos momentos volventes;
- 2.º Indicações do calculo pelo processo simplificado de Marcu; (tabellas).
- 3.º Sua representação geometrica em combinação com os momentos fletores; e
- 4.º Exemplos numericos.

Antes porém de iniciarmos o indicado acima, chamemos atenção para um ponto do artigo de Leipnik onde elle diz (Pg. 81): *paralelamente aos quatro lados pode-se diminuir a armadura da metade até uma distancia do apoio correspondente a quarta parte do lado menor.*

Reproduz para illustrar na pg. 82 um desenho mais ou menos identico ao de Marcu (1) e demonstra pelo traçado das parabolas dos fletores, a parabola regular para o lado menor e a achatada para o lado maior.

Isto, assim dito e recomendado é falho, pois que as placas apoiadas na periferia, sobretudo em seus cantos, exigem fortes armações. Não é preciso maior esclarecimento para o referido, que citar os resultados do proprio Marcu, na mesma obra e para 1000 kg./m<sup>2</sup>. apoiada nas 4 faces, e que é o seguinte (Pg. 125):

|   |                         |
|---|-------------------------|
| Directão x (4,00 m.): Ferragem necessaria para a zona de 1,00 m. no centro da lage: | =6,65 cm <sup>2</sup> . |
| Armatura collocada 8 φ 10:  | =6,28 cm <sup>2</sup> . |
| Ferragem necessaria para a zona de 1,00m. no canto da lage:                         | =7,06 cm <sup>2</sup> . |
| Armatura collocada (em cima 9 φ 10):  | =7,06 cm <sup>2</sup> . |
| (em baixo 9 φ 10):  | =7,06 cm <sup>2</sup> . |
| Directão y (5,00): Ferragem necessaria para a zona de 1,00 m. no centro da lage:    | =4,31 cm <sup>2</sup> . |
| Armatura collocada:   | =4,71 cm <sup>2</sup> . |
| Ferragem necessaria para a zona de 1,00m. no canto da lage:                         | =5,74 cm <sup>2</sup> . |

(\*) V. Pg. 4 deste Volume. (Numero de Julho)

Armatura collocada (em cima... 8 φ 10... =6,28 cm<sup>2</sup>.(em baixo... 8 φ 10... =6,28 cm<sup>2</sup>.

Contudo, apesar dessa contradição aparente de Marcu, elle mui explicitamente clama, após um primeiro calculo que segue as considerações citadas da Pg. 11, e conclue na Pg. 14:

"O dimensionamento da secção transversal feita até aqui baseia-se exclusivamente sobre os momentos fletores das linhas médias. Mostraremos posteriormente que o 'momento dos esforços principais' resultante dos momentos fletores e volventes entre o centro e os cantos da placa, pode atingir ainda valores maiores, os quaes no 'armado' devem ser particularmente considerados, e na distribuição da 'armadura' certamente mediante permissoes de taxas de trabalho mais elevadas."

### 1.º A ORIGEM DOS MOMENTOS VOLVENTES

Se em lugar de considerar uma placa rectangular inteiramente continua, a considerassemos como composta de faixas com a mesma espessura em seu logar uma grelha articulada, ou como tal supposta (1). Todos os esforços seriam unicamente

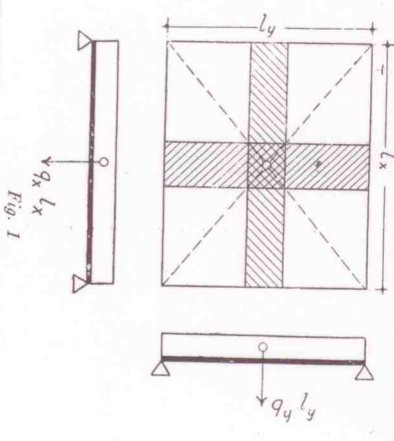


Fig. 1

(1) Uge adoptemos correntemente essa palavra que corresponde a *altmann-Roerl* — traduzido ao pé da letra, porém satisfactoriamente ao seu sentido. São as duas estruturas rigidas simétricas — quadrado e grelha (*Rahmen e Rost*), de conformação idêntica, differindo apenas segundo o modo por que são submetidas às cargas exteriores. Os quadros são carregados com forças que existem todos num mesmo plano, que é o proprio plano da estrutura, as grelhas são carregadas com forças perpendiculares ao seu plano. No caso de grelhas (grelhas) serem submetidas a forças inclinadas (não perpendiculares ao seu plano) teremos o caso misto — grelha — quadro, pois que decompostas as cargas nas duas direcções, perpendiculares ao plano e no plano, voltemos aos 2 casos isolados.

momentos fletores, supportando cada faixa um quinhão da carga total. Estabelecido este quinhão, todos os esforços internos render-se-ão aos provenientes dos momentos fletores, não exercendo nenhuma faixa sobre a outra senão o effeito referido na repartição dos quinhões de carga.

Assim, considerando 2 faixas centrais cada com uma unidade da largura (Fig. 1) a carga total por unidades da superfície  $q$  repartir-se-á em 2 quinhões  $q_x$  e  $q_y$ , segundo a condicção, acima referida, de uma mesma flecha. Conforme indicou o Eng.º Leipnik, teriamos:

$$\delta_x = \frac{\alpha q_x l_x^4}{384 EJ}$$

$$\delta_y = \frac{\alpha q_y l_y^4}{384 EJ}$$

$$\alpha q_x l_x^4 = \alpha q_y l_y^4$$

Além disso:

$$q_x + q_y = q,$$

$$q_x l_x^4 = (q - q_y) l_y^4 = q l_x^4 - q_y l_y^4$$

$$q_x = \frac{q l_y^4}{l_x^4 + l_y^4};$$

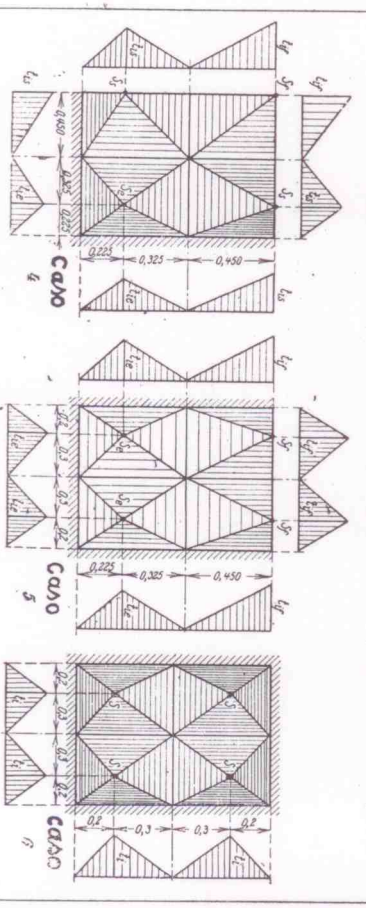
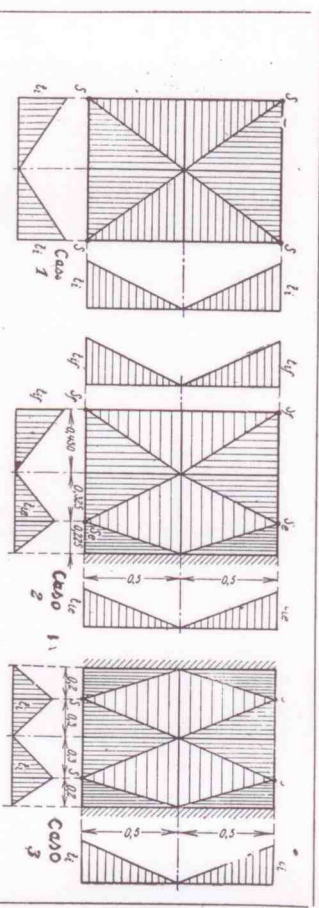


Fig. 2 — Pyramidas diagrammaticas dos momentos volventes, segundo Marcu.

e semelhantemente:

$$q_y = q \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Mas, na realidade, a placa tendo as faixas não como imaginadas acima, isto é, independentes das que lhe são paralellas, mas, ao contrario, rijamente ligadas pois é ella continua — surgem novos esforços providos da variação dos momentos fletores entre faixas paralellas, esforços de natureza cortante. Tais esforços cortantes, compostos, dão em resultado novos momentos denominados de volventes (*Drilling moment*). Como os momentos fletores numa placa carregada uniformemente e simplesmente apoiada nos 4 lados são maximos no centro, variando parabolicamente e se anulando nos apoios, os esforços cortantes e os momentos volventes delles provenientes são inversamente nulos no centro e maximos nos 4 cantos, mediante uma variação adequada mostrada.

### 2.º INDICAÇÃO DO CÁLCULO PELO PROCESSO SIMPLIFICADO DE MARCUS. (Tabelladas) — Como e sabido o momento volvente tem para expressão (Pg. 553 - Tomo II *Handbuch Deutscher Betonverein*):

$$l_{xy} = l_{xy} = l = M_{xy} = - \frac{E h^3}{12 (1 + \nu)} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}$$



$E$  = módulo de Young;  
 $v$  = o inverso da constante de Poisson;

$h$  = espessura da placa;  
 $\xi$  = ordenada do plano medio da flexão, ou da superfície elástica;

$x, y$  = ordenadas de um ponto da superfície media da placa, por onde passe o plano  $XY$ .

Marcus, considerando as inclinações da superfície elástica como expressas por:

$$\omega_x = \frac{d\xi}{dx}$$

$$\omega_y = \frac{d\xi}{dy}$$

Obtem:

$$M_{xy} = -N \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} = -N \frac{\partial \omega_x}{\partial y} = -N \frac{\partial \omega_y}{\partial x}$$

$N = E h^3 / 12 (1 + \nu)$  = comumente denominada — constante da placa.

Por outro lado, a superfície do diagrama dos momentos fletores entre 2 pontos quaisquer, seja entre  $O$  e  $x$  vem a ter para expressão:

$$S_x = \int_0^x M_x dx = -N \int_0^x \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} dx = -N \int_0^x \frac{d\omega_x}{dx} dx = -N \omega_x$$

e semelhantemente:

$$S_y = -N \omega_y$$

Consideremos agora a superfície do diagrama dos momentos volventes. Do mesmo modo, teremos:

$$T_{xy} = \int_x^a t_{xy} dx = -N \int_x^a \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} dx = -N \omega_y$$

e semelhantemente:

$$T_{yx} = -N \omega_y$$

A comparação entre as equações (6) e (7) e (8) e (9) dá o seguinte principio: —

A cada superfície diagramática  $S_x$ , ou  $S_y$  de momentos fletores  $M_x$ , ou  $M_y$ , — corresponde uma superfície diagramática  $T_{xy}$ , ou  $T_{yx}$  de momentos volventes  $t_{xy}$ , ou  $t_{yx}$  de área igual.

Partindo deste principio chega Marcus facilmente aos valores, nos cantos de uma laje rectan-

gular simplesmente apoiada, do momento volvente. Vejamos: O momento flector num ponto qualquer expresso em função do maximo é (parabola):

$$M_x = M_{x \max} \left( 1 - \frac{4x^2}{l_x^2} \right) = \frac{p_x l_x^2}{8} \left( 1 - \frac{4x^2}{l_x^2} \right)$$

A área da superfície de momentos correspondente é:

$$S_x = \int_0^x M_x dx$$

Tal superfície até o canto, a partir do centro, no qual como já foi dito é nulo, será:

$$(12) S_x = \frac{p_x l_x^2}{8} \left( 1 - \frac{4}{3} \frac{l_x^2}{l_x^2} \right) = \frac{p_x l_x^3}{24}$$

E semelhantemente:

$$(13) S_y = \frac{p_y l_y^3}{24}$$

Este valor, pelo principio acima, vem a ser tambem o da área da superfície do diagrama dos momentos volventes, entre os mesmos pontos, apenas deve-se observar desde já, que os limites são inversos, isto é, no canto  $l_x$  é maximo, enquanto ali o momento flector é nulo, e no meio do lado apoiado que consideramos, o volvente é nulo, enquanto o flector é maximo. Fig. 1. Assim, teremos:

$$(14) T_{xy} = \frac{p_x l_x^3}{24}$$

$$T_{yx} = \frac{p_x l_x^3}{24} \cdot \nu_a$$

Assimilando a área acima a um triangulo, achase o valor do momento volvente no canto  $A$ , ou seja de  $l_x$ , pois que tal área é

$$(15) l_x \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{l_y}{2} = T_{xy}$$

$$l_x = \frac{4 T_{xy}}{l_y} = - \frac{p_x l_x^3}{6} \cdot \nu$$

Em virgula da comparação com a theoria precisa conclue-se a possibilidade da assimilação da superfície diagramática dos momentos volventes a uma pyramide em cada quarta parte da placa, em torno dos 2 eixos de symetria, onde os volventes são nulos. Os vertices dessas pyramides estão nos cantos, quando os 2 lados se acham livremente apoiados, constituindo um angulo triecto, veja com Caso 1, (4 cantos) Caso 2 (2 cantos), e Caso 4 (1 canto).

Havendo engaste recta o vertice da pyramide, que passa a ser então um angulo tetraecto, com uma face ainda vertical quando ha lado simplesmente apoiado casos 2, 3, 4, e 5.

**TABELAS PARA O CALCULO DOS MOMENTOS VOLVENTES NAS PLACAS ARMADAS EM CRUZ.** — Estas tabelas foram publicadas no numero passado de "Cimento Armado", sob os n.ºs. 16 e 17. Para as formulas dos 6 casos de apoios que ellas dão veja-se os artigos que incluímos na Poposta para a Secção II do Regulamento da A. B. C. hoje publicados conjunctamente com o Parecer que os mandou retirar do Regulamento.

(continúa no proximo numero)

## Muros de sustentação em Concreto Armado

Tabellas para calculo. - Especificações do Joint Committee Americano.

Mario Cabral

Entre nós ha, não mui raramente, descurdos lamentaveis na construção de muros de sustentação, sobretudo em concreto armado. Qual no entanto a construção entre nós onde não os ha?

Ainda tenho vivo na memoria o espectáculo lugubre — como soe sempre os deste genero — da ruina de todo aquelle extenso muro que margina as linhas da E. F. C. B. entre Madureira e Cascadura. Contemplo agora, mesmo em meio a vastas copia de elementos colligidos a respeito de construcções de muros, — bons e maus, arroçados e mastodontes — photographias do que foi aquelle ruin de centenas de metros de extensão de uma muralha sustentando uma rua dentro da Capital do Brasil no anno da Graça de Christo de 1929!

Desse vastos exemplos, a utilidade do assumpto. Resumse o presente estudo em 2 partes. Na segunda transcrevo instrucções uteis do Joint Committee Americano, a serem obedecidas na construção dos muros de sustentação de concreto armado. Na primeira, dou formulas para o calculo do empuxo, de accordo com a theoria de Coulomb, e anexo uma tabella calculada pelo engenheiro R. Schubert, ampliada e transcrita do "Der Bauingenieur".

Naturalmente que esta ultima só se refere a muros possuindo superficies de contacto verticaes. Para estas ultimas inclinadas é justo, considerado seu emprego não frequente, se utilize soluções graphicas, ou mesmo calculos outros.

As formulas basicas a empregar são:

$$\text{Carga da parede, (kg / m}^2\text{):}$$

$$p \cdot e \cdot \gamma;$$

$$\text{Pressão da terra, (kg / m):}$$

$$E = \frac{h}{2} \cdot e \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \gamma;$$

$$\text{Momento no pé (Fig. 1 c):}$$

$$M = E \cdot \frac{h^2}{3} \cdot \frac{h^2}{6} \cdot \gamma$$

Como se vê, a tabella dá os elementos mais importantes, de accordo com uma variação angular de grão em grão do angulo de talude natural, entre 10°, argillis humida, até 45°, cascalho secco. Vê-se ainda, indicando ao lado da face superior do muro, o talude natural definitivo — se do terreno a sustentar para cima, horizontal, ou para baixo.

Salientam-se, como de vasta utilidade, os valores de  $j/h$ , relação entre a largura da base e a altura do muro, valores extremos calculados para a passagem da resultante pelo ponto externo da base, sob utilização de  $e_4$  e  $e_5$  (Fig. 1), e ainda supposta uma espessura de parede minima.

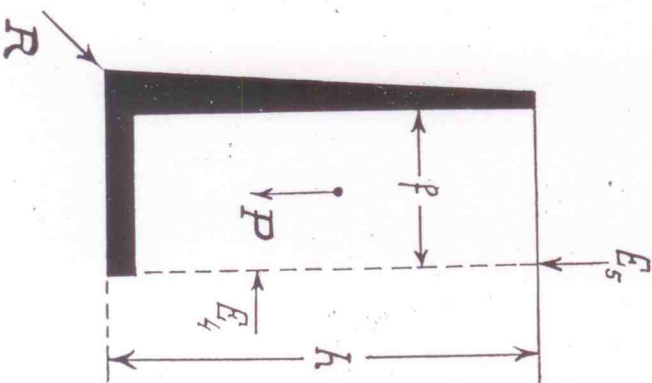


Fig. 1

Os valores das Tabellas provem das formulas:

1 — Parede perpendicular lta, face do terreno superior horizontal:

$$e_1 = jh^2 (45 - \varphi / 2);$$

2 — Idem, face do terreno subindo, conforme o talude natural:

$$e_2 = \cos^2 \varphi;$$

3 — Idem, face do terreno descendo, conforme o talude natural:

$$e_3 = \frac{\cot \varphi}{7.5};$$

4 — Parede perpendicular rugosa, face do terreno horizontal, componente horizontal:

$$e_4 = \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin \varphi^2}) \cos \varphi};$$



## TABELAS PARA MUROS DE SUSTENTACÃO

## CIMENTO ARMADO

35

| $\varphi$<br>Graus |        |        |        |        |        |        | f/h   |        |        |
|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|
| 10                 | 0,7041 | 0,9699 | 0,7562 | 0,6252 | 0,1102 | 0,6348 | 0,433 | 0,1710 | 0,9848 |
| 11                 | 0,6809 | 0,9635 | 0,5880 | 0,5987 | 0,1165 | 0,6091 | 0,425 | 0,1873 | 0,9816 |
| 12                 | 0,6579 | 0,9567 | 0,5320 | 0,5729 | 0,1220 | 0,5845 | 0,417 | 0,2034 | 0,9782 |
| 13                 | 0,6348 | 0,9495 | 0,4800 | 0,5480 | 0,1267 | 0,5611 | 0,409 | 0,2192 | 0,9744 |
| 14                 | 0,6118 | 0,9415 | 0,4360 | 0,5237 | 0,1307 | 0,5388 | 0,401 | 0,2317 | 0,9703 |
| 15                 | 0,5888 | 0,9330 | 0,4976 | 0,5000 | 0,1340 | 0,5176 | 0,393 | 0,2500 | 0,9659 |
| 16                 | 0,5688 | 0,9240 | 0,4610 | 0,4764 | 0,1368 | 0,4975 | 0,385 | 0,2650 | 0,9613 |
| 17                 | 0,5490 | 0,9145 | 0,4365 | 0,4541 | 0,1395 | 0,4785 | 0,379 | 0,2796 | 0,9563 |
| 18                 | 0,5293 | 0,9045 | 0,4102 | 0,4380 | 0,1423 | 0,4606 | 0,372 | 0,2939 | 0,9511 |
| 19                 | 0,5097 | 0,8940 | 0,3870 | 0,4193 | 0,1442 | 0,4437 | 0,366 | 0,3078 | 0,9455 |
| 20                 | 0,4902 | 0,8830 | 0,3663 | 0,4011 | 0,1460 | 0,4269 | 0,359 | 0,3214 | 0,9397 |
| 21                 | 0,4732 | 0,8716 | 0,3477 | 0,3817 | 0,1466 | 0,4111 | 0,352 | 0,3346 | 0,9336 |
| 22                 | 0,4562 | 0,8598 | 0,3307 | 0,3660 | 0,1479 | 0,3959 | 0,346 | 0,3473 | 0,9272 |
| 23                 | 0,4393 | 0,8473 | 0,3146 | 0,3508 | 0,1490 | 0,3816 | 0,340 | 0,3597 | 0,9205 |
| 24                 | 0,4225 | 0,8345 | 0,2996 | 0,3361 | 0,1498 | 0,3681 | 0,335 | 0,3716 | 0,9136 |
| 25                 | 0,4059 | 0,8214 | 0,2859 | 0,3218 | 0,1501 | 0,3551 | 0,329 | 0,3830 | 0,9063 |
| 26                 | 0,3898 | 0,8078 | 0,2736 | 0,3079 | 0,1501 | 0,3426 | 0,324 | 0,3940 | 0,8988 |
| 27                 | 0,3748 | 0,7938 | 0,2619 | 0,2943 | 0,1500 | 0,3307 | 0,318 | 0,4045 | 0,8910 |
| 28                 | 0,3603 | 0,7795 | 0,2510 | 0,2816 | 0,1497 | 0,3192 | 0,312 | 0,4145 | 0,8830 |
| 29                 | 0,3463 | 0,7649 | 0,2406 | 0,2692 | 0,1492 | 0,3080 | 0,306 | 0,4240 | 0,8746 |
| 30                 | 0,3333 | 0,7500 | 0,2309 | 0,2574 | 0,1486 | 0,2972 | 0,301 | 0,4330 | 0,8660 |
| 31                 | 0,3196 | 0,7347 | 0,2220 | 0,2461 | 0,1478 | 0,2868 | 0,296 | 0,4415 | 0,8572 |
| 32                 | 0,3067 | 0,7192 | 0,2134 | 0,2350 | 0,1469 | 0,2768 | 0,290 | 0,4494 | 0,8480 |
| 33                 | 0,2943 | 0,7034 | 0,2054 | 0,2245 | 0,1458 | 0,2674 | 0,285 | 0,4568 | 0,8387 |
| 34                 | 0,2824 | 0,6873 | 0,1977 | 0,2143 | 0,1446 | 0,2583 | 0,279 | 0,4636 | 0,8290 |
| 35                 | 0,2710 | 0,6710 | 0,1904 | 0,2045 | 0,1432 | 0,2496 | 0,274 | 0,4698 | 0,8192 |
| 36                 | 0,2597 | 0,6547 | 0,1837 | 0,1950 | 0,1417 | 0,2412 | 0,268 | 0,4755 | 0,8090 |
| 37                 | 0,2488 | 0,6380 | 0,1772 | 0,1859 | 0,1402 | 0,2330 | 0,263 | 0,4806 | 0,7986 |
| 38                 | 0,2381 | 0,6211 | 0,1710 | 0,1771 | 0,1386 | 0,2251 | 0,258 | 0,4851 | 0,7880 |
| 39                 | 0,2276 | 0,6040 | 0,1648 | 0,1690 | 0,1369 | 0,2175 | 0,253 | 0,4891 | 0,7772 |
| 40                 | 0,2174 | 0,5868 | 0,1589 | 0,1610 | 0,1351 | 0,2102 | 0,248 | 0,4924 | 0,7660 |
| 41                 | 0,2077 | 0,5696 | 0,1534 | 0,1533 | 0,1332 | 0,2031 | 0,242 | 0,4951 | 0,7547 |
| 42                 | 0,1982 | 0,5523 | 0,1480 | 0,1460 | 0,1313 | 0,1962 | 0,237 | 0,4973 | 0,7431 |
| 43                 | 0,1891 | 0,5349 | 0,1429 | 0,1387 | 0,1293 | 0,1895 | 0,232 | 0,4988 | 0,7314 |
| 44                 | 0,1802 | 0,5175 | 0,1380 | 0,1317 | 0,1272 | 0,1830 | 0,227 | 0,4997 | 0,7193 |
| 45                 | 0,1716 | 0,5000 | 0,1333 | 0,1250 | 0,1250 | 0,1768 | 0,221 | 0,5000 | 0,7071 |

Legenda:

Parede lisa

Parede rugosa

- 5 — *Idem*, componente vertical:
- $$e_5 = \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin \varphi})^2} \cdot \sin \varphi$$
- 6 — *Idem*, resultante inclinada:
- $$e_6 = \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin \varphi})^2}$$

$$f = \sqrt{\frac{e_5^2 + e_6^2}{2}}$$

- 7 — *Idem*, face do terreno subindo, conjome o talude natural, componente horizontal:
- $$e_7 = e_2 \cos^2 \varphi$$

- 8 — *Idem*, componente vertical:
- $$e_8 = \cos \varphi \sin \varphi$$

- 9 — *Idem*, resultante inclinada:
- $$e_9 = \cos \varphi$$

## ESPECIFICAÇÕES DO JOINT COMMITTEE AMERICANO

1 — *Muro de sustentação de concreto armado.*

184. — *Cargas e esforços unitários.* — Muros de sustentação de concreto armado serão, tanto quanto possível, projetados sem que os esforços unitários ultrapassem os especificados nas Seções 186 a 197. Muros de sustentação em consolos, com contratorres e com escoras serão proporcionados para carga vertical e resultante máxima, porém quando a reação da fundação for desprezada, os esforços unitários permitidos não excederão 50 % dos esforços normais permitidos.

185. — *Distância do projeto.* — Dever-se-á observar em muros de sustentação de concreto armado os princípios seguintes:

(a) A parede não contratorrada e a sapata das lages da base deverão ser consideradas como vigas engastadas na face do apoio.

(b) A seção vertical de um muro em consolo será considerado como uma viga em consolo engastada no topo da base.

(c) As seções verticais de muros com contratorres e partes da lage da base suportadas pelos contratorres, ou escoras, serão projetadas de acordo com o exigido para lages contínuas.

(d) Nas faces expostas do muro preferentemente deverão-se dar um declive não inferior a  $\frac{1}{4}$  de polegada por pé, (ou seja de 1/48).

(e) Contratorres deverão ser projetados de acordo com o exigido para vigas em T. Estribos serão colocados nos contratorres para absorver a reação quando o reforçamento tensivo da face do muro e das sapatas da fundação forem calculados para o vão entre os contratorres. Os estribos serão ancorados tão perto da face exposta da parede longitudinal e tão perto da face mais baixa da fundação, quanto permitirem as exigências devidas a cobertura de proteção.

(f) Contratorres serão projetados de acordo com as exigências feitas para vigas retangulares.

(g) Os esforços cisalhantes na junção das fundações com os contratorres não deverão exceder os valores especificados nas Seções 120 a 130.

(h) A armação longitudinal deverá ser de tal forma, e distribuída de tal jeito, a oferecer a aderência exigida. Para prevenir fendas devidas às ações da temperatura e secção nas superfícies expostas, deverá-se providenciar sobre armação horizontal nunca inferior a 0,25 de polegada quadrada por pé de altura. (aproximadamente 5 cm<sup>2</sup> por metro de altura).

(i) Juntas, deverão ser colocadas não mais espaçadas que 60 pés (18,0 m) para evitar efeitos perigosos de diferenças termicas.

(j) Contratorres e escoras serão colocados sob todos os pontos de cargas concentradas, e em pontos intermediários, quantos sejam os requeridos pelo projeto.

(k) Os muros deverão ser vazados como uma unidade entre *juntas de dilatação*, a menos que se proceda a *juntas de construção*, de acordo com as Seções 69 e 73.

(l) Drenos não inferiores a 4 polegadas (10 cm) de diâmetro e não mais afastados entre si de 10 pés (3,00 m) deverão ser colocados; a menos que se providencie um dreno para cada sacco formado pelos contratorres.

## EXPERIÊNCIA

| Numero avulso | Do volume em publicação   | 35000 | Assinaturas | Interior | 305000 |
|---------------|---|-------|-------------|----------|--------|
|               | Dos volumes publicados...   | 55000 | (um ano)    | Exterior | 405000 |
|               | Preço de cada um dos 2 volumes publicados   |       |             |          | 205000 |
|               | Os numeros avulsos e os volumes são remetidos mediante vale postal pelos preços da tabela acima, livres de porte. |       |             |          |        |

Toda correspondência deve ser dirigida a J. Furtado. — Porte registrado (assinaturas) mais 55000

Avenida Rio Branco 111-5.º and. - Rio de Janeiro - Phone: 3-3153



## Dimensionamento das peças de secção triangular na zona de compressão

H. Menescal

O caso de peças em concreto armado, submetidas a flexão simples ou composta, e cujas secções se apresentem sob a forma triangular na zona de compressão, não é dos mais comuns na prática corrente. Não deixa por isso de ser encontrado frequentemente pelo projectista nos elementos constituintes de vários tipos de obras, como sejam sapatas, colunas e coberturas de edifícios, funis de silos, etc.

F. Moersch e R. Saliger em suas conhecidas obras (1) abordaram analiticamente o assunto, mas somente no que concerne às peças submetidas a flexão simples, com as faces igualmente inclinadas sobre o plano de solicitação.

Outros especialistas e tratadistas não conhecemos que se tenham interessado pelo problema que, nos seus demais aspectos, costumam-se solucionar na prática com o método gráfico geral devido a Mohr, aplicável, como é sabido, a qualquer forma de secção solicitada à flexão, acompanhada ou não de um esforço normal.

No presente artigo, primeiro de uma série que pretendemos escrever para "Cimento Armado", apresentamos aos leitores desta revista técnica, uma solução simples para o caso de peças submetidas à flexão, com secção triangular na zona de compressão e dissimétrica com relação ao plano de solicitação.

Deixamos para um próximo artigo, estudo idêntico para os casos em que, aos esforços de flexão, se adicionem os de uma força normal.

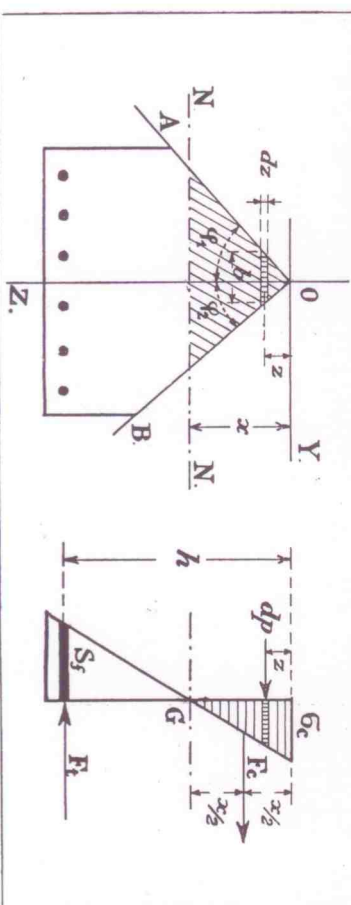
Vamos portanto supor que, conhecido o momento flector  $M$ , agindo sobre a peça, e a inclinação das faces desta, procure-se estabelecer a altura útil da mesma, bem como a armadura de tração correspondente, para determinados valores de  $\sigma_c$  e  $\sigma_s$  (2).

Tomemos por origem de coordenadas o vertice

(1) E. Moersch. — Der Eisenbetonbau, I Band, I Heft.

R. Saliger. — Der Eisenbeton.

(2) As notações empregadas são as do Regulamento da Associação Brasileira de Concreto de 3 de Julho de 1931.



O do triângulo da zona de compressão, e dois eixos rectangulares, um dos quais será a intersecção do plano de solicitação com o plano da secção.

Chamemos  $F_c$  a resultante das tensões de compressão; sua distância ao eixo neutro G será, como adiante veremos,  $\frac{x}{2}$ . O momento resistente total da peça será pois:

$$(1) \quad M = F_c \left( h - \frac{x}{2} \right)$$

A resultante  $F_c$  será a somma das tensões elementares  $dp$  que se exercem nas áreas elementares de largura  $b$  e altura  $dz$ .

Chamando  $\varphi_1$  e  $\varphi_2$  os ângulos  $\angle AOZ$  e  $\angle ZOB$ , temos:

$$b = (l\varphi_1 + l\varphi_2) z$$

$$da = b \cdot dz = (l\varphi_1 + l\varphi_2) z \cdot dz = \alpha \cdot z \cdot dz$$

pondo:

$$\alpha = l\varphi_1 + l\varphi_2$$

Admitindo a hypothese de Bernoulli, teremos para cada valor de  $z$  uma tensão unitária:

$$t = \sigma_c \cdot \frac{x - z}{x}$$

e tensões elementares:

$$dp = t \cdot da = \sigma_c \cdot \frac{x - z}{x} \cdot \alpha \cdot z \cdot dz$$

O momento resistente correspondente será:

$$(2) \quad dm = (h - z) dp = (h - z) \sigma_c \cdot \frac{x - z}{x} \cdot \alpha \cdot z \cdot dz$$

FILEXÃO SIMPLES  
Peças de secção triangular na zona de compressão

FORMULAS

$$\alpha = l\varphi_1 + l\varphi_2 \quad x = k \cdot h$$

$$h = \xi_1 \cdot \sqrt{\frac{M}{\alpha}} \quad S_y = \xi_2 \cdot \frac{M}{h}$$

Taboelas "Cimento Armado", Taboella n. 20

| $\sigma_c$ | $k$   | $\xi_1$ | $\xi_2$  |
|------------|-------|---------|----------|
| 20         | 0,200 | 2,027   | 0,000926 |
| 21         | 0,208 | 1,946   | 0,000930 |
| 22         | 0,216 | 1,871   | 0,000934 |
| 23         | 0,223 | 1,808   | 0,000938 |
| 24         | 0,231 | 1,744   | 0,000942 |
| 25         | 0,238 | 1,688   | 0,000946 |
| 26         | 0,245 | 1,636   | 0,000950 |
| 27         | 0,252 | 1,592   | 0,000954 |
| 28         | 0,259 | 1,545   | 0,000958 |
| 29         | 0,266 | 1,500   | 0,000962 |
| 30         | 0,273 | 1,460   | 0,000965 |
| 31         | 0,279 | 1,424   | 0,000969 |
| 32         | 0,286 | 1,388   | 0,000972 |
| 33         | 0,292 | 1,357   | 0,000976 |
| 34         | 0,298 | 1,327   | 0,000980 |
| 35         | 0,304 | 1,297   | 0,000983 |
| 36         | 0,310 | 1,271   | 0,000986 |
| 37         | 0,316 | 1,245   | 0,000990 |
| 38         | 0,322 | 1,220   | 0,000993 |
| 39         | 0,328 | 1,196   | 0,000997 |
| 40         | 0,333 | 1,175   | 0,001000 |
| 41         | 0,339 | 1,153   | 0,001003 |
| 42         | 0,345 | 1,132   | 0,001007 |
| 43         | 0,350 | 1,114   | 0,001010 |
| 44         | 0,355 | 1,096   | 0,001013 |
| 45         | 0,360 | 1,078   | 0,001016 |
| 46         | 0,365 | 1,062   | 0,001019 |
| 47         | 0,370 | 1,046   | 0,001022 |
| 48         | 0,375 | 1,031   | 0,001026 |
| 49         | 0,380 | 1,015   | 0,001029 |
| 50         | 0,385 | 1,000   | 0,001032 |
| 51         | 0,389 | 0,988   | 0,001035 |
| 52         | 0,394 | 0,975   | 0,001038 |
| 53         | 0,398 | 0,963   | 0,001041 |
| 54         | 0,403 | 0,951   | 0,001044 |
| 55         | 0,407 | 0,939   | 0,001047 |
| 56         | 0,412 | 0,926   | 0,001050 |
| 57         | 0,416 | 0,916   | 0,001052 |
| 58         | 0,420 | 0,905   | 0,001055 |
| 59         | 0,425 | 0,894   | 0,001058 |
| 60         | 0,429 | 0,884   | 0,001061 |

NOTA — De acordo com o Regulamento da Associação Brasileira de Concreto, de 3 de Julho de 1931, a taboella acima é somente valida até  $\sigma_s = 50 \text{ Kg/cm}^2$ .

e o momento total:

$$(3) \quad M = F_c \left( h - \frac{x}{2} \right) = \int_0^x n \, dn$$

Fixados a priori  $\sigma_c$  e  $\sigma_s$ , conhecida relação nos dará  $x$  em função de  $h$ :

$$(4) \quad x = \frac{n \cdot \sigma_c}{n \cdot \sigma_c + \sigma_j} \cdot h = k \cdot h$$

Introduzindo (2) e (4) em (3), vem:

$$M = \frac{\alpha \cdot \sigma_c}{k \cdot h} \int_0^{kh} (h - z) (kh - z) z \cdot dz$$

Effectuando os productos e desenvolvendo:

$$M = \frac{\alpha \cdot \sigma_c}{k \cdot h} \left[ \int_0^{kh} k \cdot h^2 \cdot z \cdot dz - \int_0^{kh} h \cdot z^2 \cdot dz - \int_0^{kh} k \cdot h \cdot z^2 \cdot dz + \int_0^{kh} z^3 \cdot dz \right]$$

e integrando:

$$M = \alpha \cdot \sigma_c \cdot \frac{k^2}{6} \left( 1 - \frac{k}{2} \right) h^3$$

Donde se tira:

$$h = \sqrt[3]{\frac{M}{\alpha \cdot \sigma_c \cdot \frac{k^2}{6} \left( 1 - \frac{k}{2} \right)}}$$

ou ainda:

$$h = \sqrt[3]{\frac{6}{\alpha \cdot \sigma_c \cdot k^2 \left( 1 - \frac{k}{2} \right)}} \cdot \sqrt[3]{\frac{M}{\alpha}} = \xi_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{M}{\alpha}}$$

sendo que  $\xi_1$  depende apenas das sollicitações limite admissíveis  $\sigma_j$  e  $\sigma_c$  e do coeficiente  $n$  geralmente tomado igual a 15.  
Determinado  $h$ , torna-se facil calcular a armadura de tração. Com eto, escrevamos que as resultantes de tração e de compressão são iguais:



$$\frac{\alpha \cdot \sigma_c}{kh} \int_0^{kh} (kh-z) \cdot z \cdot dz = \sigma_j \cdot S_j \cdot$$

e integrando vem:

$$\sigma_j \cdot S_j = \alpha \cdot \sigma_c \cdot \frac{k^2 h^2}{6}$$

Donde:

$$S_j = \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_j} \cdot \frac{k^2 h^2}{6}$$

Para comodidade das aplicações, parece-nos porém preferível dar  $S_j$  em função do momento,  $M$ . Para isto, mostramos em primeiro lugar que o ponto de aplicação de  $F_c$  está situado a uma distância  $\bar{x}$  do eixo neutro. Conhecida formula da Estática

aplicada com relação a este eixo nós dá:

$$\alpha \cdot \sigma_c \cdot \int_0^x (x-z) \frac{x-z}{x} \cdot z \cdot dz$$

$$\alpha \cdot \sigma_c \cdot \int_0^x \frac{x-z}{x} \cdot z \cdot dz$$

$$= \frac{\int_0^x (x-z)^2 \cdot z \cdot dz}{\int_0^x (x-z) \cdot z \cdot dz}$$

Desenvolvendo e integrando obtemos:

$$\frac{x^4 \left( \frac{1}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{4} \right)}{x^3 \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right)} = \frac{x}{2}$$

Conhecido este valor e partindo de (1) temos:

$$S_j = \frac{F_c}{\sigma_j} = \frac{M}{\sigma_j \left( h - \frac{x}{2} \right)}$$

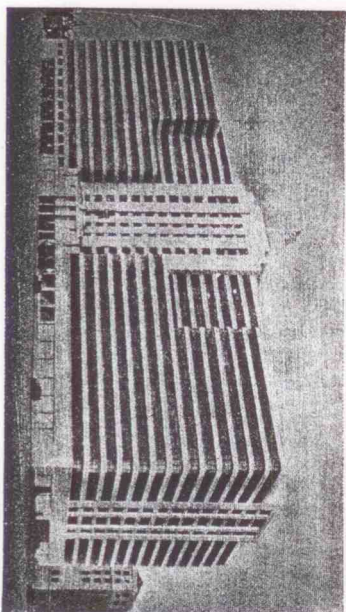
Introduzindo (3) vem finalmente:

$$S_j = \frac{M}{\sigma_j \cdot h \left( 1 - \frac{k}{2} \right)} = \frac{1}{\sigma_j \left( 1 - \frac{k}{2} \right)} \cdot \frac{M}{h}$$

$$= \xi_2 \cdot \frac{M}{h}$$

Vê-se pois que  $\xi_1$  e  $\xi_2$  dependem apenas das solicitações: limite admissíveis  $\sigma_c$  e  $\sigma_j$ . Damos anexo uma tabela calculada para  $\sigma_j = 1200 \text{ Kg/cm}^2$  e com a qual se poderá facilmente determinar ou verificar as seções duma peça.

## Nova "Terminal" de Carga para Nova-York



A construção custará 6.500.000 dólares (cerca de 100 mil contos) e será a maior estrutura no genero já construída. Será construída na parte Oeste de Nova York para a E. F. Lehigh Valley. Como se vê na figura, o prédio é todo construído de vidro, sendo as paredes externas suportadas por consoles partindo de colunas internas, as quais se acham bastante recuadas para completar o efeito de paredes de vidro. Será construída quasi que exclusivamente em concreto armado.

SEÇÃO: ASS. BRAS. DE CONCRETO.

## Regulamento em Concreto



para as Construções Armado

Sessões da A. T. - Pareceres das Comissões

1.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 31 de Janeiro — Presidência Furtado Simar.

Entrou em primeira discussão a Seção I — Apresentação dos projetos. Notícia: Depois de breves debates em que tomaram parte os engenheiros Franz Kaindl, M. Jutta, Ernesto Blanz, H. Menescal, Penna Chaves, Furtado Simar, e Jorge Burlamaqui, foi encerrada a discussão e designada pelo Presidente a Comissão abaixo, para receber emendas e dar parecer, de acordo com as "Normas" aprovadas para a discussão do Regulamento.

Comissão:

Jorge Burlamaqui  
H. Menescal e  
E. Blanz.

2.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 4 de Fevereiro — Presidência Furtado Simar.

Entrou em primeira discussão a 1.ª Parte da Seção II — Cálculo das forças internas solicitantes — (Elasticidade e Hiperelasticidade). Após alguns debates em que tomaram parte os engenheiros Von Raumer, Furtado Simar, M. Jutta, Henrique de Novaes, Penna Chaves, Leopold Wolfner, H. Menescal, H. Schroeder, Franz Kaindl e Oliveira Lima, foi encerrada a discussão e designada a seguinte Comissão para os fins de direito:

H. Schroeder;  
H. Menescal;  
Franz Kaindl;

3.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 11 de Fevereiro — Presidência Furtado Simar.

Foi lida a 2.ª Parte da Seção II — Cálculo das forças internas solicitantes. (Elasticidade e Hiperelasticidade). Terminada a leitura foi a mesma submetida a discussão tendo usado da palavra os engenheiros H. Schroeder, H. Menescal, Furtado Simar, Leopold Wolfner, Paulo Magalhães, Franz Kaindl, Oliveira Lima, Rego Monteiro, e Penna Chaves. Encerrada a discussão foi a 2.ª Parte remetida à Comissão encarregada da 1.ª Parte, e nomeada na ultima sessão.

4.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 20 de Fevereiro — Presidência Furtado Simar.

Procedeu-se à leitura da 3.ª Seção — Forças internas resistentes, após a qual entrou a mesma em 1.ª discussão. Usaram da palavra os engenheiros Oliveira Carto, Rego Monteiro, H. Schroeder, Leopold Wolfner, Manoel Leão, Franz Kaindl, Furtado Simar e H. Menescal. Encerrada a discussão, foi

designada pelo Presidente, para sobre ella dar parecer, a seguinte Comissão:

Oliveira Carto  
Von Raumer e  
Rego Monteiro.

5.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 24 de Fevereiro — Presidência Furtado Simar.

Procedeu-se à leitura da Seção IV — Detalhes e principalmente a serem observados na concepção dos projetos e na execução das obras. Entrando imediatamente a mesma em 1.ª discussão, usaram da palavra os engenheiros H. Menescal, Leopold Wolfner, Furtado Simar, Franz Kaindl, Penna Chaves, Mario Cabral, H. Schroeder, e Oliveira Lima. Terminada a discussão foi designada pelo Presidente para os fins de direito a Comissão seguinte:

Mario Cabral  
Oliveira Lima e  
Leopold Wolfner.

6.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 27 de Fevereiro — Presidência Furtado Simar.

Entrou em primeira discussão a 1.ª Parte da Seção V — Materiais — Douçagens — Resistência — Execução das Obras. Usaram da palavra os engenheiros M. Jutta, J. Schilling, H. Schroeder, Penna Chaves, Leopold Wolfner, Furtado Simar e H. Menescal. Terminada a discussão foi designada a seguinte comissão para os fins de direito:

Leopold Wolfner  
Penna Chaves e  
M. Jutta.

7.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 3 de Março — Presidência Furtado Simar.

Procedeu-se a leitura do Parecer abaixo:

PARECER SOBRE A SEÇÃO I DA PROPOSTA DE REGULAMENTO PARA AS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO

Apresentado pela Comissão designada na 1.ª Assembleia técnica, realizada em 31 de Janeiro de 1931.

Ilmo. Sr. Presidente da Assembleia Técnica, A comissão abaixo assignada, especialmente designada para apresentar parecer sobre a Seção I da Proposta de Regulamento para as construc-



ções em concreto armado, passa às vossas mãos o resultado de seus trabalhos.

Terminado o prazo para a apresentação de emendas, fixado para 24 de fevereiro por decisão da 3.ª Assembleia Técnica de 11 daquele mês, recebeu esta comissão apenas uma emenda, enviada pela Companhia Construtora Nacional S. A., em carta datada de 10 do mês próximo findo.

Sugere a dita Cia. Construtora:

— 1) "que talvez não seja na prática viável exigir-se, ao ser requerida a licença, os desenhos estruturais completos de toda a obra, principalmente quando se tratar de grandes edifícios, cuja concepção seria demorada e exigiria também um prazo excessivo para o seu exame pelas autoridades, retardando em demasia o processo de licença."

— 2) que lhe parece "não haver razão para ser exigida a medição total da estrutura, a qual é simples consequência do cálculo, havendo por outro lado o inconveniente de ordem comercial em serem estes dados facilmente postos ao alcance de qualquer um."

Cumpre-nos primeiramente salientar que o escopo do Regulamento na sua Secção I é definir o que se deve considerar, entre especialistas em concreto armado, como um projecto estrutural completo e facilmente inteligível, afim de que possa o mesmo ser analisado e julgado por autoridades, fiscaes, etc.

A nosso ver portanto, compete às repartições fiscalisadoras, de accordo com as suas possibilidades technicas e materias, exigir ou não que o projecto completo (como definido da Secção I) lhe seja fornecido de uma só vez ou dentro de um certo prazo. O primeiro item da emenda da Cia. Construtora resume-se no seguinte: — com o pedido de licença o requerente fornecerá a repartição competente todos os elementos do projecto, menos os desenhos de armação que actuem entregues durante o andamento da obra.

Razovel como é este item da emenda, propõe esta comissão que seja o mesmo tomado em consideração pela Assembleia, com a seguinte variante:

Com o pedido de licença serão exigidos os desenhos de armação.

1) completos, quando se tratar de estruturas cujo volume de concreto seja inferior a 50 m<sup>3</sup>;

2) parciais, quando a estrutura apresentar uma cubagem de concreto superior a 50 m<sup>3</sup>.

a) No caso de edificios, serão fornecidos pelo requerente, com o pedido de licença os desenhos de armação completos das fundações e do 1.º tecto (1.º piso em concreto armado). Os desenhos referentes às outras partes da obra deverão ser entregues à repartição fiscalisadora, com uma antecedência de dez dias. Passado este prazo, serão os mesmos considerados aprovados, caso a repartição não se tenha manifestado a respeito.

b) Tratando-se de construções outras que edificios, fornecerá o requerente, com o pedido de licença, os desenhos de armação das fundações e de um dos principais elementos portantes da estrutura.

Esta comissão, a título de contribuição da A. B. C. para a boa orientação dos regulamentos de fiscalização, propõe seja o teor da emenda acima encaminhado a todas as repartições que nos sollicitarem o Regulamento ora em discussão.

Referindo-nos agora ao segundo item da emenda, somos de opinião que se cancele o item (e), art. 3 da Secção I da Proposta de Regulamento, não só-

mente pelo inconveniente de ordem commercial, apontado pela autora da emenda, como por julgar-mos que tal dispositivo viria contribuir para uma burocratização estandarizada da fiscalização, acarretando assim um impêcho à evolução natural da technica estrutural do concreto armado.

Quanto ao restante da Secção I da Proposta, opina esta Comissão pela sua aprovação, salvo no que concerne às notações do art. 5, em que sugerimos as seguintes alterações:

V = reacção vertical de apoio (em tons)

C = esforço cortante (em tons)

F<sub>v</sub> = força do vento (em tons)

J<sub>v</sub> = " " (em tons m<sup>2</sup>)

Rio de Janeiro, 2 de Março de 1931.

Humberto Menescal  
pela Comp. Const. Nac. H. Schroder  
Jorge Burlamaqui.

Entrando o mesmo immediatamente em discussão, usaram da palavra os engenheiros H. Schroder, Furtado Simas, Franz Kaindl, M. Lucia, Penna Chaves, Sobral Moraes, H. Menescal e Leipzig Wolfner, tendo sido aprovado, com uma emenda.

## 8.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 6 de Março — Presidência Furtado Simas.

Procedeu-se à leitura da 2.ª Parte da Secção V. — Materiaes — Douçura — Reutilização — Excepção das obras, finda a qual, o Presidente declarou aberta a 1.ª discussão.

Usaram da palavra os engenheiros Oliveira Lima, M. Lucia, J. Burlamaqui, Franz Kaindl, H. Menescal, F. Penna Chaves e J. Furtado Simas.

Após varios esclarecimentos prestados pelo autor da proposta, foi declarada encerrada a 1.ª discussão dessa parte da Secção V, ficando o estudo da mesma a cargo da comissão designada na sessão anterior.

## 9.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 13 de Março — Presidência Furtado Simas.

No expediente foi lido um officio sob o n.º 7, da Comissão do Plano de Remodelação da Cidade, cujo teor foi publicado na pag. 27 do n.º de Julho desta revista.

Abertos os debates em torno da melhor maneira pela qual a A. B. C. deveria corresponder aos desejos expressos no officio acima, ficou resolvido ainda o mesmo respondido dando conhecimento do andamento da discussão do Regulamento, e que seria elle enviado a referida Comissão logo que ultimado.

## 10.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 1.º de Abril — Presidência Furtado Simas.

Foi lido o parecer apresentado pela Comissão incumbida do estudo da Secção IV, e cujas conclusões são as seguintes:

## PARECER SOBRE A SECÇÃO IV DA PROPOSTA DE REGULAMENTO PARA AS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO

Sr. Presidente da Assembleia Técnica.

A comissão abaixo assignada, designada especialmente para dar parecer sobre a Secção IV da Proposta de Regulamento ora em discussão, passa às vossas mãos os resultados de seus trabalhos.

Examinado o teor da referida proposta, é esta comissão de parecer sejam feitas as seguintes alterações:

§ 1 - 2 b — Acrescente-se:

Pilastres secundarios com a secção minima indicada no § 9, 1 e com a carga maxima de 5T, o diametro minimo dos ferros poderá ser de 3/8."

§ 2 - 3 — Passe a ser:

Na impossibilidade de manter a separação indicada no artigo precedente, poderá se tolerar um espaço de 12 m/m quando os ferros a empregar tiverem diametro inferior a 20 m/m. Neste caso deve se revestir os ferros, por occasião da concretagem, com uma argamassa rica de cimento.

O § 2 - 3 da "Proposta" é:

Na impossibilidade de manter a separação indicada no artigo precedente, deverá revestir os ferros, por occasião da concretagem, com uma argamassa rica de cimento.

§ 1 - 2 a — Acrescente-se

Quando a armação ficar estendida sobre terreno, (fundações), a cobertura deve ser no minimo de 5 cm (Exceptuando-se rocha); ou então deverá, ser collocada uma camada de concreto magro, cuja espessura não poderá ser contada na altura útil.

§ 9 - x — passa a ser:

O lado minimo dos pilares rectangulares será de 22 cm. Exceptionalmente no caso em que não interveha a flambagem, será admitida a medida minima de 20 cm.

O § 9 da "Proposta" é o seguinte:

## § 9 — DIMENSÕES MINIMAS PARA OS PILARES.

1. Os pilares simples terão uma secção transversal minima de 22 x 22 cm. Exceptionalmente, no caso em que não interveha a flambagem, será admitida uma secção de 20 x 20 cm.

2. Os pilares treçados terão para o nucleo do concreto um diametro minimo de 25 cm.

3. Constituem excepção aos artigos 1 e 2 deste paragrafo, os pilares que supportam lajes sem vigas (plattdecken). Estes terão uma secção transversal tal que cada dimensão seja no minimo igual a 1/20 do vão l medido entre eixos de columnas na mesma direcção, ou a 1/15 do pé direito do edificio, sem todavia poder ser inferior a 30 cm.

§ 10 - 1 — Passe a ser:

tanto para as vigas rectangulares como para as vigas em T, a altura útil minima deverá ser igual a 1/20 do vão. Quando a altura útil de uma viga, ultrapassar a 1/16 do vão, deverá se verificar a flexão, a qual não poderá ser maior de 1/500 em edificios e 1/1000 em pontes.

O § 10 da "Proposta" é o seguinte:

## § 10 — DIMENSÕES MINIMAS PARA AS VIGAS

1. — Tanto para as vigas rectangulares como para as vigas em T, a altura útil minima deverá ser igual a 1/20 do vão.

2. — A largura b das vigas rectangulares, ou b de nervura das vigas em T, será no minimo: de 10 cm. em edificios e 15 cm. em pontes.

§ 11 - 1 — Acrescente-se:

As lajes que constituem forros e que sejam isentos de qualquer sobrecarga terão uma espessura minima de 4 cm.

Ass: Leipzig Wolfner,  
Oliveira Lima, e  
Mario Cabral.

Após justificação verbal, feita pelo relator da Comissão, entrou o parecer em discussão, da qual tomaram parte os engenheiros H. Menescal, Penna Chaves, F. Burlamaqui, Furtado Simas, Leipzig Wolfner, Nelson Wernick, A. Fortes, e M. Lucia, foi aprovado o parecer mediante as seguintes alterações:

— a redacção do artigo 2 do § 2 passar a ser:

Nas vigas o espaçamento entre os ferros longitudinaes deve ser no minimo igual ao diametro dos mesmos e nunca inferior a 12 m/m ou 1/5."

— O art. 3 do § 2 foi suprimido.

## 11.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 17 de Abril — Presidência Furtado Simas.

No expediente foi lida uma comunicação do Eng.º H. Schroder sobre experiencias recentes realizadas na Suíça sobre laje chala, o que lhe pareceu de interesse, afim de orientar a discussão da Secção II do Regulamento. Anexava um exemplar da revista Schweizerische Bauzeitung com o relatório do laboratório federal de Zurich — M. Roe, cujo resumo foi feito verbalmente pelo Eng.º Leipzig Wolfner, e depois o assumpto ficou indicado o Eng.º Von Kaimser para resumir as conclusões e encaminhá-las a comissão encarregada do Parecer sobre a Secção supra-citada.

## 12.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 24 de Abril — Presidência Furtado Simas.

Foi lido o Parecer referente a Secção III do Regulamento.

Teor do parecer:

## PARECER SOBRE A SECÇÃO III DA PROPOSTA DE REGULAMENTO PARA AS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO

Sr. Presidente da Assembleia Técnica.

A comissão abaixo assignada, designada especialmente para dar parecer sobre a Secção III da Proposta de regulamento ora em discussão, passa às vossas mãos os resultados de seus trabalhos. Examinado o teor da referida proposta, é esta comissão de parecer sejam feitas as seguintes alterações:

Substitua-se o § 5 pelo seguinte:

§ 5 — A relação entre os coeficientes de elasticidade do ferro e do concreto, (n) variará de accordo com a qualidade do primeiro, isto é, com as taxas de trabalho para elles permitidas, a saber:

a) 15 para as taxas de trabalho do concreto até 50 kilos por cm<sup>2</sup>;

b) 10 para as taxas de trabalho do concreto superiores a 50 kilos por cm<sup>2</sup>;

O § 5.º da Proposta é o seguinte:



§ 5 — A relação entre os coeficientes de elasticidade do ferro e do concreto, ( $\eta$ ) variará de acordo com a qualidade do primário, isto é, com as taxas de trabalho para elle permitidas, em relação ao ferro considerado constante com E=2.100.000 kgs./cm<sup>2</sup>. a saber:

- a) — 15 para taxa de cem, elo entre 110 e 160 kgs./cm<sup>2</sup> (28 dias)
- b) — 12 para taxa de concreto entre 160 e 240; (28 dias)
- c) — 10 para taxa de concreto entre 240 e 360; (28 dias)
- d) — 8 para taxa de concreto além de 360; (28 dias)

Ficase o § 6 anteceder ao § 5.

No § 7 supprimam-se as palavras:

Não obstante, urge ter sempre em mente os princípios do § seguinte, os quais, em casos excepcionaes, devem ser considerados, para uma melhor distribuição de ferragens, e, sobretudo, serem comprehendidas as variações que certas modalidades de dimensões exteriores da peça, embora isoladas, fazem alterar.

Suprimam-se os § § 8 e 9.

Os § § 8 e 9 da proposta são:

§ 8 — De principio, a que se refere o paragrapho precedente, são os seguintes:

- 1.º) Os esforços reais no interior duma viga são os esforços principais propriamente ditos e os esforços principais cisalhantes.
- 2.º) Não basta, em certos casos, conhecer só as trajetórias dessas esforços, é preciso v' além e pesquisar a intensidade dessas esforços nos varios pontos da viga — o que se obtém pela contemplação do tracado das CURVAS ISOCHRONO-MATICAS;
- 3.º) Por outro lado, urge reconhecer que nos casos mais correntes, as propriedades, actuaes referidas, variam com —  $\eta$ , o que é fácil ser concluido pelas CURVAS ISOLINICAS;
- 4.º) Não esquecer que as hypoteses basicas (§ § ) do estudo da flexão corrente (Hook - Bernoulli, Navier) já comparadas com a theoria, mais satisfactoria, de esforços de Mury se apresentam divergentes;
- 5.º) Que os esforços calculados pelos processos precedentes só são aproveitaveis, longe dos pontos de applicação das cargas, moventes quando ellas são isoladas, originando confusão local, pela alteração da regularidade do modo de distribuição dos esforços o que é de importância para armazéns locais, em torno dos nucleos comprimentos, etc.

§ 9 — Como simplificação para os casos correntes, preceze este Regulamento a possibilidade de serem calculados os esforços propriamente ditos, após estar a peça convenientemente armada para a flexão simples. Esta grande simplificação, tão jáda quanto possa parecer e de facto o é, surge como unico remédio no estado actual para o calculo das vigas, pelo que somente por este motivo se justifica.

No § 12 substituíam-se as palavras "todo o" que precedem "esforço cortante" por "metade do"

No § 16 acresce-se: onde

$$\mu = \frac{f_c}{b h}$$

No § 17 acresce-se: onde

$$\mu' = \frac{f_c'}{b h}$$

No § 20 substitua-se a formula pela seguinte:

$$\tau_o = \frac{Q \pm T}{b_o z} \frac{7}{8} \frac{1}{l} \frac{1}{\alpha}$$

onde o signal (+) será empregado no caso em que a secção cresce no sentido inverso do momento e o signal (—) no mesmo sentido do momento.

No § 22 acresce-se depois de "flexão" o seguinte:

sendo que em caso algum esse valor poderá ultrapassar para o concreto commun (14) kilos por cm<sup>2</sup>. e (15) kilos por cm<sup>2</sup>. para o concreto de alta resistencia.

Substitua-se o § 23 pelo seguinte:

§ — Qualquer peça de concreto em que o valor de  $\tau_o$  seja inferior a 1/10 da taxa de flexão simples e em qualquer caso nunca superior a 6 kilos por cm<sup>2</sup>, está isenta de qualquer armazão transversal e posterior verificação nos calculos, quanto a resistencia ao cisalhamento.

O § 23 da "Proposta" é o seguinte:

§ 23 — Qualquer peça de concreto de  $W_{28}$  entre 110 e 160 kgs/cm<sup>2</sup>, cujo  $\tau_o$  fique aquem de 4 kgs/cm<sup>2</sup>, ou com concreto de  $W_{28}$  = 240 kgs/cm<sup>2</sup> ou mais, que fique aquem de 5,2 kgs/cm<sup>2</sup>, ou ainda entre os limites actuaes de  $W_{28}$ , com valores de  $\tau_o$ , quem das correspondentemente interpolados linearmente, — está isenta de qualquer armazão transversal e posterior verificação nos calculos, quanto a resistencia ao cisalhamento.

No § 25 acresce-se-se depois das palavras "complemento da viga" o seguinte:

onde o valor de  $\tau_o$  ultrapassar 4 kilos por cm<sup>2</sup>. Nos § § 29 e 30 substitua-se "1/15" por "1/10". No § 27 substituíam-se as palavras "mínimo de 20.º" pelas seguintes: comprehendido entre 35.º e 60.º.

Ass: Rudolf von Raumer;  
Rego Monteiro.

Entrando o mesmo immediatamente em discussão usaram da palavra os Engenheiros H. Mercier, Rego Monteiro, Penna Chaves, Franz Kaindl, M. Jutta, Leipnik Wolner, Von Raumer e Furtado Simas. Foi o mesmo aprovado com algumas modificações.

13.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 8 de Maio — Presidencia Furtado Simas.

Foi lido o Parecer abaixo sobre a Secção V do Regulamento.

PARECER SOBRE A SECÇÃO V DA PROPOSTA DO REGULAMENTO PARA AS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO

Sr. Presidente da Assembleia Technica.

Desobrigando-se da tarefa que lhe foi imposta de estudar a V Secção da Proposta do Regulamento, a Comissão abaixo assignada, tem a honra de pas-

sat as vossas mãos as modificações que julgar dever sugerir.

#### 1.º) Capitulo I

§ 1, alinea 3 — acresce-se: excepto em casos de impermeabilização.

Alinea 5 — Substituir por: Durante a execução da obra, deverá o responsável pela mesma proceder, n'uma barreira para cada r'upo de 200, aos ensaios de impermeabilidade do volume com o aparelho de Le Chatelier e de normalidade da pega com a agulha de Vicat.

O § 5 da "Proposta" é o seguinte:

5 — Durante a execução da obra, deverá o responsável pela mesma verificar constantemente, por ensaios feitos no local, a invariabilidade do volume com o aparelho de Le Chatelier e a normalidade da pega com a agulha de Vicat.

§ 2 — Alinea 6 — dividir esta alinea em duas partes:

São consideradas impurezas ou elementos nocivos:

a) — Argila, que quando não adherente aos grãos e estiver uniformemente distribuida será tolerada até uma percentagem de 3.º;

b) — Materiaes organicos, carvão e sías em quantidade superior a 1.º.

#### 2.º) Capitulo II

§ 1 — Alinea 1 — Substituir por: Para os effeitos deste regulamento, entender-se-ha por dosagem arbitraria, a que for feita sem levar em conta a percentagem de agua e a granulacão do agregado.

A alinea 1 do § 1 da "Proposta" é o seguinte:

1 — Para os effeitos desta regulamento, entender-se-ha por dosagem arbitraria o methodo de proceder á composicão dos concretos sem realisar ensaios de resistencia sobre corpos de provas, preparados previamente ou colhidos na obra durante a execução da mesma.

#### Capitulo III

Alinea 3 — Acresce-se: Em geral.

§ 2.º — Acresce-se: uma alinea com o seguinte teor:

8 — A resistencia a 28 dias poderá ser calculada pela formula;

$$R_{28} = R_7 + 8\sqrt{R_7}$$

onde  $R_7$  e  $R_{28}$  = resistências aos 7 d. e 28 d.

#### Capitulo IV

§ 4 — alinea 7 — Reduzir as dimensões mínimas a 5 x 5 cm.

Capitulo, 3 — § 1 — alinea 2 —: Augmentar o acrescimo da taxa de: 5 para 10 kgs/cm<sup>2</sup>.

Rio de Janeiro, 8 de Maio de 1931.

Ass: Feliciano Penna Chaves.

J. Mauricio da Jutta.

Leipnik Wolner.

Usaram da palavra os engenheiros Jorge Burlamaqui, Penna Chaves, Nelson Wernke, M. Jutta, Paulo Maynard, Franz Kaindl, H. Schroeder, Furtado Simas, Sobral Moraes, Leipnik Wolner e H. Mercier.

Sendo em seguida aprovado o mesmo, mediante algumas modificações.

14.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.  
Em 11 de Maio — Presidencia Furtado Simas.

Entrou em discussão o Parecer abaixo apresentado sobre a Secção II do Regulamento.

PARECER SOBRE A SECÇÃO II DA PROPOSTA DE REGULAMENTO PARA AS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO.

Exmo. Sr. Presidente da Assembleia Technica.

A commissão abaixo assignada, especialmente designada para dar parecer sobre a Secção II da Proposta de Regulamento ora em discussao nessa Assembleia, passa ás vossas mãos o resultado de seus trabalhos.

Examinando o teor da referida Proposta, é esta commissão de parecer que nella se façam as seguintes alterações:

a) — Substituir o § 1 pelos seguintes:

§ 1 — Para cada peça da estrutura, em todos os pontos de esforços maximos, ficará provado claramente pelo projectante serem as forças internas solicitantes inferiores ás forças internas resistentes prescritas pela Secção V do presente Regulamento.

§ 1.º — Quando se tratar de estruturas importantes (pisos e coberturas de vãos superiores a 12,00 m. ou com sobrecargas que ultrapassam 500 kg/m<sup>2</sup>, pontes em vias rectas, em quadro ou em arco, cupulas, cascas cylindricas, etc) deverá o projectista indicar os tracados das 2 curvas de sollicitação e resistencia.

O § 1 da "Proposta" é o seguinte:

§ 1 — Em todos os pontos da estrutura ficará provado pelo projectante, serem as forças internas resistentes, inferiores ás forças internas solicitantes, e indicados claramente, quanto possível, os tracados das 2 curvas de sollicitação e resistencia.

b) — Substituir o § 2 pelo seguinte:

§ 2 — O calculo das forças internas solicitantes far-se-á sempre admitindo a rigidez theorica, salvo os estudos preliminares baseados sobre a deformabilidade elastica do material, indispensavel ao calculo dos systemas hyperstaticos.

O § 2 da "Proposta" é o seguinte:

§ 2 — O calculo das forças internas solicitantes far-se-á sempre admitindo a rigidez theorica, salvo estudos preliminares para a bucca de elementos indispensaveis ao calculo do equilibrio, quando este for indeterminado pela Estatica Geral.

No caso em que não sejam necessarios aquelles estudos preliminares os systemas serão denominados de ISOSTATICOS. Sendo porém, mltiplex p'oxivel-o, no caso em que a Estatica Geral seja impotente para resolver o problema do equilibrio sem indeterminação reocor-rer-á a uma propriedade phisica do material do systema, a elasticidade, isto é, a DEFORMABILIDADE ELASTICA.

Nesse ultimo caso os systemas serão denominados de HYPERSTATICOS.

c) — Supprimir no § 3 a traducção verbal das formulas dos coeficientes de rigidez, visto como a notação da Secção I esclarece sufficientemente o assumpto.



Ainda no final do § 3 corrigir: "calculos com um J medio, no computo do qual intervirá uma meia com a seguinte largura:

Para lajes de dois lados:  $6d + b_0 + 2b_1$

Para lajes de um só lado:  $2,5d + b_0 + b_1$

Juntar croquis e fazer referencia nos §§ 22 e 23.

O final do § 3 da "Proposta", referido é:

No caso de vigas em T, continuas ou engastadas ainda é permitido serem feitos os calculos com um J medio, levando em conta neste caso a largura util seguinte:

Para lajes de 2 lados: 6 vezes a espessura da laje, mais a espessura da alma e mais os comprimentos dos voutes (§ 3)

Para lajes de 1 lado só: 2,5 vezes a espessura da laje, mais a espessura da alma e mais o comprimento do voute (§ 3).

O coeficiente do Poisson,  $\mu$ , deverá ser tomado igual a 6.

d) — Incluir o seguinte §:

§ 3- De uma maneira geral, salvo disposições expressas nos artigos seguintes desta Secção, o calculo dos sistemas hyperestaticos será resolvido pelas equações de coerência linear ou "equações geruas de elasticidade."

e) — No § 5:

Suprimir o segundo periodo:

Pelo exposto verifica-se que embora admita este Regulamento, em principio, a HYPERESTATICIDADE como procedida d uma indeterminação real a Estatica Geral—fica a vontade do calculista resolver a pelo processo mezanico, figurando como INCOGNITAS ELASTICAS (HYPERESTATICOS) agueres mecanicos, ou pelo processo geometrico, figurando como incognitas elasticas (alma aqui denominada por analogia de HYPERESTATICOS) dados geometricos.

f) — Substituir o teor do § 7 pelo seguinte:

No estabelecimento do problema, hyperestatico pelas equações, utilizar-se-á o seguinte symbolismo, apresentado schematicamente: (symbolismo indicado na Proposta).

O teor do § 7 da "Proposta" é o seguinte:

§ 7— E' obrigatorio o estabelecimento do problema hyperestatico pelas EQUACOES DE COHERENCIA LINEAR, ou EQUACOES DE ELASTICIDADE com o seguinte symbolismo, apresentado esquematicamente:

g) — No § 9:

Suprimir o segundo periodo:

Pelo exposto verifica-se, faz este Regulamento uma distincão precisa entre incognitas elasticas e hyperestaticas. Os hyperestaticos poderão ser não só as proprias incognitas elasticas, como também reacções entre ellas e ainda grupos dellas. Incognitas elasticas é o elemento indeterminado ante a Estatica Geral e objecto dos estudos preliminares (§ 3).

Para a resolução das Equações de Coherencia acenar-se-á Regulamento o processo denominado Algoritmus de Gauss, com as correspondentes verificações parciais, e quando se tratar de Equações Clapeyronianas pelo processo equanetico do rectangulo numerico de Leve.

h) — Incluir os seguintes §§:

§ 10— São considerados casos particulares do processo geral de que tratam os §§ 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, os methodos analyticos de Castigliano, Menabrea, etc. e os grapho-analyticos de Strassner, Suter, etc.

§ 10— Nos casos em que o systema hyperestatico considerado já se encontre resolvido em

livros e tabellas de responsabilidade, facultar este regulamento o emprego dos resultados que nelles figuram, sob a condição de terem sido aprovados pela repartição fiscalizadora.

§ 10b— Caso o projectista deseje utilizar resultados recentes ou pouco divulgados, consultará elle a repartição fiscalizadora, ponto a sua disposição a documentação indispensavel (livros, revistas, etc.) para que a mesma possa se pronunciar a respeito.

Como excepção ao disposto nos §§ anteriores, serão admitidos os calculos simplificados de que tratam os §§ seguintes desta Secção.

No § 13 alinea a, acrescentar uma vez a espessura da laje na largura de distribuição das cargas concentradas. E para fins de redacção final incluir croquis relativos a esta distribuição.

No final do § 13 alinea a, limitar o trecho de laje constituindo viga, em função da espessura da laje: 20 d, por exemplo.

No § 23, a redacção ficará esclarecida com a inclusão de um croquis e da seguinte formula:  $b = b_0 + v + d$

No § 31— Para efeito de redacção final collocar entre os §§ 4 e 9.

No § 32— Suprimir, visto como a influencia dos voutes está prevista no § 31 e implicitamente incluídos nos §§ 10 e 10a.

O § 32 da "Proposta" é o seguinte:

§ 32— Em vigas continuas de edificios conforme o § 3, poder-se-á quando os vouts forem eguaes utilizar nas Equações Clapeyronianas o coeficiente k da tabella ( ), na Equação:

$$X_b + k X_c + X_d = -\frac{l^2}{4}(q_1 + q_2)$$

em logar de 4.

n) — No § 35— Acrescentar após "natureza dos apoios": "nos lados oppostos."

o) — No § 39— Acompanhar com croquis. No § 46 alinea b, as formulas não coincidem com a redacção: a serem correctas aquellas deve-se alterar esta para: "Placa engastada em dois lados oppostos ( $l_x$ ) e apoiada nos dois outros ( $l_y$ )."

Fazer croquis para os casos II a V.

q) — No § 49— No segundo periodo terminar em "axial de uma reacção", acrescentando "calculada de accordo com o § 30."

As emendas acima propostas para os §§ 39 e 46 são apenas relativas á redacção. Tratando os §§ 38 a 48 da exposição de um methodo de calculo, opina esta commissão pela suppressão dos mesmos, por estimar que o Regulamento deve "limitar" e não "ensinar", e por estarem as condições em que é permitido o emprego do methodo de Marcus, sufficientemente esclarecido no § 37.

Rio de Janeiro, 11 de Maio de 1951.

A COMMISSÃO:

Franz Kaindl.

Hermann Schroeder.

Humberto Menescal.

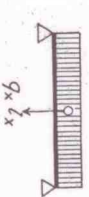
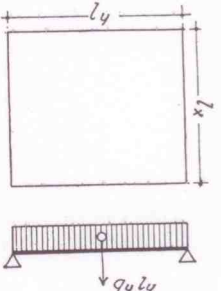
Os §§ 38 a 48 da "Proposta" são os seguintes:

§ 38— Para carga uniformemente distribuida, os qunhões que se consideram em cada

directão  $l_x$  e  $l_y$ , continuando a ser os mesmos do § 1 desta Secção.

§ 39— Momentos flectores maximos. O maximo dos momentos nas duas direcções serão dados pelas seguintes formulas casos II a):

a) Placa apoiada nos 4 lados: (Caso I)

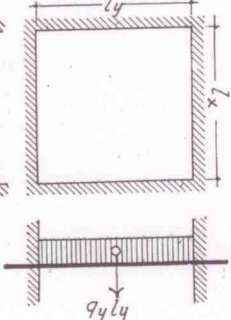


$$M_x = q_x \frac{l_x^2}{8} \nu_1$$

$$M_y = q_y \frac{l_y^2}{8} \nu_1$$

Onde:

b) Placa engastada nos 4 lados: (Caso VI)



$$M_x = q_x \frac{l_x^2}{24} \nu_1$$

$$M_y = q_y \frac{l_y^2}{24} \nu_1$$

Vãos

$$\nu_1 = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$M_x = -q_x \frac{l_x^2}{12}$$

$$M_y = -q_y \frac{l_y^2}{12}$$

§ 40— Variação dos momentos flectores. Ao longo de todo o lado menor o momento variará parabolicamente. (2.º grão). Ao longo do lado maior porém, consider-se-á uma semiparabola a partir do apoio até o ponto de intersecção, dos bicepizos dos angulos dos apoios, onde se verificará o maximo e entre estes 2 pontos, o momento será constante e igual a esse maximo que é o da formula (a), § 45.

§ 41— Momentos volventes maximos. Os momentos volventes nos cantos de uma placa apoiada nos quatro lados será calculada pela seguinte formula:

$$l_a = -\frac{\rho}{6} \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + l_y^4} \nu_1$$

Os momentos volventes maximos, correspondendo aos pontos dos momentos flectores nulos, numa laje engastada nos quatro lados será:

$$l_{xy \text{ max}} = -\frac{3\rho}{100} \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + l_y^4} \cdot \nu_1$$

§ 42— Variação dos momentos volventes. Levantando perpendicularmente a todos os pontos da placa e sobre ellas marcando uma mesma escala os valores dos momentos volventes nos respectivos pontos, é permitido assimilar a superficie assim encontrada, a uma piramide tendo para vertice os valores maximos do § 41. Essas piramides sempre de bases rectangulares, dividirão a placa em 4 partes. No primeiro caso extremo, a piramide tendo o vertice na perpendicular aos cantos, as faces sobre os lados apoiados serão triangulos rectangulares, etc.

§ 43— Momentos principaes maximos. Taes momentos poderão ser calculados por qualquer das 2 series de fórmulas:

$$1.a - (\text{estado elastico triplo}) : -$$

$$m_x = M_x \pm \frac{\sqrt{(M_x - M_y)^2 + l^2}}{2 l^2}$$

$$(a) \quad m_y = M_y \pm \frac{\sqrt{(M_y - M_x)^2 + l^2}}{2 l^2}$$

$$2.a - (\text{estado elastico duplo}) : -$$

$$(b) \quad \begin{cases} m_x = M_x \pm l \\ m_y = M_y \pm l \end{cases}$$

Na secção referida pelo § 3, levar-se-á em conta ou os 3 momentos  $M_x$  e  $M_y$  e  $l$  pelas fórmulas, (a), mais precisas do estado elastico triplo, ou somente 2, pelas fórmulas (b), para obtenção do principal maximo.

$$C = -2 l_a + \frac{Q}{3} \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + l_y^4} \cdot \nu_1$$

Onde

$$Q = q l_x l_y$$

§ 45— Todas as considerações acima applicam-se a qualquer placa cujo lado maior não vá além do duplo do menor. Quando o lado maior fiquer aquem da metade do maior

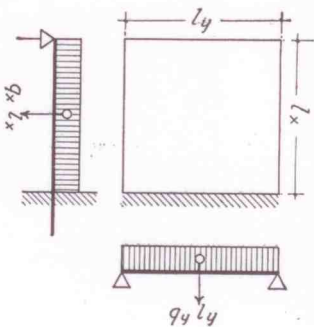


ainda assim é permitido aproveitar as vantagens proporcionadas pela introdução nos cálculos dos *momentos volantes*, procedendo-se então do seguinte modo: Divide-se a placa em 3 partes, duas quadradas nas extremidades do lado maior, de comprimentos iguais ao lado menor, e uma parte central de comprimento igual ao lado menor e largura igual a diferença entre o lado maior e o duplo do menor.

As 2 partes extremas podem ser calculadas para o *momento principal máximo*, como se fossem metade de uma placa com relação entre lados de 1:2. Na central não se considerará os *momentos volantes*.

§ 46—Para cada um dos casos intermediários de natureza de apoios entre os 1 e 6, (§ 39) empregar-se-ão as seguintes fórmulas:

a) Placa apoiada em 3 lados e engastada em um ( $l_y$ ) (Caso II):



*Momentos flectores máximos:*

$$M_x \max = \frac{9}{128} p_x l_x^2 v_{II}$$

$$M_y \max = \frac{1}{8} p_y l_y^2 v'_{II}$$

Onde:

$$v_{II} = 1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{2 l_x^4 + 5 l_y^4}$$

$$v'_{II} = 1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{2 l_x^4 + 5 l_y^4}$$

*Momentos volantes máximos:* (Cantos livres)

$$l_a = + \frac{p_x l_x^3}{2 l_x^4 + 5 l_y^4} (0,0985 + 0,2606 v_{II})$$

Vertices nos lados livres:

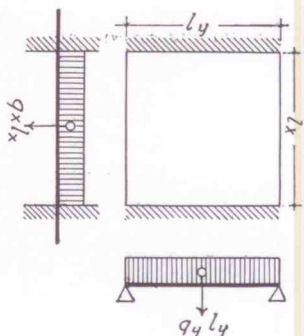
$$l_c = - \frac{p_x l_x^3 \cdot l_y^3}{2 l_x^4 + 5 l_y^4} (0,0803 + 0,2135 v_{II})$$

b) Placa apoiada em 2 lados opostos ( $l_x$ ) e engastada nos 2 outros ( $l_y$ ) (Caso III):

*Momentos flectores máximos:*

$$M_x \max = \frac{1}{24} p_x l_x^2 v_{III}$$

$$M_y \max = \frac{1}{8} p_y l_y^2 v'_{III}$$



Onde:

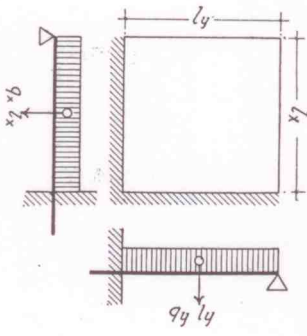
$$v_{III} = 1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5 l_y^4}$$

$$v'_{III} = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5 l_y^4}$$

*Momentos volantes máximos:* (4 pirâmides)

$$l = - \frac{p}{6} \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + 5 l_y^4} \cdot v_{III}$$

c) — Placa apoiada em 2 lados contíguos ( $l_x$  e  $l_y$ ) e engastada nos outros 2 ( $l_x$  e  $l_y$ ) (Caso IV):



*Momentos flectores máximos:*

$$M_x \max = \frac{9}{128} p_x l_x^2 v_{IV}$$

$$M_y \max = \frac{9}{128} p_y l_y^2 v_{IV}$$

Onde:

$$v_{IV} = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

*Momentos volantes máximos:* (Canto livre)

$$l_a = + \frac{5}{243} p \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + l_y^4} (1,064 + 2,815 \cdot v_{IV})$$

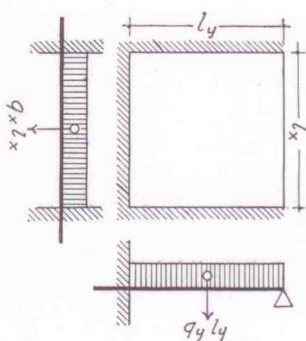
Vertice nos lados livres:

$$l_b = - \frac{5}{297} p \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + l_y^4} (1,064 + 2,815 \cdot v_{IV})$$

Vertice interior:

$$l_c = - \frac{5}{263} p \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 l_y^4} \times (1,064 + 2,815 v_{IV})$$

d) — Placa apoiada em um lado ( $l_x$ ) e engastada nos três restantes (Caso V):



*Momentos flectores máximos:*

$$M_x \max = \frac{1}{24} p_x l_x^2 v_V$$

$$M_y \max = \frac{9}{128} p_y l_y^2 v'_V$$

Onde:

$$v_V = 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 2 l_y^4}$$

$$v'_V = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 2 l_y^4}$$

*Momentos volantes máximos:* (Vertice no lado sem engaste)

$$l_c = \mp \frac{5}{36} p \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + 2 l_y^4} \cdot \frac{v_V}{1 + v_V}$$

Vertices centrais:

$$l_c = \pm \frac{5}{44} p \cdot \frac{l_x^3 l_y^3}{l_x^4 + 2 l_y^4} \cdot \frac{1 + v_V}{v_V}$$

§ 47—Pelo processo simplificado exposto, ainda é permitido considerar a continuidade de diversos vãos quadrados ou retangulares do seguinte modo:

a) Cada lado que se prolongue através o apoio, vencendo outro vão, será considerado como engastado para o efeito da aplicação dos *casos* enumerados nos §§ 6 e 13.

b) Ante a simplificação acima, considerar-se-á como distribuição de carga a mais

desfavorável, a que resulta da soma de dois efeitos, a saber:

Placa considerada nas condições de apoio

§§ 6 e 13 e carregada com  $g + \frac{p}{2}$ ;

1.º)

Placa simplesmente apoiada (Caso I) e carregada com  $\pm \frac{p}{2}$ .

2.º)

As condições do presente § estendem-se, quer para os *momentos flectores*, quer para os *momentos volantes*, neste último caso sendo também as alturas das pirâmides como a soma das 2 fornecidas pelos 2 casos de carregamento.

§ 48— Ainda é permitida uma última simplificação na relação entre os valores máximos dos momentos volantes. Assim Caso II:

$$l_c = \frac{9}{11} l_f$$

$l_f$  = altura dos vértices das pirâmides nos cantos livres;

$l_c$  = idem, idem, próximas ao lado engastado.

Caso IV:

$$l_c = \frac{9}{11} l_f$$

$$l_c = \frac{9}{11} l_c$$

$l_f$  = como acima;

$l_c$  = idem, idem, nas faces livres;

$l_c$  = idem, idem, próxima ao canto engastado.

Caso V:

$$l_c = \frac{9}{11} l_f$$

$l_f$  = altura dos vértices das pirâmides no lado da placa livre;

$l_c$  = idem, idem, próximas aos cantos engastados. (\*)

\*\*

Participaram da discussão do mesmo os engenheiros Nelson Werneck, Franz Kaindl, Hermann Schroeder, Furtado Simas, H. Menescal, Leopoldo Wolner, Jorge Burlamaqui e Penna Chaves. Terminada a qual foi o mesmo aprovado com modificações.

(\*) — As fórmulas acima referentes ao cálculo de lajes — Processo simplificado Markus — estão implicitamente incluídas no “Regulamento da A. B. C.”. O seu manuseio dicta nos escriptórios técnicos far-se-á com a máxima comodidade utilizando as “*Tabelas de Cimento Armado* n.ºs 3, 16 e 17 publicadas respectivamente no 1.º Vol. (Pág. 83 a 85) e no 3.º Vol. em publicação (Pág. 5 e 6) — numero de Julho. (Nota da Redacção)



## SEÇÃO: CONSTRUÇÕES DIVERSAS.

# Instalação Hidroelétrica "Dnieprostroj", no Dnieper

*Concluída em 1932 será então a maior do mundo*

O incremento que nestes últimos 10 anos vem tendo a construção de instalações hidroelétricas é em grande parte o resultado da luta econômica, entre os povos, que está caracterizando o século. E' preciso obter energia sempre e sempre mais barata; e, é sabido de todos, que a fonte hidráulica é a que supera todas as demais no particular.

Entre as ultimas grandes instalações hidroelétricas destaca-se a do rio Dnieper, que quando projectada e quando terminada no anno proximo (1932) será a maior do mundo.

Inicialmente cogitou-se, com o primeiro projecto, apenas da navegabilidade do Dnieper, a qual requeria a construção de importante barragem. As despesas porém superavam as possibilidades de remuneração do capital investido. Posteriormente com um novo projecto que continha uma instalação hidroelétrica annexa, ficou inteiramente resolvida a questão financeira. As obras foram atacadas em 1927 e espera-se a conclusão total no proximo anno—1932. O trecho navegavel do Dnieper, de sua parte media ao Mar Negro, é quebrada em pequenos trechos. Nesta zona intermediaria de cerca de 100 kms. existe uma queda de 38,0 m, onde está sendo localisada a barragem. Por outro lado, a navegabilidade através della, será assegurada pela construção de comportas.

As construcções constam de: grande barragem de concreto, tendo na margem direita a usina hidroelétrica, e na margem esquerda a serie de comportas. A barragem com 38,00 de altura, acima das fundações tem um comprimento, medido na crista, de

766,00 ms. e representa um bloco com 730.000 metros cubicos de concreto. O nivel medio das aguas a montante sobre a cerca de 36,0 ms. e a superficie total do lago artificial formado, atinge á 270 Kils. quadrados, contendo um volume d'agua de 3,8 bilhões de metros cubicos.

A potencia da usina inicialmente será de 350.000 G. V., com um fornecimento annual de 1,3 bilhões de k. w. h. Posteriormente poderá ser accrescida a potencia da usina, respectivamente para 650.000 e 1.000.000 de cavallos vapor. A usina será provida de turbinas Francis, fabricadas especialmente, sendo as maiores do mundo conforme illustramos e affirmam os norte-americanos. Os geradores são de 36.000 k. w. cada um, os quaes fornecem correntes de 11.000 V., a qual para transmissão transformada em 110.000 V. Nas proximidades da usina será aproveitada a energia em fabricas principalmente de produção de Aluminium e Ferro—Manganéz.

Para vencer a differença do nivel de cerca de 37,0 ms. a navegação dispõe de uma serie de 3 comportas cujas camaras leão um comprimento de 120,0 m e uma largura de 17,0 ms. A navegação total de cerca de 4,5 milhões de toneladas annuas é assegurada, mantendo-se o grande fluxo de subida, principalmente de Naphta, e o de descida onde ponderam a madeira e o trigo.

O Governo Russo, tendo em vista a necessidade de experiencia sufficiente para a realisacão de tão grandiosa obra, encarregou varias firmas e especialistas estrangeiras de collaborarem na organisação do projecto e direcção dos trabalhos. As instala-

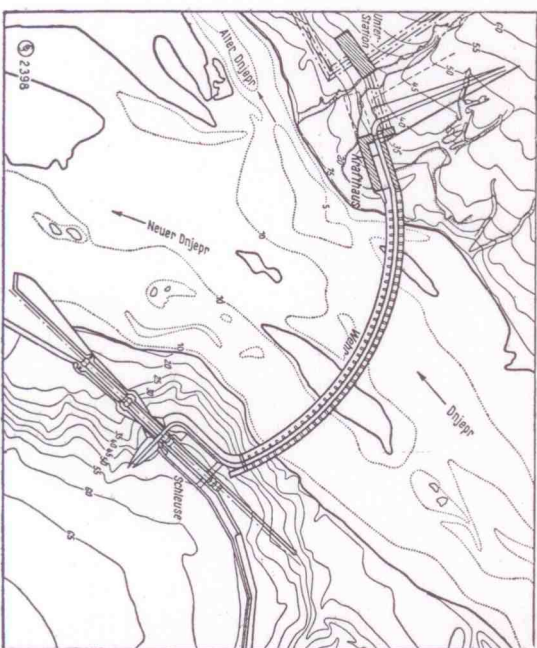


Fig. 1  
Planta do local e da barragem, vendo-se á esquerda a queda de 38 metros (Kraft-fälle) e a subestação (Unterstation) e, á direita, as comportas (Schleusen). (1)

(1) Photo: "Der Baugenieur".

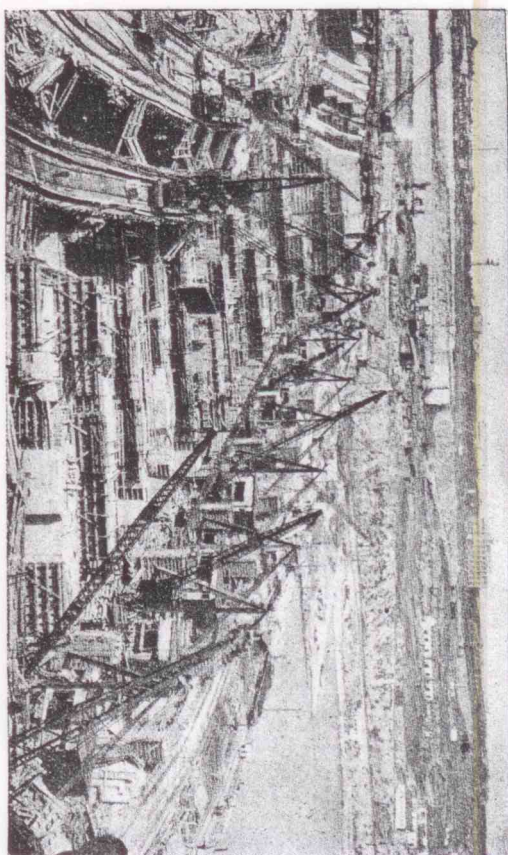


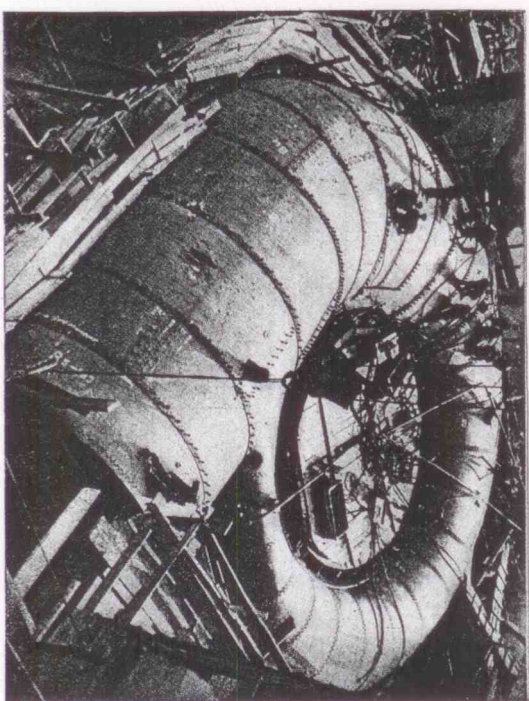
Fig. 2 — A maior instalação de força do mundo. — Construção da barragem através do Rio Dnieper na Rússia, parte do programma hydroelétrico do Soviet de 111 milhões de dólares (1m milhão e meio de contos) para desenvolver 538.000 Kw. Col. Hugh Cooper de N. Y. está actuando como engenheiro consultor do U. S. S. R. Durante a secção de trabalho de 1930 foram collocados 500.000 m3 de concreto na estrutura, por baterias de guindastes e derricks. (2)

ções obedeceram ás exigencias de fabricacão de um volume total de 1 milhão de metros cubicos de concreto com um consumo de 200.000 toneladas de ci-

mento. Além disso serão consumidas 40.000 toneladas de madeira, 20.000 de vigas, ferro de armacão e aço para perfuracão, 30.000 toneladas de ferramen-

Fig. 3

A maior turbina hydraulica do mundo para uma instalação hydroelétrica russa. Vê-se a construção do "scroll case" para a maior turbina hydraulica do mundo, actualmente em installacão no Rio Dnieper na Rússia. A presente installacão incluirá 4 turbinas de 85.000 C. V. cada uma. Posteriormente haverá 10 unidades similares. Cada unidade operará sob 117 pés (36 ms.) e receberá um fluxo de 7.500 pés seg. As turbinas foram construidas nos Estados Unidos por Newport News Shipbuilding Co. Em dimensões physicas ellas não são amillares da construccão pela mesma



Companhia para o Spier Fall no Hudson, que devido a menor altura de queda são apenas de 37.000 C. V. (4).

(4) Photos e desenhos da "Engineering-News-Record".



## SEÇÃO : ARQUITETURAS E EDIFÍCIOS

## O Plano Agache

Armando Godoy

Chefe da Divisão Técnica da Prefeitura, Presidente da Comissão do Plano de Remodelação.

Angelo Brubus e Lucio Costa, Dr. José Mariano Filho, Dr. Raul Pederneras, Engenheiros Henrique de Novares e Armando Godoy, e que tem sido muito auxiliada pelo Architecto Afonso Reilly e pelos Engenheiros Rêgo Monteiro e Paula Lopes.

Essa Comissão está desenvolvendo uma franca actividade no sentido de obter que o plano Agache vá sendo obedecido por todos.

A Comissão, de accordo com as experiencias das outras cidades, reconheceu que sem uma larga propaganda, as conquistas urbanistas não se fazem. Para alcançar tal desiderium tem promovido uma serie de palestras pelo Radio, que também pelos jornaes vem tendo a maior divulgação.

Este trabalho é um dos da serie que destino á esta Revista tecnica.

## A NECESSIDADE DE PLANOS DE REMODELAÇÕES E EXPANSÕES PARA AS CIDADES

O urbanismo surgiu e foi instituido para pôr ordem nos agrupamentos urbanos e orientar e systematizar as transformações continuas a que estão sujeitas as cidades. Para conseguir tal desiderium, é indispensavel um estudo profundo do paesado, da evolução realisa da, das condições physicas e das tendencias da urbs que se está considerando. Conclunido esse estudo que reclama uma enqûete rigorosa, sem a qual se não pode prever as necessidades futuras e regular as modificações e transformações, — o urbanista pode, então, elaborar o seu plano, que comprehende e indica todas as obras a se fazer no subsolo e na superficie da cidade. No fundo, um plano de remodelação consiste no estabelecimento previo de um programma de transformações e de expansões organizado de modo a conseguir que se ellas realisesem segundo a sua ordem de dependencia, sem, portanto, se contrariarem, e também segundo o seu grão de necessidade. Outro resultado visado pelos planos bem estabelecidos: indicar aos governos municipaes, anticipadamente a época em que se deve levar a effecto esta ou aquella obra, afim de que elles reünam a tempo os recursos financeiros necessarios para sua execução e os habitantes não sofram as perturbações resultantes da sua não realisação. Exemplificando: muitas capitales da Europa e dos Estados Unidos já estão preparando os projectos para o augmento do volume de agua do seu abastecimento que venham a necessitar a vinte e trinta annos da época actuali. Nova York, não obstante dispor de agua em grande quantidade, que sobe a algumas centenas de metros por habitante, já iniciou, pelo seu corpo de technicos, o estudo do projecto que lhe permitirá ir buscar agua mais longe que as de Catskill Mountain, que fica a cerca de duzentos kilometros da gigantesca villa. Tal projecto visa satisfazer necessidades que só se manifestarão na oitava década deste seculo.

Os planos de remodelações urbanas são mais indispensaveis que, por exemplo, o projecto de construção de uma via ferrea ligando dous logares ou da transformação, construção ou accrescimento de um edificio. E, que é mais difficil corrigir os defeitos de uma avenida mal tracada que os de uma curva com más condições technicas ou de uma sala mal estudada ou

Entre as cidades cuja remodelação offerece sérias difficuldades e problemas complexos aos urbanistas figura, em destaque, esta Capital.

As difficuldades provêm sobretudo do facto do Rio ter soffrido em poucos annos successivas transformações profundas, — que revela integral vitalidade — sem obedecer a um plano director preestabelecido. Em consequencia disso, algumas obras de utilidade immediata, complicaram outras também indispensaveis. Bairros novos surgiram em sitios pitorescos sem boa orientação architectonica e sem bem se attender as suas communicações com outras partes da cidade. Grandes areas foram edificadas febrilmente sem a preocupação de conjuncto, o que caracterisa as tendencias individualistas dos latinios. Surgiram predios de consideravel altura em varios logares, em desacôrdo com os elementos que lhes são indispensaveis no subsolo e na superficie.

A obra de remodelação já difficil por motivo de não haver a capital do Brasil na sua expansão obedecido a directrizes bem estabelecidas, ainda se complicou em razão de terem surgido rapidamente nos seus arredores consideraveis agrupamentos urbanos e ter sido nas partes velhas profundamente modificado por meio de successivos planos parciais sem a coordenação necessaria.

Não obstante taes difficuldades pedirem um largo periodo de estudos e de reunião de dados indispensaveis, penso haver o urbanista francez atacado os problemas urbanos do Rio com feliz orientação e encontrado, em um espaço de tempo curto para a obra que empreendeu, soluções logicas e convenientes. Deparou-se-lhe a fortuna de dispor de duas areas novas na parte central, para as quaes tirou um conjuncto harmonico de ruas, praças e jardins, estabelecendo ao mesmo tempo um admiravel plano de edificações para taes areas.

Teve também a ideia de tirar um bom partido dos terrenos provenientes da demolição do morro de Santo Antonio e do aterro da enseada da Gloria, projectando ali dous novos bairros segundo as tendencias modernas e os bellos principios do urbanismo. Num delles, de caracter monumental, situou uma magistosa praça, denominada porta do Brasil, que foi estudada com muita elevação e para a qual fez convergem varias vias de grande traçado. Ha uma outra parte do seu plano, que a Comissão de que faço parte está vendo e que é de capital importancia: a legislação. É innegavel que tal elemento da obra do urbanista francez, foi estudada e obedece ás melhores doutrinas sobre o assumpto. Graças ao apoio que o Pretório actual do Rio que tem revelado superior orientação administrativa, vae dando á Comissão, as suas decisões com relação ao plano têm sido acatadas.

E, de esperar que tal orientação prevaleça e que o plano com as pequenas modificações que já lhe foram introduzidas e as que porventura venha a soffrir, — presida e dirija através dos annos as transformações e a expansão desta formosa capital.

Muitos e assignalados serviços tem prestado ao Rio a Comissão do Plano de Remodelação desenhada pelo illustado Dr. Adolpho Bergamini, que se compõe dos Srs. Architectos Archimedes Memória,

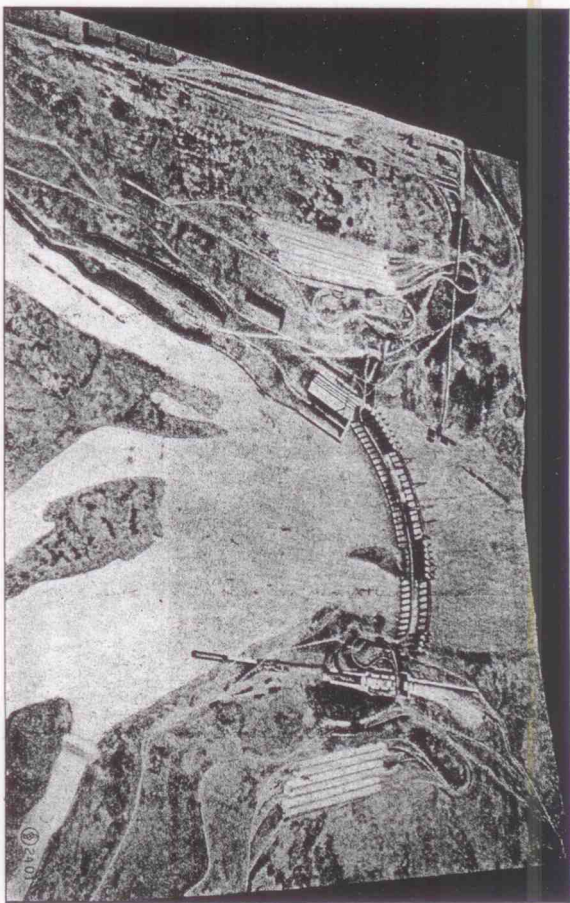


Fig. 4 — Photo da maquete, não só da barragem que pouco adiantaria, mas de todas as installações tanto as da construção como as definitivas — todo o plano de execução e utilização. (3).

(3) Photo: Siemens — Bau-union.

tas, etc. As centrais de concreto, as mais modernas, capazes de produzir racionalmente o melhor producto, foram bitoladas para um fornecimento diario de 3.000 metros cubicos.

## EXECUÇÃO DA OBRA

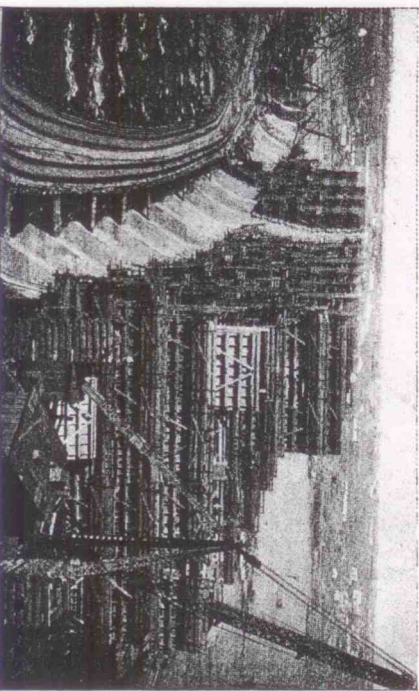
Praticamente pelo plano de ataque delineado, um processo atias não muito commum, pode-se dizer que tudo foi disposto como o seria para duas construções distinctas, uma em cada margem. Instalações, depósitos, officinas, moradias de trabalhadores, etc. tudo é independente e proprio á cada margem, não sendo mister a minima relação duma

á outra. Assim, na margem direita tudo está disposto para a construção da casa de machinas, todos os accessorios e da barragem até o meio do rio; e na margem esquerda, para a das comportas, installações accessórias e a outra metade da barragem.

Para se conseguir os fornecimentos promptos, foi previsto no projecto um parque de machinas, cujas propoções só por si deixam entrever as possibilidades das installações modernas de construcções. Numerosos britadores com 1,80 m de bocca; dragas com cacosmbs até 3,0 m3 de capacidade; guindastes de 25 toneladas e alcance até 25 m; 30 kilms. de linhas, 40 locomotivas e 800 vagões para varios fins e conformações espectaes, etc.

Fig. 5

A Russia Sovietica dobrate em esforços por terminar, o mais rapidamente, a sua installação de força no Rio Dniéper. É um dos projectos devidos ao plano quinquenal da Russia. A photographia acima mostra parte da barragem quasi terminada. (4).



(4) Photos e diapositivos da "Engineering-News-Record".



ventilada. E' bem mais facil melhorar as rampas ou raios de curvas de uma linha ferrea que o "grade" e a largura de uma avenida depois de edificada e calçada, não só pelo que nella existe como pela sua relação com as outras vias que a atravessam ou della partem.

Ha outros aspectos do problema das transições urbanas para os quaes se deve voltar a nossa attenção, e que reclama os planos de remodelação. Outros, a dependencia entre os elementos staticos e dinamicos de uma cidade era bem menor que hoje, principalmente nos centros progressistas. Por exemplo, actualmente, o traçado depende muito mais do traçado do grade, da largura e do alçamento das ruas que nos tempos idos. As grandes velocidades com que o homem se transporta nos vehiculos modernos impõem para o revestimento dos logradouros publicos, condições technicas que as calçadas antigas estavam longe de realizar. O calçamento hoje precisa ser impeneavel, apresentar excellente superficie de rolamento, electrificadas suaves, bom escoamento de aguas pluvias, abastamento que não seja exagerado, etc. Os vehiculos hypomoveis, de velocidade lenta, venciam e resistiam bem ás irregularidades e ás difficuldades que lhes offereciam as ruas antigas, dotadas, em geral, de revestimento a alvenaria, com sarjeta no centro e grandes depressões que se formavam por falta de compressão prévia e de fundação. O vehiculo moderno, em extremo deliado e veloz, modificou inteiramente a technica do calçamento e do traçado das ruas.

Antigamente o homem se deslocava muito menos que hoje. A kilometragem média de cada homem nos Estados Unidos, por anno, se tornou algumas vezes maior. E, que nós, á medida que nos civilizamos, nos deslocamos cada vez mais, tanto na superficie da terra, como nos subterraneos e nos ares. Dahi ha-ver-se complicado enormemente o problema do traçado, que pede vias de communicacões bem estabelecidas e estudadas, o que se não pode lograr por meio de planos conjunctos, de modo a se facilitar o escoamento de grandes massas humanas de uma parte para outra da cidade. Sem uma rede de vias bem traçadas não ha bem estabelecido as communicacões entre a parte central e as periferias ou entre os seus bairros, já vaes apresentando graves e lamentaveis congestões em certos pontos, muito embora a densidade da população seja baixa e o numero de vehiculos inferior comparado com os das grandes metropoles.

A educação e a hygiene modernas estão compelindo o homem á vida ao ar livre e aos exercicios sportivos. Tal facto reclama o estabelecimento de espaços livres á curtas distancias para o recreio activo e passivo das populações. Outra tal exigencia por parte dos habitantes das cidades não se verificava. E' pois, indispensavel remodelar os nucleos urbanos, fazendo surgir, nos diferentes bairros, convenientemente situados, os campos de recreio e de sport, de accordo com o crescimento da população. Tal desideratum cujo alcance social é facil de se perceber, só se pode obter por meio de um plano de remodelação e expansão bem estudado.

A evolução vaes tornando o homem cada vez mais acciáo, mais sensivel á immundicie, ao ruido, aos maos aspectos urbanos. Dahi á premente necessidade em que se vêm os governos municipais de atacarem uma serie de problemas que não preocupavam os edis de outrora e que não tem a gravidade de hoje. Antigamente, toleravam-se animaes mortos e montes de lixo nas vias publicas. Quando hoje tres factos acontecem, as reclamações, explodem immediatamente. As ruas precisam ser bem limpas e apresentar canalisações de esgotos, que são indispensaveis para dar immediato escoamento ás aguas poluidas. Ora, isso, só é possível estabelecendo-se um projecto de conjunto, de maneira a evitar que as canalisações se prejudiquem umas ás outras.

Sob o ponto de vista da esthetica, a especie humana é cada vez mais exigente. Pelos jornaes, nas palestras, junto aos administradores, os protestos surgem quando em um logar de destaque se levanta um edificio mal projectado ou que venha a prejudicar um sitio pittoresco. Vaes notando uma tendencia para a realisacão de grandes conjuntos architectonicos e elles só são possiveis quando exigidos e previamente traçados por um plano anteriormente estabelecido.

Creio não ter necessidade de dizer mais nada para mostrar que toda a administração municipal que não cuidar de fazer elaborar para a cidade cujo governo lhe foi confiado um plano de remodelação e expansão, não está ao nível da sua época e não está ao corrente dos bellos exemplos que effeo dando os nucleos urbanos progressistas da Europa e dos Estados Unidos.

Uma das maiores exigencias das villas modernas é o seu zoneamento, isto é, a sua divisão em zonas cada uma destinada a um certo fim. urbano. Cada zona tem o seu destino indicado antecipadamente: uma servirá ás industrias, outra ao commercio e as outras a residencias. Sem o zoneamento os problemas urbanos se complicam de maneira extraordinaria. A divisão dos terrenos, o traçado, o calçamento e as condições das ruas e a capacidade das canalisações variam de uma zona para a outra. Se as zonas não forem bem projectadas ou não existem, é impossivel resolver convenientemente os problemas que as cidades offerecem. Ora, sem um plano de conjunto não é possível realizar-se o zoneamento. O zoneamento se espalhou por tal forma e tão rapidamente nos Estados Unidos, que já attingiu a mais de oitocentas cidades e povoados.

A medida que as cidades se desenvolvem, a dependencia entre os seus elementos augmenta. Hoje, por exemplo, o predio está numa maior dependencia da rua, não somente em virtude dos conhecimentos que adquirimos com relação á necessidade de iluminação e ventilação dos compartimentos dos edificios, o que subordina a sua altura á largura da via publica, como também em virtude da sua contribuição para o traçado. Foi a circumstancia de alcançar construcções modernas á grandes alturas e de apresentar consideraveis volumes que levou o urbanista a apenhar as relações de dependencia a que venho de referir. Por sua vez em razão de terem os predios augmentado de dimensões, através dos tempos, principalmente a partir da 2.ª década deste século, a influencia entre os que são visinhos ou contiguos, só foi sendo bem comprehendida nos ultimos lustros.

Outra a ligação de um edificio ás canalisações da rua era coisa facil, e em geral, feita sem receio de prejuizos para os outros predios. Actualmente, tal operação exige um estudo previo e uma melhor consulta á capacidade das varias redes de canalisações.

As relações, por exemplo, dos edificios com as vias publicas, sob o ponto de vista do traçado só vieram a ser apenadas com a expansão do automobilismo. Outra, a contribuição das casas, para a circulação era minima e pouco preocupava a quem projectava a rua. Actualmente a situação mudou e reclama muita attenção. O Woolworth Building, em Nova York, onde trabalhavam cerca de quinze mil pessoas, contribuiu para o traçado com aproximadamente cinco mil vehiculos, que atravancam as ruas visinhas numa extensão consideravel. O Empire construido para abrigar mais de 22 mil pessoas, dá uma contribuição para o traçado de mais de sete mil automoveis. Tudo isso patenteia, que se não pode isolar aspecto algum do problema urbano em virtude das ligações que prendem os multiplos elementos das cidades. Não se pode projectar convenientemente uma cidade ou um bairro senão considerando tudo o que se deve fazer no subsolo e na superficie: ruas, praças, jardins, canalisações de agua e electricas, esgotos pluviais e sanitarios, divisão dos terrenos, volume dos predios, etc. Portanto os planos de conjunto são indispensaveis.

## SEÇÃO: MATERIAES E ORÇAMENTOS

# 1º Congresso Internacional do Concreto Armado

## Estudo experimental de elementos de construção em concreto armado

(continuação do numero anterior)

L. Bâes

Professor de Construções na Universidade de Bruxellas

Para o calculo, conta-se como secção util do Farcó somma das grandes nervuras e das linguetas rectas com tintas, isto corresponde a 75% do peso ou da secção total do Farcó, isto é respectivamente a:

3,00, 3,87, 4,70, 5,56 cm 2 por metro corrente de largura de laje, segundo o Farcó lor do tipo 55, 45, 55, ou 65.

O calculo é feito, de uma parte (traços cheios) não contando com a intervenção do concreto á tracção e attribuindo á relação

$$n = \frac{E_c}{E_s} \text{ valor } 15.$$

De outra parte (traços — — — —) o calculo

(1) Nota: Os ensaios foram feitos em collaboracão com "Oreux", officio de controle e pesquisas experimentaes sobre a arte de construir. Os ensaios são descriptos, em detalhe, na publicacão de Louis Bâes: "Característicos do farco-metal como fôrma e armadura do concreto armado. Relatório de ensaios." "Emulation", orgão da Sociedade Central de Architectura da Belgica.

é feito contando com a intervenção do concreto á tracção, com um valor de  $n = 0,3$ .

A figura 13 mostra que a posição relativa do eixo neutro é sensivelmente influenciada pela espessura da laje e também pelo facto de levar ou não em conta a resistencia do concreto á tracção.

A parte esquerda da figura 13 mostra toda a variação de posição do eixo neutro.

Sabese que a superficie dos diagrammas da figura 13 é representativa do momento de inercia da secção.

Os resultados da épura reproduzida em pequena escala na figura 13, estão resumidos no quadro da página seguinte:

Os valores tirados do dito quadro permittiram estabelecer as figuras 14, cujas curvas dão, cada uma para uma espessura determinada do Farcó, a variação do modulo de inercia  $J$ .

Com o auxilio dessas curvas e do quadro, pode-se calcular uma laje Farcó qualquer, cuja espessura estiver comprehendida entre 3,5 e 12 cm. (revestimeto não comprehendido).

O confronto dos resultados dos ensaios de elasticidade e de ruptura com os dos calculos effectuados com os  $J$ 's e  $J$ 's indicados para o caso de não se

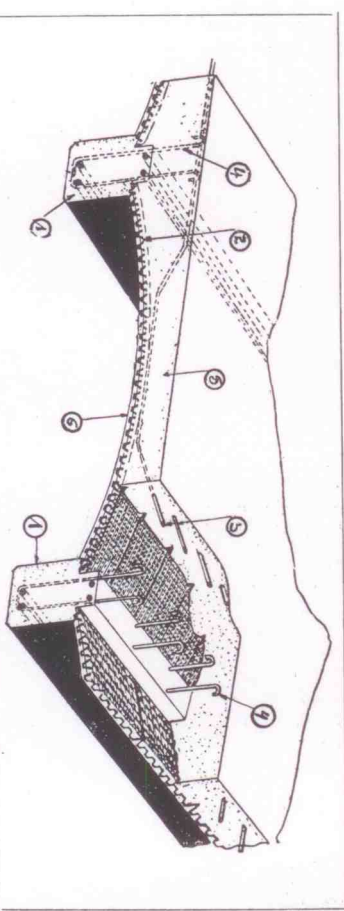


Fig. 8. — 1. Viga de concreto armado fabricada com antecedência. — 2. Farcó — 3. Armadura. — 4. Enchimento. — 5. Concreto. — 6. Revestimento.

NOTA — As figuras 8 e 9 representam applicações realisadas sem nenhuma fôrma de madeira. Os ensaios não mostraram nenhuma insufficiencia das vigas fabricadas com antecedência.



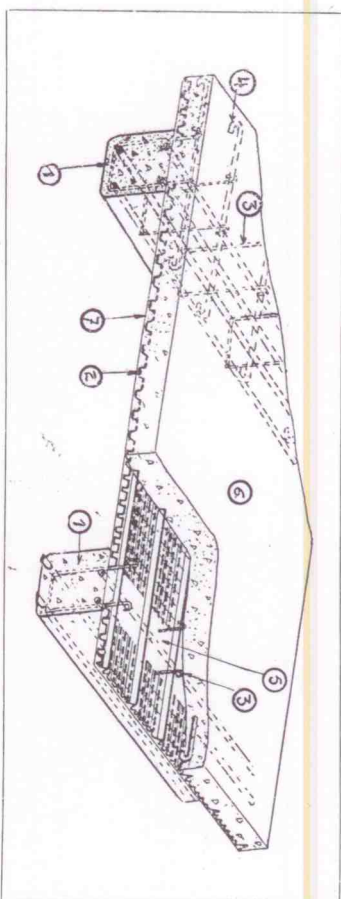


Fig. 9 — 1 — Viga de concreto armado fabricada com antecedência; 2 — Metal Farco; 3 — Estribos; 4 — Armadura no engaste; 5 — Malha recortada do Farco para ligação infima da viga com a laje; 6 — Concreto; 7 — Revestimento.

levar em conta o concreto à tracção, mostra nitidamente, que adoptando-se como tensão máxima, de tracção sobre as laminas das nervuras: 1.200 kgs. por cm. <sup>2</sup> fica-se, segundo o caso, com uma segurança de pelo menos 3,5 sobre a ruptura ou de 2 pelo menos sobre o limite de elasticidade (ficando então um mínimo de 3 sobre a ruptura).

Quer isto dizer que escrevendo 1.200 X  $f_{tr}$  do caso em que não se leva em conta o concreto à tracção, obtem-se o valor do momento resistente das lages, no qual pode-se confiar com toda segurança para as cargas estáticas.

**CONDIÇÕES NORMAES DO CALCULO** — A conclusão absolutamente nítida é que o calculo das lages armadas com Farco unicamente, pode ser feito em toda confiança com os  $f_{tr}$  dados pela figura 14, (curvas A ou B), contando como secção útil do Farco 75 % da secção total.

Adoptando-se como tensão limite de segurança para as laminas:

1.200 Kgs. por cm. <sup>2</sup>,

fica-se assim com uma segurança de 3,5 vezes em relação à ruptura ou 2 vezes em relação ao limite de elasticidade.

Nessas condições, a compressão máxima no concreto

é menor do que 50 kgs. por cm. <sup>2</sup>.

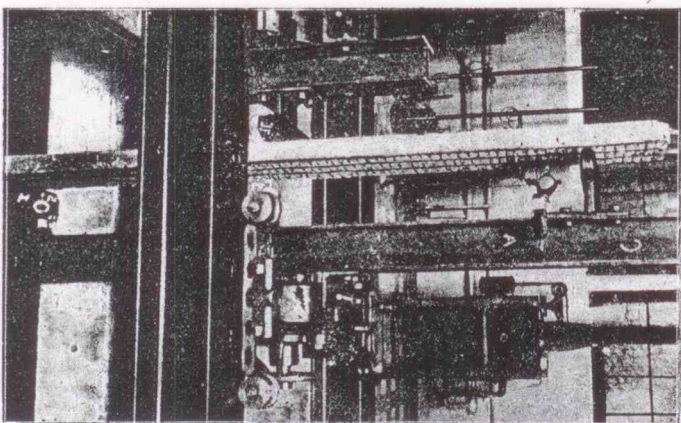


Fig. 10 — Uma laje Farco de 2m,50 de vão, colada na machina de encaixe; as flechas foram medidas com a aproximação de 1/100 de milimetro.

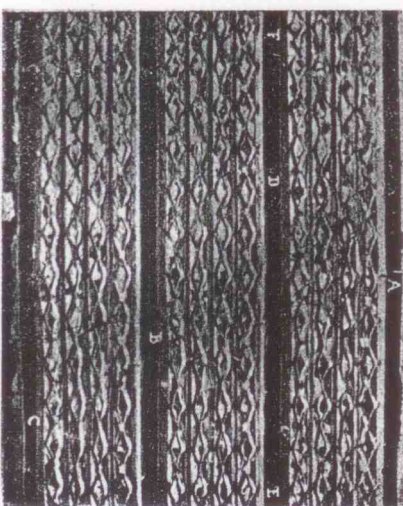


Fig. 11 — Laje armada com Farco envernizado de malhas contínuas.

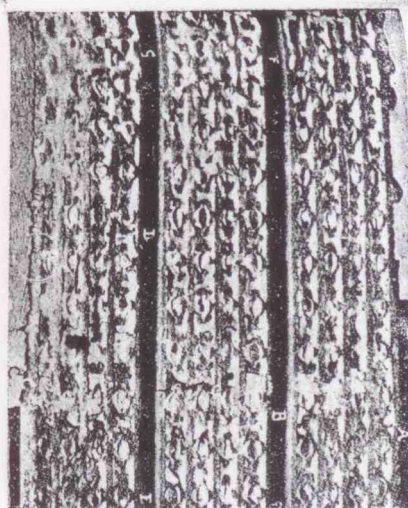
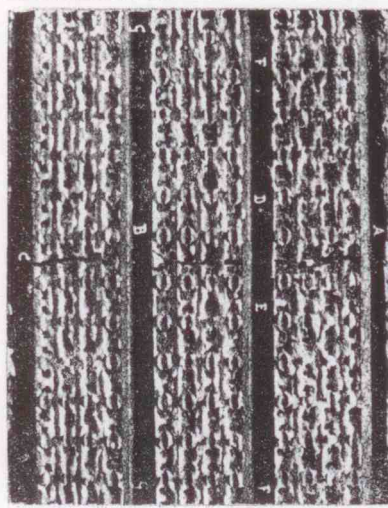


Fig. 12 — Lajes armadas com Farco não envernizado com malhas do tipo "a crochê" descontínuas. A B C — Zona de ruptura das linguetas da treliça e das laminas das nervuras. D C — Zona do concreto rompido por tracção, apresentando pouca ou nenhuma aderência ao metal. F G — Zona a partir da qual a massa de cimento está intacta.

A experiência mostra que isso corresponde a uma segurança de pelo menos 2,5 em relação as fendas do revestimento. Além disso, as flechas produzidas pelas cargas correspondentes são muito fracas, interiores a 1/2.000 do vão.



**CALCULO POR UM PROCESSO CONVEN-CIONAL** — Nada haveria a acrescentar sob o ponto de vista do calculo de resistencia ao momento flector. Mas, poder-se-á desejar fazer o calculo, segundo o modo habitual de calculo das lages — isto é, suppondo a secção da armadura condensada no seu centro de gravidade e uniformemente solicitada. Neste caso, a altura theorica  $h$  da laje deve ser tomada igual á altura do concreto acima do Farco diminuida de 7 mm.

A porcentagem de armadura 15 deve ser calculada contando 75 % do peso total do Farco, emquanto que a tensão uniforme admissivel para essa armadura supposta condensada é uma fracção da verdadeira tensão maxima produzida, fracção variavel de 0,8 a 0,95, segundo a espessura da laje (ver figura 15).

A tensão maxima de compressão no concreto calculada nestas condições é praticamente a mesma que com o calculo racional.

Ensaos especiaes, nos permitem, além disso, dizer que as treliças de ligação entre as nervuras tem uma eficiencia real como armadura de distribuição e que ainda ali as fissuras são retardadas, com a condicção de se collocar alguns pegadores muito simples, que se oppoñham á abertura das nervuras. Isso offerece uma variação real, quando se observa que são numerosas as lages que fissuram-se normalmente á direcção das armaduras de distribuição, pelo jogo da contracção do concreto e das variações de temperatura.

(Modulos de inercia para lages de um metro de largura)

| Espessura da laje $d$ (em cm.) | N.º do Farco | Stadium II    |               | Stadium I     |               |
|--------------------------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|                                |              | $\frac{I}{v}$ | $\frac{I}{v}$ | $\frac{I}{v}$ | $\frac{I}{v}$ |
| 5,5                            | 35           | 75            | 144           | 129           | 172           |
|                                | 45           | 93,4          | 156           | 143           | 178           |
|                                | 55           | 109,5         | 164,3         | 157           | 187           |
|                                | 65           | 125,5         | 173,5         | 170           | 191           |
|                                | 35           | 177           | 415           | 351           | 515           |
| 6                              | 45           | 223           | 453           | 390           | 536           |
|                                | 55           | 268           | 484           | 432           | 552           |
|                                | 65           | 308           | 512           | 462           | 572           |
|                                | 35           | 306           | 870           | 735           | 1.115         |
|                                | 45           | 383           | 955           | 797           | 1.170         |
| 9                              | 55           | 464           | 1.030         | 870           | 1.200         |
|                                | 65           | 538           | 1.090         | 930           | 1.243         |
|                                | 35           | 432           | 1.422         | 1.227         | 1.940         |
|                                | 45           | 547           | 1.582         | 1.328         | 2.015         |
|                                | 55           | 660           | 1.710         | 1.420         | 2.080         |
| 12                             | 65           | 776           | 1.810         | 1.515         | 2.160         |

$v$  é a distancia do eixo neutro ás laminas da nervura do Farco,  $v$  é a distancia do eixo neutro á laje comprimita do concreto (continua no proximo numero)

## COLLABORAÇÃO

Tem a direcção deste periodico a intenção de tornar-o tão útil quanto possivel ao circulo de seus leitores, para cuja realisação de clara receber collaborações, sugestões, communicacões, opinões, etc. "Cimento Armado" empenha-se em publicar elementos colhidos individualmente no exercicio joraleiro da profissáo para proveito de todos. Que cada um communicando sua experiencia possa lutar com a dos demais. A technica nacional, quicá munal, necessita do concurso de todos para acelerar seu progresso.

Redacção e administração: Av. Rio Branco, III - 5.º andar



# Seção Bibliographica

## A) LIVROS RECEBIDOS:

DRAGAGEM NO CANAL DO MANGUE  
pelo Eng.<sup>o</sup> Edison Passos.

ESCLARECIMENTOS

apresentados ao Exmo. Snr.

Dr. Adolpho Benjamini.

M. D. Intendente do Distrito Federal

Em virtude do parecer que sobre o serviço de limpeza do Canal do Mangue emitiu a Comissão de Syndicâncias constituída pelos engenheiros da Direcção de Obras:

Carlos da Gama Lobo

Carlos Martins Gonçalves Penna

Ernesto Backhuysen

Juliano Martins Castello.

Do Prelatório:

O presente trabalho impresso é uma consequência das acções que a Comissão de Syndicâncias da Direcção de Obras, constituída por engenheiros de mesma Direcção, procurou articular por escripto, contra o seu collega de repartição o engenheiro Edison Passos, que na administração paratua tomou parte activa na execução do grande programma de melhoramento e remodelação da Cidade do Rio de Janeiro, dirigindo a 2.<sup>a</sup> Sub-Directoria (Viação e Saneamento).

A commissão, designada em Novembro, examinou no decorrer dos primeiros dias de Dezembro, entre outros processos administrativos de execução de Obras, os relativos a dragagem realizada no Canal do Mangue durante o anno de 1938.

Supondo haver jallado no processo, abordou a questião, formulando, ainda em Dezembro, a acção representada no "parecer", transcripto mais adiante, e que foi encaminhado ao Exmo. Sr. Intendente, sem que a respeito se ouvisse qualquer functional ou individual interessado, principalmente o engenheiro Edison Passos, o nome, vindo em destaque na acção, e a unica pessoa indicada para fornecer a Commissão, quequer elementos elucidativos.

Esse parecer data de 20 de Dezembro, subiu ao Intendente o 22 do dito mez, por intermedio do novo Director de Obras, que, em sucinta referencia, accretou ter sido o serviço executado por conta do Governo Federal, e quando este apresentava talves de alguma informaçãõ verbal—conforme a promessa existente no fim do parecer, da Commissão.

A 6 de Fevereiro recebeu o processo correspondente o seguinte despacho ao Exmo. Sr. Intendente: "Diga o Dr. Edison Passos"—A 1 de Fevereiro chegou às suas mãos, através o protocolo da Direcção de Obras, o alludido processo, tendo assim, oficialmente, sciencia do que nelle se continha e do que se havia passado.

A 28 de Fevereiro foi enviada à machina a expoição—deleixa que ora é impressa e tem de dar aos amigos e collega a satisfacção dos seus actos como profissional e como cidadão, na actual emergencia, em que o tumultuar das passadas provoca e alimenta com juizes de toda a ordem, explorados por todos os meos.

X X

O ponto principal da questião é o preço unitario de um determinado serviço, por sua natureza

especial difficil de ser calculado a priori, pois tinha de ser realizado em condições inteiramente anormaes.

Esse o unico PONTO TECNICO DE ENGENHARIA a ser debatido. Foi lesada ou não a Prefeitura, pagando demais, ou justamente, o serviço realizado sob a direcção e fiscalização do Eng.<sup>o</sup> Passos? Pois bem, o Parecer da Commissão assignado por quatro engenheiros, como se via collega de repartição que Edison Passos, irritavam—mas segunditas 2 linhas:

"Embora o primitivo preço possa ser considerado 'baixo', o segundo é evidentemente exagorado."

E nem mais uma palavra que lhes sirva razavelmente de justificativa. Nem mais uma allusão tecnica ao referido, que representa uma accusação ao digno Chefe do serviço realizado. Nem mais uma virgula tecnica a respeito. São 4 engenheiros que se dirigem a um leigo pretendendo accusar um collega, nome allás firmado na engenharia nacional, e o fazem naquellas ingenuas 2 linhas. Onde as razões de ordem tecnica? Onde o argumento que lhes tenha arraigado no espirito a convicção daquella evidentemente? A quem é evidente o exagoro alegado? E porque?

Facilidades, puras facilidades de expressão, que nós os engenheiros não devemos ter em assumptos technicos, para não resultar no que deu—demonstração cabal e completa da justica do preço, feita pelo Eng.<sup>o</sup> Passos, que tecnicamente expoz o assumpto tornando impossivel qualquer replica.

## B) REVISTAS RECEBIDAS:

BOLETIM DO INSTITUTO DE ENGENHARIA

(S. Paulo)

Sumario tecnico do n.<sup>o</sup> de Junho:

1) — Transporte de algodo e carvão de algodo nas estadas de ferro — Tarifas referentes a esse transporte — Fretes maritimos — pelo eng.<sup>o</sup> Luiz Orsini de Castro.

2) — Filtros horizontaes — pelo eng.<sup>o</sup> Geraldo E. Sampaio.

3) — Os carvões do Brasil — pelo eng.<sup>o</sup> Luiz Flores de Moraes Rego.

4) — Aspectos notaveis da estatística ferroviaria — O exemplo da Companhia Paulista de Estradas de Ferro — pelo eng.<sup>o</sup> Paulo Araújo Correa de Brito.

5) — Modelos appaarelhos topographicos — pelo eng.<sup>o</sup> E. Jacy Monteiro.

REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA

Orgão official da Sociedade Brasileira de Engenheiros) Sumario tecnico do n.<sup>o</sup> de Julho 1931

SECCÃO TECNICA — Concreto armado, por A. Fortes.

Melhoramentos do Rio Parahyba e da Lagoa Feia e o relatório do Dr. Saturnino de Brito Filho, por F. Saturnino de Brito Filho.

SECCÃO INDUSTRIAL — Urbanismo e Saneamento, por Henrique de Novaes.

Uma nova represa do Rio Sena. Sub-estacões moveis de rectificadores à vapor de mercurio, systema "Brown Boveri", para as redes de corrente continua das estradas de ferro italianas, por Charles Pittet.

# CIMENTO ARMADO

REVISTA DA THEORIA E PRATICA DAS CONSTRUÇÕES EM GERAL E ESPECIALMENTE EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO  
ORGÃO OFFICIAL DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO

E' INDISPENSAVEL A QUEM DESEJA ESTAR A PAR DOS PROGRESSOS MUNDAES NA TECHINCA DAS CONSTRUÇÕES EM GERAL E ESPECIALMENTE DAS EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO

Propriedade e Direcção de MARIO CABRAL e J. FURTADO SIMAS  
Redactor responsavel: H. MENESCAL

VOL. 3 - N. 15

SETEMBRO

ANNO 2

CIMENTO ARMADO

traz informações sobre os mais importantes acontecimentos nacionaes e mundiaes da Theoria e Pratica das Construções de todo genero e especialmente das de Concreto e de Concreto Armado, taes como: interessantes exemplos de construções novas, adiantamentos e progresso em calculos, informes didacticos, possibilidades modernas em Architectura, experiencias de Laboratorio, organisação de orçamentos, regulamentos officiaes nos varios paizes e contribuções sobre puras questões theoreticas.

Uma particular e conscienciosa intenção dirigirá para o campo da pratica a utilização das mais importantes questões, Consagrada a Estudantes de Engenharia e Architectura, Mestres d'Obras, Constructores, Empreiteiros Architectos, Engenheiros, a todos que lidem com as Construções.

## SECCÃO: ENGENHARIA DE PONTES.

# Concorrencias Internacionais de Projectos Estruturales

Detalhes sobre duas - ultimamente realizadas - na Suecia e na Suissa.

## PROBLEMA CULTURAL

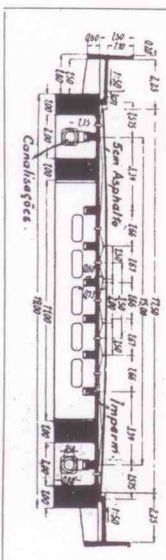
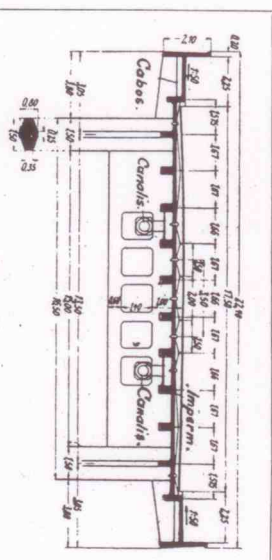


FIG. 1 — Cortejo do tabuleiro do Projecto Emperger — Ao alto, longe do fecho. Em baixo — no fecho.

houve governos que premiarão a publicação de livros technicos. Nestes ultimos annos, porém o utilitarismo invadiu até a mocidade, convencida como esta, e cada vez mais profundamente, que nenhum esforço intellectual é sequer respeitado, quanto mais

premiado, neste bello paiz.

Mario Cabral



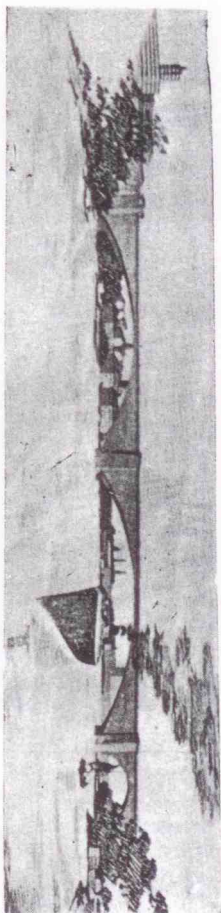


FIG. 2 — *Projeto do Eng.º J. Arstedt, recusado pelo jury, mas incontestavelmente uma magnífica concepção estrutural e arquitetônica.*

apreciando-os dura e convenientemente. Mas importa-se quanto antes se transmite a mentalidade que encerra o nosso desenvolvimento para promover um incentivo necessário ao preparo técnico dos brasileiros.

Surge-nos as considerações acima a vista do caso com que são tratados esses assumptos em outras as.

Ha varios annos vimos nos empenhando pelo problema das nossas pontes, onde deve ser visado o aperfeiçoamento, não só das soluções estruturales

em si, como também dos problemas arquitetônicos correlatos.

Emperger em interessante artigo no "Belton und Eisen", teve estas expressões:

*Os testas do norte tem proporcionado nos últimos annos quasi exclusivamente este "Problema Cultural" — (Kulturaugebe) — "Sejam lembrados seguidamente:*

*Ponte Arsta — Suecia;*

*Ponte Aalborg — Dinamarca;*

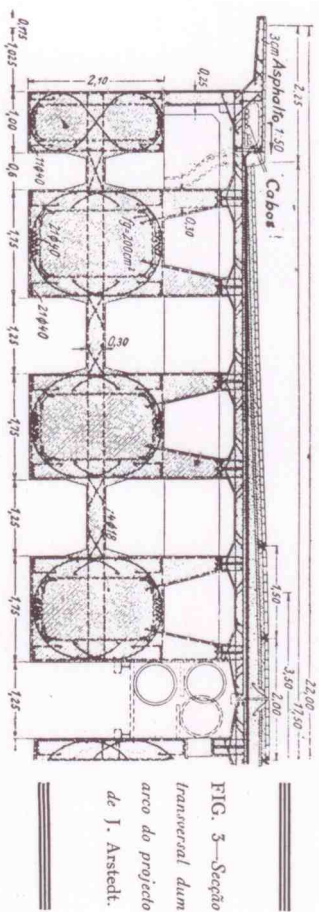


FIG. 3—Seção transversal dum arco do projeto de J. Arstedt.

*Ponte Pequeno Bell — Dinamarca;  
Ponte Bergen — Noruega;  
Ponte Helsingfors — Finlandia.*

No resto da Europa ao contrario não somente tem seguido á Grande Guerra uma estagnação, mas tambem uma comprehensão que somente pode ser referida como uma consequencia da mesma Grande Guerra.

## CONCORRENCIA NA SUECIA

Basta ver a grande afluencia de projectos para aguiatar o interese que tal facto despertou nos meios técnicos europeos e americano.

Foram apresentados 181 propostas, compreendendo 582 desenhos 208 perspectivas, 4 modelos e 251 relatorios, nos quaes se incluem inumeros detalhes de construcção, de preço de custo, etc.

E' de notar que destes 181 proyectos, apenas 72 foram de construtores.

Para se avaliar a internacionalidade do grande prêmio técnico sabia-se que de 12 nações provieram concorrentes.

Eliminados um grande numero de projectos, por motivos varios foram submetidos a apreciação final 69 projectos assim descritos:

20 pontes em arco de concreto;

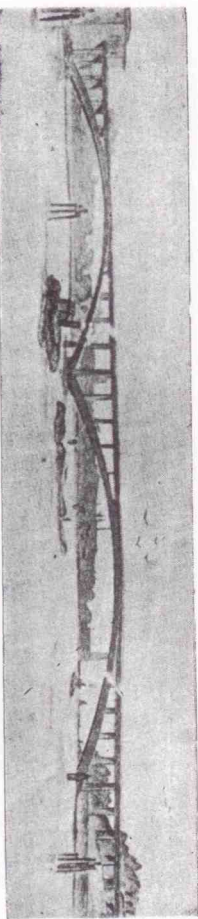


FIG. 4 — *Projeto do Eng.º Faerber, collocado em 4.º lugar. Arco de concreto Armado — Sistema Monier. Vãos livres de 225 ms. e 159,8 ms.*

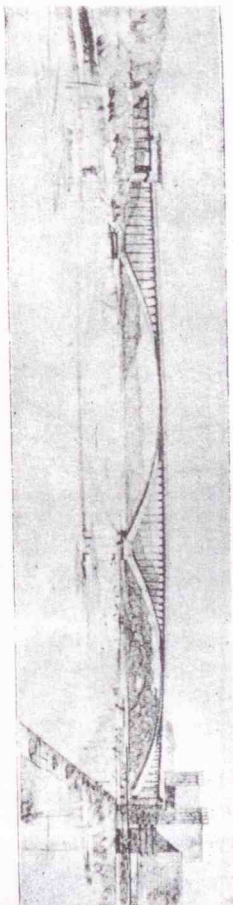


FIG. 5 — Projeto do Eng.<sup>o</sup> Imperger, collocado em 7.<sup>o</sup> lugar. Arcos de concreto armado, Sistema Melan. Vãos livres iguaes, com 198,0 ms. cada um.

|                               |                  |                 |     |
|-------------------------------|------------------|-----------------|-----|
| 22                            | "                | em arco de aço; |     |
| 20                            | "                | " viga;         |     |
| 5                             | "                | suspensas.      |     |
| Esses 69 projectos provieram: |                  |                 |     |
| 39                            | da Alemanha      | cerca de        | 56% |
| 12                            | da Suecia        |                 | 18% |
| 5                             | da Noruega       |                 | 7%  |
| 13                            | de outros paizes |                 | 19% |

100%

Nos *denarii milites* estão compreendidos os Estados Unidos, a França, a Inglaterra, a Bélgica, a Suíça, a Dinamarca, a Austría, a Finlândia e a Hungria.

A cultura alemã predominou, como aliás em muitos ramos da técnica vem predominando desde o começo deste século.

Foram concedidos 1 prémios a 3 projectos de pontes metálicas e a 2 de concreto, segundo o quadro publicado abaixo, com os respectivos orçamentos prováveis.

A percentagem do custo da primeira série exigida pelo projecto premiado em 4.<sup>o</sup> lugar, cabe-nos, logo de início, apresentar a sua justificativa tendo em vista a sua muito menor — despesa de conservação em relação aos 3 primeiros — pontes metálicas. São vejamos, os 3 primeiros premios, — arcs metalicos, são de custo de 8.07, 7.62 e 7.92 milhes de reais. Em media o custo é de 7.87. A este algoritmo deve-se acrescentar como muito judiciosamente abrita Empereur 13% para o custo calculado da conservaco, elevando-o, portanto o orcamento a 8,9 milhes de reas, o que portanto no orcamento a 8,9 milhes de reas, o que portanto o arco de concreto armado —Systema Montecatani pode ser considerado como grande differença —custo de 9,10 milhes de reas. O arco projectado por Empereur e que obteve a classificaco em 7.<sup>o</sup> lugar é armado em systema Melan (I). Rapidamente descrito dos 7 projectos victoriosos.

## OS 4 PREMIADOS

(1) — Pg. 98 do 1.º Volume de "Cimento Armado".

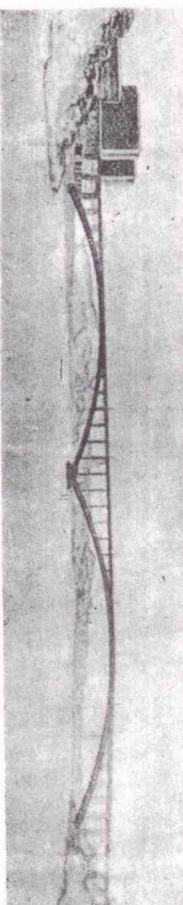


FIG. 6 — Projeto Maltzer, Ecolocado em 1.º lugar. Arcos de aço. Vãos livres de 217,0 m. e 176,0 m. Deve-se reconhecer neste projeto uma imitação de formas peculiares ao concreto armado.

1.º Prêmio — *Dois arcos de aço*, cada um com 4 nervuras e duas articulações. Vãos livres designes: Um com 217,0 ms. e outro com 176,0 ms.  
Autores: Engenheiro Carl *Müller* e Arquitetos *Saibenberg* e *Büchling* — ambos de Berlim, Alemanha.

2.º Prêmio — *Dois arcos de aço* contendo cada um 2 nervuras engastadas — Vãos livres designes: Um com 236,0 ms. e outro com 168,5 ms.  
Autor: Professor *Gaher* de Karlsruhe e Architecto *Lech* de Mannheim, Alemanha.

3.º Prêmio — *2 arcos de aço* tendo cada um 4 nervuras e 2 articulações. Vãos livres designes: Um com 216,0 ms. e outro com 166,8.  
Autores: *Wolmann* — Frankfurt am Main — *Gundobich* e *Ph. Holmann* — Frankfurt am Main. Architectos *Heiduck* — Stockholm, Alemanha-Suecia.

4.º Prêmio — *2 abóbadas de concreto armado*, engastadas, divididas em 3 fôrmas de 8,0 ms de largura cada uma. Vãos livres designes: Um com 225,6 ms. e outro com 139,8 ms.  
Autor: Dr. engenheiro, *R. Faerber* de Breslau e Architecto *Adolpho Schumacher* de Stuttgart, Alemanha.

5.º — *Dois arcos de aço*, cada um com 2 nervuras e um viaducto no meio do rto. Comprimentos designaes. Um com 186,0 ms. e outro com 134,0 ms.

*Autores:* Professor A. Ljungberg e Architecto Jo-

6. 0. - *Sete vigas de aço* para um com 2 ou 4 metros e comprimentos diversos entre 48,0 ms. e 114,0 ms. Autores: M A N - *Gutshburg e Ph. Holzmann* de Frankfurt no M. e *Architecto Hedqvist Dahl* de Stockholm, Alemanha-Suecia.

7.º. Dolei acordar, na "Cafeteria Armador", com algumas vovoras de aço enfiadas. Cada um com uma vovora de aço enfiada. As vovoras de aço enfiadas de 196.0 ms. Autores: Dr. Fritz Hempel e o arquiteto Hirsch Slum, ambos de Viena-Austria.

Não nos detemos sobre os projetos em aço dos quais contendo damos (*Fritz*, 6) o classificado em primeiro lugar. Tanto este, como os 2 outros classificados em 2.º, e 3.º, foram os mesmos entre si e não se pode deixar de reconhecer, como aliás todos tem

iguar. Arcos de Aço. Vãos livres de 217,0 ms.  
imitação de formas peculiares ao concreto armado.



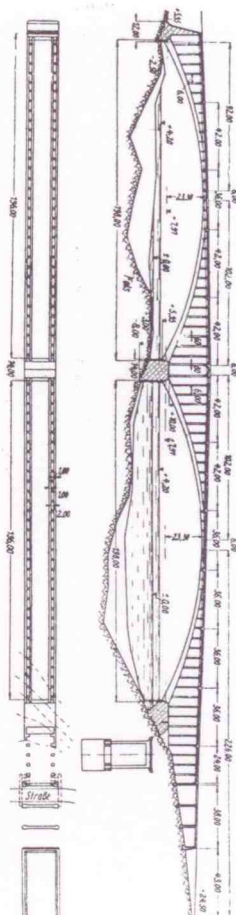


FIG. 7 — Planta e corte longitudinal do Projecto Emperger.

feito, uma tendencia cada vez mais frsante para aproximar as formas estruturales do aco, das do concreto. Quando desde facto náo se possa tirar outras conclusões capazes de salientar o concreto sobre o aco para taes estruturas, deve-se confiado concluir que o

concreto armado associa plenamente, de um lado necessitates estruturales, e de outro vantagens esteticas. Desse consorcio, em grande parte, a predominancia actual do cimento armado, nesse genero de estruturas.

## COMPARAÇÃO DE ORÇAMENTOS

| AUTOR             | CUSTO TOTAL | SUBSTRUCTURA | SUPERSTRUCTURA | TABOLEIRO |
|-------------------|-------------|--------------|----------------|-----------|
| 1. -PREMIO        | 8,067 000   | 1,000 000    | 6,270 000      | 797 000   |
| 2. - " GABER      | 7,624 000   | 1,090 000    | 5,838 000      | 696 000   |
| 3. - " M. A. N.   | 7,921 000   | 1,135 000    | 6,222 000      | 564 000   |
| 4. - " FAEBER     | 9,044 000   | 2,381 000    | 5,679 000      | 984 000   |
| 5. COMP. LINDBERG | 5,365 000   | 1,105 000    | 3,627 000      | 633 000   |
| 6. " M. A. N.     | 8,885 000   | 2,168 000    | 6,182 000      | 533 000   |
| 7. " EMPERGER     | 7,091 000   | 1,605 000    | 5,407 000      | 679 000   |

Estruturalmente, pode-se tirar uma conclusão importante da comparação do custo dos 3 primeiros projectos, isto é, entre o 1.º e o 3.º — arcos bi-articulados e o 2.º, arco engastado. A economia alcançada por este ultimo systema estrutural sobre os 2 precedentes é bem sensivel, confirmando ainda em aco, as nossas varias conclusões (2).

Entre os projectos não admitidos ao julgamento final, ou como se diz vulgarmente, eliminados, figura um da autoria de J. Arstedt de Koblenz-Allemania. Sobre esta eliminacão do jury mui justamente clamavam alguns especialistas aos quaes nos associamos. Embora parecendo pesado, o projecto em questào revela uma grandeza de aspecto raramente conseguida em obras similares. As suas linhas são impecaveis. Faz-nos lembrar algumas das construcções dos Imperios de Cesar e Napoleão.

A magestade que lhe dá a saliencia admiravelmente proporcionada dos pilares centrais, prolongados até o taboleiro, é de um effeito imponente em dimensõe e grandza.

Ao gosto futil da leveza excessiva em architectura, correspondendo a subtileza exagerada na fôrma — deve-se contrapor a grandiosidade das fôrmas robustas e a profundidade das idéas e raciocínios.

(2) — V. Págs. III do 1.º Volume do "Cimento Armado".

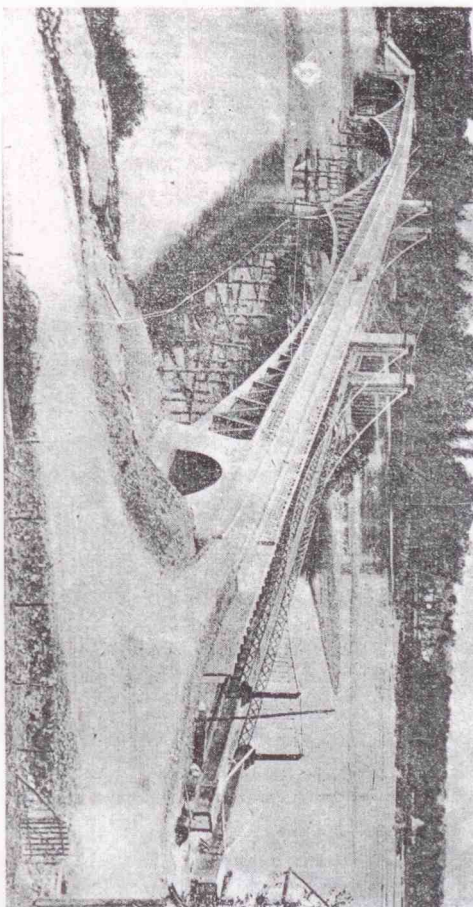
Pernita-nos o leitor esta expansão, á vista da injusticia imperdável do jury para com o talento revelado por Arstedt, ainda na composicão estrutural conforme indica a Fig. 3. Não preferimos a leveza do projecto vencedor do primeiro premio, ao aspecto grave e austero do projecto de J. Arstedt (Fig. 4). Eis o que o relatório do jury da concorrência disse sobre o magestoso projecto Arstedt.

"O Projecto preenche as exigencias do "Programa de modo inteiramente satisfactorio, tanto constructivamente, como a "respeito da technica de construcção, e é trabalhado "sob todos os pontos de vista mui cuidadosamente. Com suas largas superfícies de "vinda podem carregaria, aponte execravelmente, o panorama da cidade". E' pena, mas estava nas condições da abertura da concorrência:

"que um erro ou engano a juízo do jury bastaria para causar o ajuntamento, "menno de trabalhos de mérito".

Por outro lado não fosse essa questào de gosto e a parte estrutural do projecto de J. Arstedt como illustramos nas Figs. 3 e 4 é digna de observacão pelo aproveitamento mui-to de armação rija de ferro fundido e vergalhões de aco.

(Continúa no proximo numero)



Ponte Veautre sobre o Rio Allier — França.  
Descintramento artificial dos

## arcos maciços

### Processo de Freyssinet

F. Penna Chaves  
Da Divisão Technica da Prefeitura do Rio.

A technica da construcção dos grandes arcos deve ao processo de descintramento artificial de Freyssinet, o grande desenvolvimento por que vem passando nestes ultimos annos e a possibilidade de atingir vãos livres de outra fôrma impossiveis. Este processo vem sendo applicado pelo seu autor desde 1908, devendo-se notar o extraordinario successo obtido com as pontes de Veaurde, Villeneuve-sur-Lot e S. Pierre du Vauvray, todas de vãos excepcionalmente grandes e nas quaes a economia e a elegancia obtidas foram simplesmente admiraveis.

Tambem na Allemania e nos Estados Unidos a accetacão que vem tendo é indício convincente do quanto se pode ainda esperar desse notavel aproveitamento na technica da engenharia de pontes. Na Allemania, onde é conhecido pelo nome de "Processo de expansão dos arcos" (Gewölbe-Expansionverfahren), está patentendo pela firma Burchtein & Heister de Frankfurt a. M., tendo sido empregado pela 1.ª vez na ponte Puppen de Lubbeck, por volta de 1914, (1) mais ou menos na mesma época da construcção em França da ponte de Villeneuve-sur-Lot. Mais recente é a sua introducção nos Estados Unidos, onde ainda se acha em construcção, a grandiosa ponte de Rogue River no Estado de Oregon, formada por sete grandes arcos com 210 pés de vão livre, e primeira, nesse paiz, em que é applicado o processo Freyssinet.

Sabe-se que os esforços numa secção de um arco são constituídos pelas seguintes parcelas: a) — compressão normal devida ás cargas permanentes; b) — esforços devidos ás sobreargas; c) — esforços devidos ao encurtamento elastico; d) — accões provenientes da contracção do concreto e de um afastamento eventual dos encontros; e) — effeitos da differença entre temperatura inicial e a temperatura media; f) — effeitos da oscillação da temperatura. E' claro que, quanto maior a parte reservada para os esforços b, tanto maior será o aproveitamento da ponte.

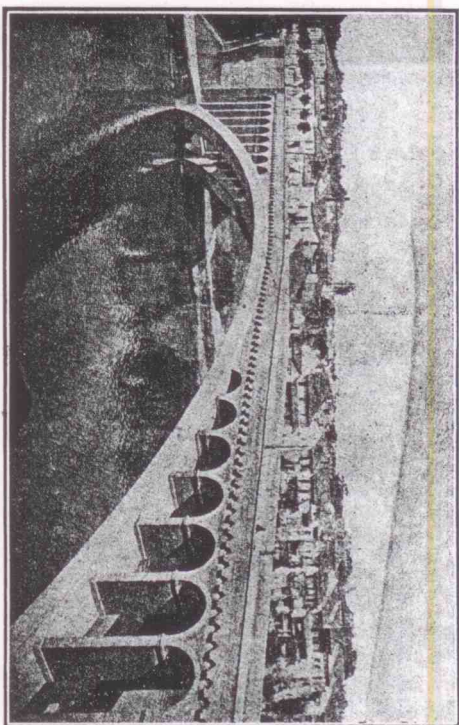
Os esforços a dependem unicamente das condições da ponte e só podem ser diminuidos por meio de um estudo cuidadoso e conveniente dimensionamento. Quanto aos esforços c, d, e f, que não correspondem a nenhuma causa util, são proporcionaes ao vão l, e á relação  $\frac{l}{f}$  da flecha para o vão. A medida que cresce l, estes esforços parasitas crescem rapidamente, tornando quasi impossivel a execução economica dos grandes arcos.

O processo Freyssinet (1) veio justamente solucionar esta questào, não só eliminando esses esforços parasitas, como tambem tornando possivel

(1) Genie Civil — 1921 ns. 5, 6 e 7.

(1) Emperger — Handbuch fur Eisenbetonbau — 7.º vol.





*Pontle Villeauve-  
sur - Iol.*



uma diminuição nos esforços devidos directamente às cargas, pela criação de fadigas de deformação de sentido inverso. Consiste em última análise na criação, no interior do arco, de um estado elástico escolhido à vontade e tal que, combinado com o proveniente da acção das cargas, reduza n um terceiro estado mais conveniente.

No caso geral, para se conseguir este resultado e ao mesmo tempo a passagem do arco, para o estado de carga, procede-se da forma seguinte:

Corre-se o arco completamente segundo duas seções transversais e, por meio de alguns grupos de macacos hidráulicos actuando nestas secções, exercendo-se uma pressão entre os elementos do arco, fazendo com a pressão nos diferentes macacos, segundo com a pressão nos diferentes macacos, pode-se obter uma determinada variação do comprimento do eixo do arco e das deformações angulares também predefinidas arbitrariamente. Sendo sempre possível escrever as tres equações do equilíbrio elástico de um arco em função desses tres parâmetros (comprimento do eixo e duas deformações angulares), nada mais facil agora, do que, escolhido um certo estado elástico, realisar-lo, dando com o dispositivo acima descrito a estes parâmetros os valores correspondentes. Nos casos correntes de arcos symmetricos, como bastam apenas duas equações com dois parâmetros para determinar o equilíbrio, a terceira equação sendo substituída pela condição de symetria, o mesmo resultado seria obtido com uma única junta no fecho do arco.

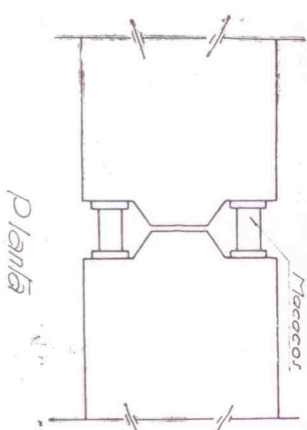


Fig. 1 — *Planta no jecho*.

Quanto à possibilidade de se obter praticamente, esse estado elástico, basta, para prova-o, considerar o completo exito obtido em todas as pontes em que foi empregado o processo Freyssinet. Para determinar os valores desses dois parâmetros, capazes de criarem no arco o estado elástico arbitrário mais conveniente, calcula-se, por qualquer processo, as fadigas  $\epsilon_1, \epsilon_2, \dots, \epsilon_n$ ,  $l_1$  e  $l_2$  determinadas no estrado sob os e no intradós, respectivamente:

a) — pela abertura no fecho de uma junta de faces paralelas com uma espessura igual a unidade;

b) — pela rotação das faces da junta de um ângulo unitário

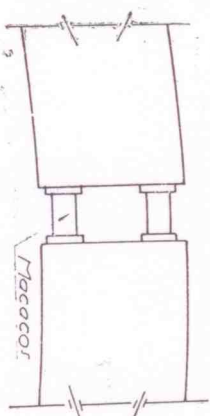


Fig. 2—Vista lateral no jecho.

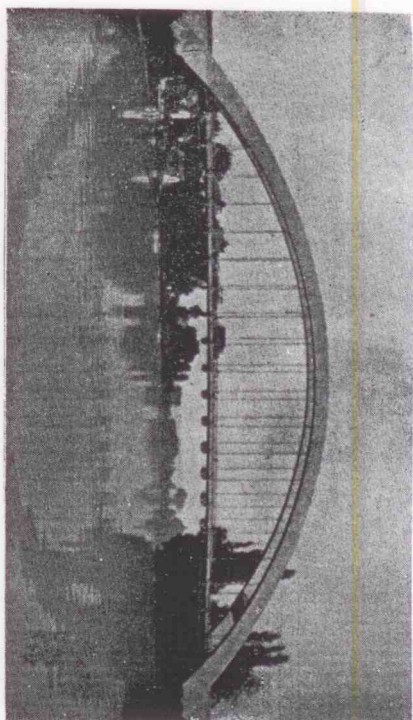
Ter-se-á assim n'uma secção de abscissa  $x$  os seguintes esforços: no caso de uma junta de espessura  $\epsilon$  e de ângulo  $\alpha$ :

$$e_1 \dot{x} + e_2 \dot{x} + i_1 x + i_2 x \alpha$$

Designando por  $E_x$  e  $I_x$  as fadigas provenientes das cargas, bastará então escolher  $\epsilon$  e  $a$  por tentativas e taes que se tenha os valores mínimos para as sommas.

$$E_x + e x \epsilon + e_2 x \alpha$$

e realisa-los depois praticamente pelo dispositivo dos macacos hidráulicos. As figuras 1, 2 e 3 mostram schematicamente a disposição dos macacos na descintragem da ponte de Villeneuve.



Pont de Saint-Pierre  
du Vanray.

— Comumente sofre este processo geral a simulação decorrente do facto de se poder constatar imediatamente a deformação que convém introduzir no eixo do arco. Com efeito, basta calcular o encurtamento total devido às cargas permanentes, à contracção do concreto, à variação de temperatura, ao afastamento dos encontros, para que, corrigido o por meio de um alongamento correspondente do eixo, fiquem esses efeitos parciais eliminados. O afastamento dos encontros pode ser avaliado.

liado com precisão na própria ocasião da operação, uma vez que o arco só começará a se levantar quando o mesmo terminar, o que permite a correção exata e a eliminação perfeita dos esforços que ele causaria com qualquer outro modo de descintamento.

Não é preciso saltar o que isto representa para a segurança da estrutura. A grande redução que o desmontamento artificial permite fazer nas taxas de trabalho, fica evidenciada no quadro anexo, em que o próprio autor do processo resume os resultados a que chegou nas três Grandes pontes de Villeneuve-sur-Lot, S. Pierre-d'Auvany e Bernand, cujos vãos variam desde 98 metros para a primeira até 170 para a última, e todos três em concreto não armado.

Contra-se vê a produção nos indústrias maximizada entre 25 e 35 %<sup>10</sup>, e Freyssinet chama a atenção para o facto do arco da ponte se trabalhar mais do que seus 170 m, de vão livre, não trariam mais do que um arco de 100 m, descurando todos os seus cummuns. E é de crer que ainda não foi dito a última palavra uma vez que o próprio autor, que já tinha publicado em 1921 (1) a verificação de que a ponte de Gava, em 1930 teve até 1.050 mm. num estudo sobre a ponte do rio Hudson em Nova York. (3)

Essa ponte é constituída por dois arcos engastados de concreto não armado, com um vão de 98 metros e suportando um tabuleiro superior. É, sem dúvida, de belíssimo efeito architectural e impressionante pela audácia.

Alm de evitar as radigas que a deformação das formas criaria, foi a concretagem feita por trechos sucessivos de 6 ms. separados por uma junta livre de 0,40. Na secção do fecho, com a aplicação

- (1) *Genie Civil* — 1921 ns. 5, 6 e 7.
- (2) " " " " " b " "
- (3) *Comp. Hendas da Sociedade de Engenharia Civis de França* — 1920.

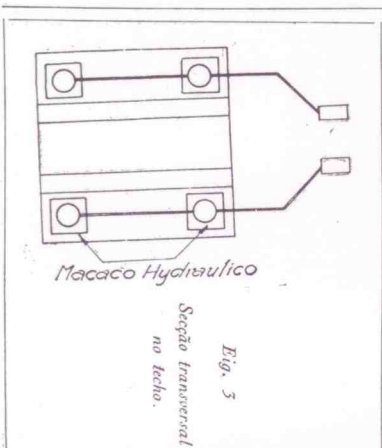


Fig. 3

*Secção transversal  
no tecto.*

de gorda, entre os dois trechos contíguos, ficou formada uma junta sem espessura e resetrados dos dois lados do arco, expostos vasos preparados para receberem os macacos, com as superfícies protegidas de forma a resistirem ao compresso local, fig. (1, 2, 3). Terminada a deformação do escoreamento, foram então concretadas as juntas. A concretagem dos arcos foi feita em 1914, e os restantes serviços ficaram adiados, paralisando-se acurritada pela guerra, e sómente foram terminados 5 anos depois.

Na sua desentragem emprega Freyssinet 4 macacos dispostos da forma indicada schematicamente na-fig. (1, 2, 3) e com capacidade para 500 toneladas cada um. A principio, os apoios cedendo, as duas metades do arco foram-se afastando, sem se levantar até uma presso de 260 toneladas por macaco.

Nesse momento a espessura da junta era de 2 cm. A partir daí, os encontros não mais se deformaram e o arco começou a se levantar lentamente. A operação foi levada até a ocasião em que a abertura no fecho atingiu 8 cm, no extradorso e 7 cm, no intradorso, estando então o arco levantado cerca de 9 cm, acima da forma e os macacos acusando um pressão de 270 toneladas cada um.

Primeiro, então, introduzidas na junta, duas placas, feitas com argamassa extremamente rica, com 5 cms. de espessura, tendo as faces revestidas com uma camada de 3 mm. de pasta fresca de cimento. Diminuída lentamente a pressão nos macacos, a junta fechou-se sobre essas placas, obtendo-se



|   | FECHO   |          | APOIOS  |          | FECHO   |          | APOIOS  |          | FECHO   |          | APOIOS  |          |
|---|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|
|   | Em cima | Em baixo | Em cima | Em baixo | Em cima | Em baixo | Em cima | Em baixo | Em cima | Em baixo | Em cima | Em baixo |
| A. Pressão normal.....  | 38,5    | 38,5     | 28,2    | 28,2     | 31,5    | 31,5     | 22      | 22       | 48,6    | 48,6     | 28,7    | 28,7     |
| A'. Fleção residual.....  | 6,3     | 6,3      | -1,4    | 1,4      | —       | —        | —       | —        | —       | —        | —       | —        |
| B. Sobrecargas.....   | 13,4    | 5,5      | 11,2    | 13,5     | 14,1    | 14,1     | 16,3    | 15,2     | 61      | 7,7      | 18,1    | 15,6     |
| TOTAL.....  | 46,5    | 50,3     | 38,     | 43,1     | 45,4    | 45,4     | 38,3    | 37,2     | 55,2    | 55,5     | 6       | 53,6     |
| C. Encurtamento elástico.....                                       | 6       | -6,7     | -5,7    | 5,2      | 4,3     | -5,3     | -5,1    | 4,3      | 5,9     | -8,9     | -9,2    | 9,3      |
| D. Contração.....   | 20      | -22,5    | -19,5   | 17,5     | 15      | -18      | -17     | 14,5     | 19,5    | -29,5    | -27     | 27       |
| E. Variação de temperatura.....                                     | 12      | 1,5      | 3,9     | 10,4     | 6,6     | 3,6      | 3,4     | 8,6      | 11,7    | 5,9      | 5,4     | 16       |
| TOTAL.....  | 38      | -24,7    | -21,3   | 33,1     | 25,9    | -19,7    | -18,7   | 27,4     | 37,1    | -32,5    | -29,6   | 51       |
| C' Correção do encurtamento elástico.....                           | -6      | 6,7      | 5,7     | -5,2     | -4,3    | 5,3      | 5,1     | -4,3     | -5,9    | 8,9      | 9,2     | -9,3     |
| D' Correção da contração.....                                       | -16     | 18       | 15,6    | -14      | -12     | 14,4     | 13,6    | -11,6    | -15,6   | 25,6     | 21,6    | -21,6    |
| E' Correção da diferença inicial de temperatura.....                | -4      | 4,5      | 3,9     | -3,5     | -3      | 3,6      | 3,4     | -2,9     | -3,9    | 5,9      | 5,4     | -5,4     |
| TOTAL.....  | -26     | 29,2     | 25,2    | -22,7    | -19,3   | 23,5     | 22,1    | -18,8    | -25,4   | 38,4     | 36,2    | -36,3    |
| Solicitações máximas (com desatamento ordinário).....               | 83,5    | 25,6     | 16,7    | 76,2     | 72,3    | 24,7     | 19,6    | 64,6     | 102,3   | 23       | 8       | 104,6    |
| Solicitações máximas (processo de de desatamento de Freyssinet..... | 57,5    | 54,8     | 41,9    | 53,5     | 54      | 47       | 41,7    | 45,8     | 76,9    | 71,1     | 52,2    | 60,1     |

NOTA. — As solicitações estão expressas em  $\text{kg/cm}^2$

assim um accrescimento de 53 mm. no eixo do arco. Foram, em seguida, retirados os macacos, concretados os vãos em que se achavam e desamado o escoramento, no qual, aliás, já não se apoiava o arco.

A correção de 53 mm. no comprimento do eixo do arco foi dada de forma a corresponder exactamente à soma dos encurtamentos consequentes:

- a) — da compressão do arco em virtude das cargas permanentes;
- b) — do afastamento dos encontros;
- c) — de parte da contração do concreto, — e de mais uma parcela calculada de forma a produzir esforços de deformações destinados a diminuir as taxas máximas das fadigas provenientes das cargas permanentes isoladas.

Não somente por ocasião da descontrinagem é que o processo Freyssinet tem applicação, mas também no seguimento de pontes, cujo fecho, por qualquer motivo, tiver abtido de forma a comprometer a estabilidade, mostra-se de uma efflicencia decisiva.

Foi o caso, por exemplo, da ponte de Veindre, sobre o Allier. Construída em 1911, compunha-se

de tres arcos tri-articulados, dos quaes o do centro com um vão de 72,50 ms.

Por ocasião do descontrinamento foi feita a correção de uma contração de 0,0004, tendo em vista que a contração até o momento da operação não attingia ainda 0,0001. Entretanto o phenomeno prolongou-se extraordinariamente, conseguindo equilibrar a correção alguns mezes após e attingindo 0,0008 em 1913, accretando um abaximento de 12 cms. no fecho. Constatado um perigo que corria a estabilidade da ponte, tratou-se immediatamente de afastalo levantando-a, trabalho que foi neste caso, facilitado pela existencia da antiga junta que servira ao descontrinamento. Reccolocados os macacos no seu antigo logar, foi a ponte de novo reerguida de um pouco mais de 12 cms., sem que fosse necessario refazer o escoramento, ou interromper o transito a não ser durante os poucos minutos em que os macacos estavam funcionando.

Como se vê, a operação é caracterizada por uma incrível simplicidade sendo que "um unico homem levanta o arco acima das formas, torna a abaxial-o, torna a levantar-o, maneo-o á sua vontade e depois o immobiliza na posição escolhida com uma imprecisão precisa", conforme afirma Freyssinet.

## SECÇÃO: CALCULOS

# Linhas de Influencia de Grandezas Indeterminadas

## Meio rapido de tracal-as

Mario Cabral

O calculo das estruturas hyperestaticas, mui correntemente, sobretudo para os engenheiros de estradas de ferro e rodagem, exigem o tracado de linhas de influencia de grandezas indeterminadas. Ora, esse tracado é, quanto a estrutura, tem um certo numero de indeterminadas, trabalhossimo e será comodo obter um processo mecanico para conseguil-as.

Entre nós vemos o trabalho fastidioso das secções technicas rodó — e ferroviarias no calcular simples pontes continuas de 3 e 4 vãos, quando não foram a adaptação das mesmas á systems regulares de soluções já dadas e calculadas, afastando a rigidez das vigas com os pilares, o que constitue grave erro, pois são sabidas a economia e a segurança que provém da continuidade.

No entanto, existem hoje aparelhos mecanicos — verdadeiras ferramentas dos engenheiros — para facilitar tal trabalho.

E' extraordinario como o uso destes aparelhos amenisam o trabalho de calculo. Até mesmo no computo de esforços secundarios de systems triangulados, dão elles resultados rapidos e bastante precisos.

Mas, voltemos a algumas informações através referencias dum artigo do *Professor Baggio*, da Universidade de Princeton no *Proceedings* do *American Concrete Institute* (1) sobre a solução mecanica do tracado das linhas de influencia em systems estaticamente indeterminados.

MATRIX

| $X_c$         | $X_d$         | $X_e$         |
|---------------|---------------|---------------|
| $\delta_{cc}$ | $\delta_{cd}$ | $\delta_{ce}$ |
| $\delta_{dc}$ | $\delta_{dd}$ | $\delta_{de}$ |
| $\delta_{ec}$ | $\delta_{ed}$ | $\delta_{ee}$ |

Temos para valores das reacções dos apoios, (Determinantes):

$$C = X_c = \frac{\delta_{cc} (\delta_{dd} \delta_{ee} - \delta_{de}^2) - \delta_{md} (\delta_{cd} \delta_{ee} - \delta_{ce} \delta_{dd})}{\delta_{cc} (\delta_{dd} \delta_{ee} - \delta_{de}^2) - \delta_{md} (\delta_{cd} \delta_{ee} - \delta_{ce} \delta_{dd}) + \delta_{ce} (\delta_{cd} \delta_{de} - \delta_{ce} \delta_{dd})}$$

$$D = X_d = \frac{\delta_{cc} (\delta_{de} \delta_{ee} - \delta_{de} \delta_{ce}) - \delta_{md} (\delta_{cd} \delta_{ee} - \delta_{ce} \delta_{dd})}{\delta_{cc} (\delta_{de} \delta_{ee} - \delta_{de} \delta_{ce}) - \delta_{md} (\delta_{cd} \delta_{ee} - \delta_{ce} \delta_{dd}) + \delta_{me} (\delta_{cd} \delta_{de} - \delta_{ce} \delta_{dd})}$$

$$E = X_e = \frac{\delta_{cc} (\delta_{de} \delta_{dd} - \delta_{dd} \delta_{ce}) - \delta_{md} (\delta_{cd} \delta_{ee} - \delta_{ce} \delta_{dd})}{\delta_{cc} (\delta_{de} \delta_{dd} - \delta_{dd} \delta_{ce}) - \delta_{md} (\delta_{cd} \delta_{ee} - \delta_{ce} \delta_{dd}) + \delta_{me} (\delta_{cd} \delta_{de} - \delta_{ce} \delta_{dd})}$$

Denominador identico ao da fracção acima.

para o valor de  $X_c$ ,  $X_d$  e  $X_e$ :

$$X_c = \frac{\delta_{cc} \gamma_c - \delta_{md} \gamma_c + \delta_{me} \rho_c}{\Delta}$$

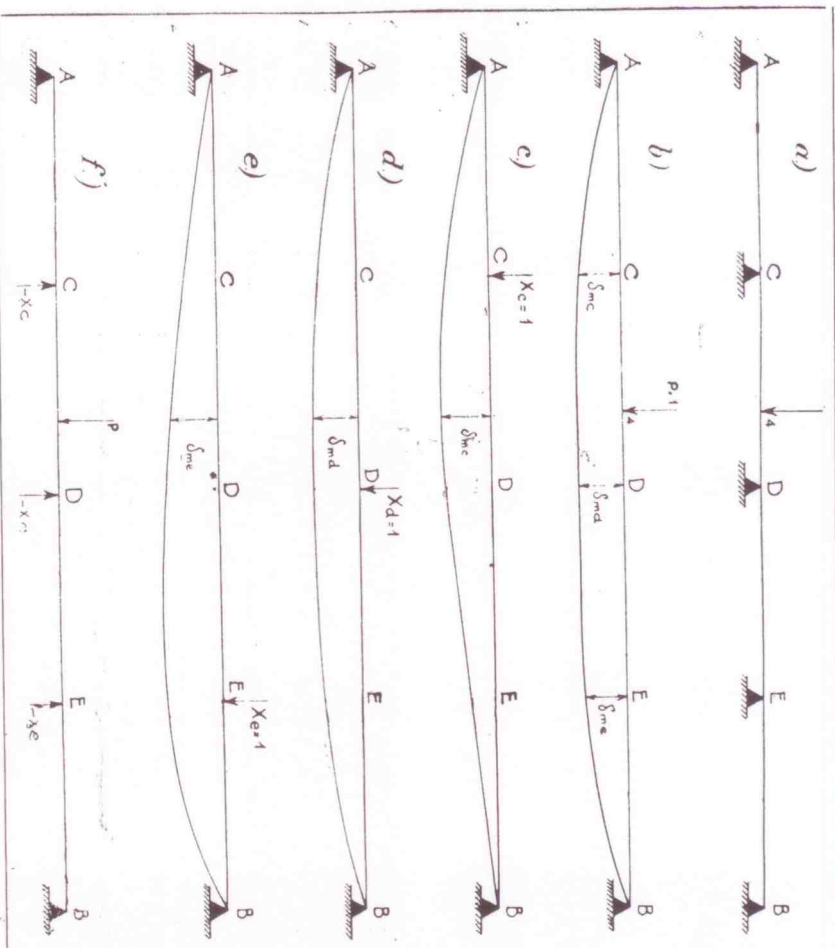
$$X_d = \frac{\delta_{cc} \gamma_d - \delta_{md} \gamma_d + \delta_{me} \rho_d}{\Delta}$$

$$X_e = \frac{\delta_{cc} \gamma_e - \delta_{md} \gamma_e + \delta_{me} \rho_e}{\Delta}$$

A variante Maxwell ainda aqui se applica integralmente. Em logar de uma unica carga, applicuemos 3, a saber  $\gamma$ ,  $\nu$  e  $\delta$  nos pontos C, D e E. Observemos que estas cargas dão num ponto qualquer, M por exemplo, a seguinte deflexão:

$$(5) \quad \gamma \delta_{mc} + \nu \delta_{md} + \rho \delta_{me}$$





A Variante Maxwell dá as seguintes igualdades, como é sabido:

$$\begin{aligned}\delta_{mc} &= \delta_{cm} \\ \delta_{md} &= \delta_{dm}, e \\ \delta_{me} &= \delta_{em},\end{aligned}$$

e a Lei da Superposição Elástica a referida acima sob (5).

Dahi se deduz que carregando a viga AB — teórica — sucessivamente, cada vez, com trez cargas  $\gamma_c, \gamma_d, \gamma_e, \dots$  exactamente nos pontos donde retiramos as indeterminadas  $X_c, X_d, X_e, \dots$  as 3 elasticas resultantes serão respectivamente as 3 linhas de influencia para as referidas indeterminadas  $X_c, X_d$  e  $X_e$ .

Primeiramente a viga carregada com:

$$\begin{aligned}X_c &= \gamma_c, \\ X_d &= \gamma_d, e \\ X_e &= \gamma_e,\end{aligned}$$

dará a linha de influencia de  $X_c$ ; uma segunda vez a viga carregada com

$$\begin{aligned}X_c &= \gamma_c, \\ X_d &= \gamma_d, e \\ X_e &= \gamma_e,\end{aligned}$$

dará a linha de influencia de  $X_d$ ; e ainda uma terceira vez a viga carregada com:

$$\begin{aligned}X_c &= \gamma_c, \\ X_d &= \gamma_d, e \\ X_e &= \gamma_e,\end{aligned}$$

dará a terceira linha de influencia para a ultima indeterminada  $X_e$ .

Tomando-se para escala de leitura de cada uma destas linhas de influencia, o comprimento da ordenada sobre o apoio para o qual é ella tracada, pois sabe-se que ali a referida ordenada deve ser igual a unidade, — está caracterizada a mencionada linha de influencia.

Este processo é geral e se estende a toda sorte de estruturas.

Reflectindo sobre a acção das 3 cargas não é difficil chegar-se á conclusão de que as outras duas cargas actuantes sobre a estrutura, ao lado da indeterminada, cuja linha de influencia se deseja, têm para effecto tornar o systema basico estaticamente indeterminado  $n-1$  vezes, no nosso caso duas vezes. Dahi vindo as reflexões do Professor Beggs, e o aproveitamento dosapparehos capazes de indertimadas, sem passar pelo calculo anterior das linhas de influencia das deformações individuais, ou sejam no systema basico isostático.

Representando a estrutura indeterminada (viga continua no presente ex.) por uma haste metálica tendo os vãos medidos numa escala conveniente sobre um desenho, tornando esta haste flexivel nas condições da estrutura cuja linha de influencia duma indeterminada se deseja basta carregal-a com uma unica carga actuante sobre o ponto de applicação da indeterminada em questão.

Deslocando o ponto de applicação da indeterminada, cuja linha de influencia se deseja, de uma

certa distancia, a digamos, a propria curva da hastes deformada será desenhada sobre o desenho e lida na escala de  $a=1$  dará as ordenadas da referida haste deformada as da linha de influencia em questão.

Compreende-se a facilidade com que se poderá obter, desse gesto, linha de influencia, mecanica e facilmente com apparehos como o Nupubest e outros similares.

Temos verificado pelo uso dum desses apparellhos resultados que comparados com os de uma resolução analytica cuidadosa, mediante emprego de machina de calculo na eliminação bastante cuidadosa pelo Algorithmus de Gauss, — não apresentam quasi differença sensivel — ou mais precisamente saõ a partir de 3.<sup>a</sup> e mais communmente da 4.<sup>a</sup> — casa decimal. Dessa facilidade em obter linha de influencia de systems estruturas continuos, é que desejamos chamar a attenção de nossos engenheiros rodo e ferroviarios.

(<sup>1</sup>) Pag. 58 — Volume XVIII

(<sup>2</sup>) Pag. 172 Volume 1.<sup>o</sup> — de "Cimento Armado"

## Tabellas para calculos de lages rectangulares

Furtado Simas

(Conclusão) III (<sup>1</sup>)

Consulte-se a Fig. 5, que reproduzimos do artigo referido.

|       |          |          |          |
|-------|----------|----------|----------|
| $l_1$ | $l_2$    | $l_3$    | $l_4$    |
| $l_5$ | $l_6$    | $l_7$    | $l_8$    |
| $l_9$ | $l_{10}$ | $l_{11}$ | $l_{12}$ |

Fig. 3

Os eixos ortogonais onde se acham os momentos flectores maximos, vale dizer, tambem os onde se encontram os momentos volventes nulos, não se cruzam no centro da placa, como o fariam no Caso I (placa simplesmente apoiada nos 4 lados); cruzam-se num ponto mais proximo do canto onde convergem os lados simplesmente apoiados, ou seja

### 3.<sup>o</sup> — REPRESENTAÇÃO GEOMETRICA DOS MOMENTOS VOLVENTES EM COMBINAÇÃO COM OS MOMENTOS FLECTORES — MOMENTOS EQUIVALENTES.

VALENTES.

Antes de procedermos á exemplificação numerica, procedamos a representação conjuncta dos momentos flectores e volventes, para assim poderemos ter uma ideia dos momentos equivalentes dos esforços principaes, (Die Ersatzmomente der Hauptspannung), os quaes devem ser calculados para satisfazer o exigido no § 9-3 b de nossa "Proposta", approved, para a Secção II do REGULAMENTO DA A. B. C. (1). Reportar-nos-emos ao exemplo numero do artigo do conceituado especialista Eng.<sup>o</sup> Lepink (<sup>2</sup>). Desde já poremos, chamemos a attenção para o facto de ser, em uma placa simplesmente apoiada nos 4 lados (Caso I), sempre maior o erro cometido pelo desprezo dos momentos volventes, do que em qualquer outro caso de apoio, (Caso II a VII), e assim sendo, do que tambem nas placas continuas.

Tomemos um vão de canto, ou seja um dos  $l_1, l_4, l_9$ , ou  $l_{12}$  (Caso 4).

(<sup>1</sup>) V. Pag. 4 e 50 deste Volume. Numero de Julho e Agosto de 1931.

(1) Pag. 11 deste Volume.

(2) Pg. 81 do 1.<sup>o</sup> Volume de "Cimento Armado".



d) diagramma dos flutores  $Mx$  na seção  $AB$  (nesta seção os volutes são nulos);



Pela tabela 16, temos:  
Para  $\text{Caso } f$ :

$$l_y = \gamma q l_y^2, e$$

$$l_x = l_y = \frac{9}{11} l_y.$$

Para  $\text{Caso } l$ :

$$l_x = \gamma q l_y^2$$

Os valores  $\gamma q$  são dados pela tabela 17, na qual procuramos nas colunas do centro, as que são alto tem os números 4 e 1 colocados sob  $l_y$  e  $l_x$ .  
Para  $l_x = 0,95$ , lê-se ( $\text{Caso } f$ ).

$\gamma = 0,0260$   
e para  $l_x = 0,833$  será, interpolando:  
 $\frac{\gamma}{l} = \frac{0,0262}{1}$

$$\gamma = 0,0262,$$

$$l_y = 0,0262 q l_y^2 =$$

$$= 0,0262 \cdot 400 \cdot 12,96 = 135$$

$$l_x = \frac{9}{11} (l_y) = 110;$$

e ( $\text{Caso } l$ )

$$l_x = 0,0396 \cdot 100 \cdot 12,96 = 51.$$

Sendo os totais:

$$l_y = 135 + 51 = 186$$

$$l_x = 110 + 51 = 161$$

Com estes elementos estamos em condições de verificar a placa aos momentos das esforças principais por intermédio dos momentos equivalentes.

#### MOMENTOS EQUIVALENTES SEÇÃO E F

(Direção  $l_y$ )

$$\text{Para } y = 0:$$

$$m_y = \pm \frac{1}{2} l_y = 93 \text{ t}$$

$$\text{Para } y = \left( \frac{0,45}{2} \right) l_y:$$

$$m_y = 0,5 (M_{y_{\max}} + l_y) = 155 \text{ t}$$

$$\text{Para } y = 0,45 l_y:$$

$$m_y = M_{y_{\max}} = 125 \text{ t}$$

$$\text{Para } y = \left( 0,45 + \frac{0,325}{2} \right) l_y:$$

$$m_y = 0,5 (M_{y_{\max}} \pm l_y) = 142 \text{ t}$$

$$\text{Para } y = 0,775 l_y:$$

$$m_y = \pm \frac{1}{2} l_y = 81 \text{ t},$$

#### SEÇÃO A B

(Direção  $l_x$ )

$$\text{Para } x = 0:$$

$$m_x = \pm \frac{1}{2} l_x = 93 \text{ t}$$

$$\text{Para } x = \frac{0,45}{2} l_x:$$

$$m_x = 0,5 (M_{x_{\max}} \pm l_x) = 183 \text{ t}$$

$$\text{Para } x = 0,45 l_x:$$

$$m_x = M_{x_{\max}} = 180 \text{ t}$$

$$\text{Para } x = \left( 0,45 + \frac{0,325}{2} \right) l_x:$$

$$m_x = 0,5 (M_{x_{\max}} \pm l_x) = 171 \text{ t}$$

$$\text{Para } x = (0,450 + 0,325) l_x:$$

$$m_x = \pm l_x = 81 \text{ t}$$

Donde se conclui que na direção  $l_x$  o momento realmente máximo não procede no ponto de momento fletor máximo e sim justamente em seção intermediária recomendada pelo REGULAMENTO DA A. B. C., onde ele excede aquele de cerca de 25%. Nas bordas livres da placa os valores atingem valores de cerca de 50% dos momentos flectores máximos.

Por tudo isto, ficam demonstradas, à evidência, as razões de ordem de segurança impostas pelo referido no REGULAMENTO DA A. B. C.

(Fim)

## EXPERIENTE

**Numero avulso — Do volume em publicação** 35000

**Assinaturas** { Interior ..... 305000  
(um ano) { Exterior ..... 405000

**Preço de cada um dos 2 volumes publicados** 205000

**Os numeros avulsos e os volumes são remetidos mediante vale postal pelos preços da tabela acima, livres de porte.**

**Toda correspondência deve ser dirigida à J. Furtado. — Porte registrado (assinaturas) mais 55000**

**Avenida Rio Branco 111-5.º and. — Rio de Janeiro — Phone: 3-3163**

**SEÇÃO : ASS. BRAS. DE CONCRETO.**



**Vida**

**Technica e Social**

**Sessões da A. T. e do C. C.**

15.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 5 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Entrou em 3.ª discussão o "Regulamento para a Construção em concreto armado, acompanhado do Parecer da Comissão de Redação.

Foram aprovados os §§ 1.º, 2.º, 3.º, 4.º e 5.º que compõem a 1.ª Parte, tendo usado da palavra todos os engenheiros presentes.

16.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 10 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Foram aprovados, depois de debates em que tomaram parte todos os presentes, os §§ 6.º, 7.º, 8.º e 9.º, todos da Seção II do "Regulamento para as Construções em concreto armado".

17.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 12 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Continuando a 3.ª discussão do Regulamento, são aprovados os §§ 10.º, 11.º e 12.º todos da Seção II. Tomaram partes na discussão todos os presentes.

18.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 13 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Entrou em discussão pela 3.ª vez a Seção III do Regulamento, tomando parte na mesma todos os presentes. Foram aprovados os §§ 13.º, 14.º, 15.º, 16.º, 17.º, 18.º e 19.º.

19.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 17 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Procedeu-se a discussão da redação final (3.ª) da Seção IV do Regulamento, tendo usado da palavra quasi todos os presentes. Foram aprovados os §§ 20.º, 21.º, 22.º, 23.º, 24.º, 25.º, 26.º, 27.º, 28.º, 29.º e 30.º.

20.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 22 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Continuando a 3.ª discussão do Regulamento para as construções em concreto armado foram aprovados os §§ 31.º, 32.º, 33.º, 34.º e 35.º, da Seção V.

21.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 24 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Entraram em discussão os §§ restantes da Seção V, os quais foram aprovados.

22.ª SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 24 de Junho — *Presidência Furtado Simar.*

Foi apresentada e lida pelo eng.º Leipnik Wolfner a proposta para o Anexo II do Regulamento da A. B. C.

#### NORMAS PARA FORNECIMENTO E ENSAIO UNIFORME DO CIMENTO

##### § 1 — CLASSIFICAÇÃO

Conforme o seu preparo ficam os cimentos divididos em cimentos naturais e artificiais.

Os cimentos artificiais são os seguintes:

A): *Cimentos Comuns.*

1 — Cimento Portland

2 — Cimento de escoria

3 — Cimento de alto forno

4 — Erzeement.

B): *Cimentos Super.*

1 — Cimento Portland Super

2 — Cimento fundido.

##### § 2 — DEFINIÇÃO

O cimento é um aglutinante hidráulico com relação determinada entre argila e calcário. A trituração e mistura íntima dos elementos antes da queima, a queima da composição até o limite de fusão e a trituração finíssima do produto da queima (Klinker) perfazem o cimento artificial.

Queimando pedras, que na sua composição natural se assemelham ao cimento Portland, sem outros preparativos, a trituração finíssima deste Klinker nos fornece o cimento natural.

##### § 3 — EMPREGO

Para obras de concreto armado só será permitido o emprego de cimentos artificiais que satisfaçam às presentes normas.

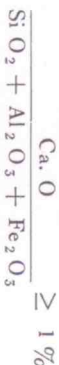
Os cimentos naturais não podem ser empregados sózinhos mas só adicionando-os ao cimento artificial. Neste caso deverá ser provado que o cimento natural não age desfavoravelmente sobre o concreto. Em nenhum caso será tolerado diminuir a quantidade do cimento artificial determinada pelo regulamento para construções em concreto armado.

##### § 4 — COMPOSIÇÃO

A): *Cimentos comuns*

1). *Cimento Portland*

A relação entre os elementos calcários e argilosos não deve ser menor de 1%.





Têor em magnésia no máximo..... 5%  
 " " anidrido sulphúrico (SO<sub>2</sub>)..... 2,5%  
 Perda ao fogo..... 4%  
 Resíduo insolúvel..... 1%

#### 2. Cimento de escória

O cimento de escória é composto de mais de 70% e menos de 70% de cimento Portland e o resto de escórias básicas granuladas de alto forno, pulverizadas e intimamente misturadas.

Têor em magnésia, etc., como para o cimento Portland.

#### 3. Cimento de alto forno

O cimento de alto forno é composto de mais de 15% e menos de 70% de cimento Portland, e o resto de escórias básicas granuladas de alto forno, pulverizadas e intimamente misturadas.

Têor em magnésia, etc., como para o cimento Portland.

#### 4. Erzenment

O Erzenment é uma espécie de cimento Portland mas onde a Alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) fica quasi totalmente substituída pelo Oxido do ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), ficando porém o mesmo têor de calcário.

O têor em magnésia, etc., como para o cimento Portland.

#### B. Cimento Super

1. *Cimento Portland* como o cimento Portland comum.

#### 2. Cimento fundido

O têor em Alumina fica grandemente aumentado egualando mais ou menos ao têor de calcário.

O têor em magnésia não deve ultrapassar 1%; o resto como para o cimento Portland.

O cimento fundido não deve ser misturado com cimento Portland ou Cal.

#### § 5 — PESO

| CIMENTO REAL        | DENSIDADE MÍNIMA | DENSIDADE APARENTE |
|---------------------|------------------|--------------------|
| Portland Comum..... | 3,0              | 1,5                |
| Escória.....        | 3,0              | 1,5                |
| Alto forno.....     | 3,0              | 1,2                |
| Erzenment.....      | 3,0              | 1,5                |
| Portland Super..... | 3,1              | 1,5                |
| Fundido.....        | 3,0              | 1,2                |

#### § 6 — MÓDULO DE FINURA

Densidade real determinada com o densímetro Le Chatelier tomando a média de duas provas.

Resíduo na peneira N.º 30, 900 malhas/cm<sup>2</sup>, fios de 0,15mm. de diâmetro:

Cimento comum no máximo..... 3%  
 Resíduo na peneira N.º 70, 4.900 malhas/cm<sup>2</sup>, fios de 0,05 mm de diâmetro:

Cimento de alto forno no máximo..... 12%  
 Cimento Portland Super no máximo..... 10%  
 Cimento fundido no máximo..... 7%

Ensaios de peneira a mão ou mecânico, dando-se preferência a este método. Quantidade de cimento 100 gr.

Ensaio de peneira a mão: Empregam-se peneiras retangulares com 20 cms. de diâmetro, fechadas em cima e em baixo. Coloca-se 100 grammas de cimento

na peneira, sacode-se levemente 150 vezes por minuto a peneira, dando-lhe um movimento relativo sobre o eixo vertical.

Duração do ensaio 15 minutos; pode-se dar por findo quando não passa mais de 0,01 gr./min.

Antes e depois do ensaio as peneiras devem ser limpas e inteiramente enxutas.

Ensaio mecânico: aparelho de peneira Tetmayer, 6.000 pancadas em 20 minutos com velocidade média de 300 pancadas /min.

#### § 7 — PEGA

O começo da pega será determinado com agulha de Vicat em pasta normal e contado o tempo desde o início do amassamento em minutos.

Mínimo..... 60 minutos  
 Fim da pega, no máximo..... 10 horas

#### ENSAIOS

##### 1. Pasta normal:

A 1 Kg. de cimento será adicionada d'uma vez a água necessária (cerca 25%) amassando-se a pasta com colher de pedreiro durante 5 minutos e collocando-a num anel conico de borracha vulcanizada com 8 cm de diâmetro e 4 cm. de altura. Com a colher, raspa-se a argamassa superficial e alisa-se a superfície evitando-se qualquer pancada ou abalo. A temperatura do cimento, da água e do ar deve variar entre 18-20° C.

O têor da água é certo se uma agulha cylíndrica de 1 cm. de diâmetro (agulha Tetmayer) e 300 gr. de peso penetra na massa até 6 m/m contados do fundo.

##### 2. Concreto e fim da pega.

O concreto e o fim da pega ficam determinados com a agulha de Vicat, uma agulha cylíndrica de 1 m/m<sup>2</sup> de secção e 300 gr. de peso, cortada perpendicularmente ao eixo.

Coloca-se um anel conico de 7 cm. de diâmetro meio e 4 cm. de altura em cima de uma chapa de vidro, enche-se com pasta normal e põe-se em baixo da agulha. O momento quando a agulha não pode atravessar inteiramente a bola da pasta normal é dado como começo da pega. O momento quando a agulha não deixa mais vestígios na superfície da bola é o fim da pega.

Temperatura como na alínea 1.

#### § 8 — INVARIABILIDADE DOS VOLUMES

O volume do cimento deve ser invariável.

#### ENSAIOS:

##### 1. Prova com água fria.

Forma-se uma bola de pasta normal em cima de uma chapa de vidro com 10 cm. de diâmetro e 2 cm. de espessura no centro, achatando-se na periferia.

A bola fica 24 horas no ar livre, é protegida contra secamento rápido, e depois collocada na água. A bola durante uma observação até 28 dias não deve mostrar sinais de tortura ou fendas radiaes.

##### 2. Método Le Chatelier.

Enche-se o aparelho de agulha Le Chatelier com pasta normal e tampam-se com placa de vidro carregada com pequeno peso. Ao fim da pega ou depois de 24 hs. ponha-se na água. Esquente-se a água

até ferver, e se a conserve fervendo durante 6 horas. Medir-se o afastamento dos ponteiros antes e depois da prova, o qual deve ser no máximo 10 m/m.

#### § 9 — RESISTENCIA

##### A. Cimento Comum

Carga de ruptura á distensão em argamassa normal seca, á 7 dias (1 dia em atmosfera humida e 6 dias mergulhada n'agua doce):..... 16 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga de ruptura á distensão em argamassa normal á 28 dias (1 dia em atmosfera humida, 6 dias mergulhadas em agua doce e 21 dias em atmosfera humida a 18-20° C)..... 20 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga de ruptura á compressão em argamassa normal á 7 dias:..... 120 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Carga de ruptura á compressão em argamassa normal á 28 dias:..... 220 Kg/cm<sup>2</sup>

##### B. Cimento Super

Carga de ruptura á distensão em argamassa normal seca a 3 dias (1 dia em atmosfera humida, 2 dias mergulhadas em agua doce)..... 25 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga de ruptura á distensão em argamassa normal á 7 dias (1 dia em atmosfera humida e 6 dias mergulhadas em agua doce):..... 30 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga de ruptura á compressão em 3 dias 250 Kg/cm<sup>2</sup>  
 " " " " 7 dias 400 Kg/cm<sup>2</sup>

#### ENSAIOS.

Os cubos devem ter 50 cm<sup>2</sup> de superfície.

##### a) Preparo da argamassa

O traço é de 1. parte em peso de cimento e 3 partes em peso de areia normal. A mistura deve ser feita mecanicamente.

400 gr. de cimento e 1.200 grammas de areia normal. Mistura-se a seco durante 1 minuto com uma colher leve em um recipiente. Ao traço seco adiciona-se a quantidade d'água necessária já determinada de antemão. Continua-se a misturar por mais 1 minuto o traço humido depois collocar-se na amassadeira mecânica e com 20 rotações por minuto, amassa-se durante 2 minutos e meio.

##### b) Determinação da quantidade d'água.

As traço seco adiciona-se na p. primeira prova 1,8 grammas (8%) d'água e se é necessário repete-se a prova com 160 gr. (10%) d'água e amassa-se na amassadeira mecânica.

Deita argamassa ponha-se 850-860 grammas na forma normal, sobreponha-se outra forma e bata-se mecanicamente com um peso de 3,2 Kgs. que caia de uma altura de 0,40m. 150 vezes. A quantidade d'água foi bem determinada se entre a 90-110 marteladas começa a água a filtrar nas fugas entre as duas formas. Em caso contrario deve-se repetir o ensaio.

##### c) Confeção dos cubos de prova.

Coloca-se a argamassa normal nas formas normaes e bate-se com 150 marteladas.

Alisa-se a marca-se a superfície com uma faca. A argamassa normal com 400 gr. de cimento e 1.200 gr. de areia normal dá para duas formas. Os cubos permanecem nas formas durante 23

horas em atmosfera humida, depois abre-se as formas. 24 horas depois da confecção tiram-se os cubos das formas e mergulha-se n'agua doce á 10 a 18° C.

Os corpos de prova devem ser bem isolados um do outro e quando na atmosfera humida deve ser num lugar fechado com 15-30° C.

Quando se faz o ensaio de ruptura, a pressão deve ser feita nas faces lateraes.

#### § 10 — AMOSTRAS

As amostras para os ensaios devem ser retiradas de uma barrica em cada lote de 200 ou de um sacco em cada lote de 6.000.

Cada amostra deve pesar no mínimo 5 Kg. e deve ser acondicionada em recipiente estânque ao ar.

#### § 11 — EMBALLAGEM

O cimento pode ser empacotado em saccos ou barricas, estâques á humidade.

Cada embalagem deve ter em letras claras e lingua nacional, o logar do fabrico, a marca da fabrica ou Nome do fabricante, o peso bruto e a data da fabricação e a especie de cimento. Cimentos Super devem ser marcados especialmente.

#### § 12 — ARMAZENAGEM

O cimento deve ser armazenado em lugar seco e protegido contra influencias atmosfericas, etc. o mais possível. Deve-se esforçar a guardar o cimento armazenado o mais depressa possível, especialmente os cimentos super.

Depois de certo prazo, formam-se no cimento armazenado bolas. Se essas bolas podem ser facilmente esmieladas com a mão, o cimento poderá ser usado mas so com cuidado; o cimento devera ser submetido a um novo ensaio.

Cada cinco annos 1 anno de armazenagem depois de sua data de confecção devera ser submetido a novos ensaios.

#### 23. SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 14 de Agosto — *Presidência Furtado Simas.*

O eng.º H. Menescal communicou ter o Sr. Interventor do Districto Federal feito publicar no Jornal do Brasil de 14 de Agosto um projecto de decreto que dá regulamento á Directoria de Engenharia, affirm de receber suggestões dos interessados. O referido eng.º localisou alguns pontos que interessam de perto aos engs. que exercem a profissão no Districto e propoe seja nomeada uma comissão para dar parecer sobre o referido decreto. Aprovada a proposta foi nomeada a seguinte comissão: engs. H. Schroeder, M. Justa e Rebecchi.

#### 24. SESSÃO EXTRAORDINARIA DA A. T.

Em 21 de Agosto — *Presidência Furtado Simas.*

Foi lido e aprovado o Parecer abaixo contrafactivamente com o teor do officio a ser remetido ao Sr. Interventor neste Districto.

\* \*

#### O TEOR DO OFFICIO DISCUTIDO E APROVADO NA 24.ª SESSÃO DA A. T.

#### EXM.º SR. INTERVENTOR DO DISTRICITO FEDERAL

A Associação Brasileira de Concreto, sociedade científica organizada por especialistas com o fim de desenvolver e propagar a tecnica do concreto entre nós, tendo lido o projecto de "Regulamento da Directoria de Engenharia" e levando em consideração



a patriótica iniciativa de V. Excia. solicitando suas gestões para o mesmo, resolveu submetê-lo ao exame de sua Assembléa Técnica.

Apos amplo exame da reforma projetada chegou a referida Assembléa à conclusão de que salvo uma pequena questão de detalhe, em torno dos artigos 33 e 35, o trabalho ora em estudo merece os mais entusiasticos encontros, pois, vem preencher varias lacunas que ha muito se faziam sentir.

Em relação aos dois artigos acima referidos foi aprovada a resolução de pedir venia a V. Excia. para sugerir as seguintes medidas:

A licença para construção de edificios particulares que, atualmente, é pedida de uma só vez com a apresentação do projeto e calculo parcial da estrutura, deverá ser dividida em duas fases: *Licença de Projeto e Licença de Construção*.

1.º) — O pedido de *Licença de Projeto* será acompanhado pelas plantas, côtes e fachadas devidamente cotados, podendo os desenhos serem assinados por um arquiteto ou engenheiro civil. Os emolumentos desse pedido de Licença poderão ser cobrados na base de 20 rs. por m<sup>3</sup>, sendo o minimo de 50\$000 e o maximo de 500\$000.

2.º) — Para o pedido de *Licença de Construção*, deverá ser exigido, além do projeto já aprovado, o projeto estrutural de acordo com este projeto, acompanhado da memória de calculo conforme os artigos do regulamento de Concreto Armado da Prefeitura.

O Pedido de Licença será assinado por um engenheiro, sendo os desenhos e calculos do projeto estrutural assinados por um engenheiro civil.

**JUSTIFICACÃO:** — A divisão da Licença em duas partes, se justifica porque é a unica maneira pela qual a Prefeitura poderá pôr em pratica o seu regulamento de Concreto Armado, que exige o projeto da estrutura e memoria de calculo, representando tempo e trabalho para o projetista, que pelo sistema actual será completamente perdido quando o projeto for alterado por vicio inicial em face do regulamento de construções.

Por outro lado o departamento de concessão de licenças da Prefeitura ficaria dividido em duas seções distintas, cada uma com sua especialidade, o que torna o serviço mais efficiente e mais rapido.

**MULTAS:** — A comissão propõe a modificação da primeira parte do numero I do Artigo 58 para o seguinte:

"Quando reincidirem na apresentação de desenhos estruturas (desenhos para licença de construção) em completo desacordo com os desenhos da licença do projeto já provado".

**JUSTIFICACÃO:** — Não deverá haver multa de suspensão pela reincidencia na apresentação de projetos errados (1.ª licença) pela dificuldade de conciliar antecapadamente certos casos particulares com o regulamento de construções da Prefeitura. E' preferivel que para os projetos errados sejam cobradas as taxas como se fosse concedida a licença, sendo as taxas cobradas novamente para o pedido de licença do projeto corrigido.

Sirvo-me do ensejo para apresentar a V. Excia. os meus protestos da mais subida consideração.

Humberto Menescal.

Diretor-1.º Secretario.

## 9.ª SESSÃO ORDINARIA DO C. C.

Em 3 de Julho — *Presidencia Furtado Simas*

Foi lido o "Regulamento para as construções em concreto armado, discutido e aprovado pela Assembléa Técnica. Furtado imediatamente em discussão foi o mesmo aprovado com ligeiras alterações de redação.

## 10.ª SESSÃO ORDINARIA DO C. C.

Em 11 de Setembro — *Presidencia Furtado Simas*

Foi lida uma Proposta assignada por tres membros do Conselho Consultivo para que o mesmo conferisse, de accordo com o art. 6.º dos Estatutos da A. B. C. o título de membro honorario ao professor Emil Moersch.

Usaram da palavra sobre a proposta os eng.ºs H. Menescal, J. Solvay Moraes, Leopold Wolner, Rego Monteiro, Jorge Burlamaqui e J. Furtado Simas. A seguir submetida a votos em escrutinio secreto, verificou-se a aprovação da referida proposta por unanimidade.

Usando da palavra propõe o eng.º H. Menescal que o Conselho designe o eng.º H. Schreder, chefe tecnico da Cia Constructora Nacional, em viagem para a Europa, de accordo com o art.º 12 dos Estatutos, como enviado especial da Associação junto ás congéneres da Alemanha e da Suissa. Esta proposta é unanimemente aprovada.

A seguir o eng.º Furtado Simas leu uma carta que o eng.º Newton Maia professor da Escola Polytechnica de Recife e socio da A. B. C. remettera ao eng.º Lauro Borba, intervenor na Prefeitura daquelle capital e cujo teor é o seguinte:

Prezado amigo e colega Lauro Borba,

Cordiais saudaes.

Um pouco por descuido, confesso, mas principalmente por occupações inumeras e variadas, deixei passar sem o devido interesse de minha parte a elaboração do capitulo relativo ás obras em concreto armado, no novo "codigo de construções" a ser promulgado pela nossa edilidade.

Ignoro em que pé se encontram os estudos das sugestões a respeito, mas, recebendo ha pouco do Rio a revista "Cimento Armado", orgão da "Associação Brasileira de Concreto", deparei com o "Regulamento para construções em concreto armado", elaborado cuidadosa e competentemente por uma numerosa comissão de engenheiros especializados na materia, e resolvi apresentar a minha sugestão, não sei si tardiamente.

Julgando-o, tão perfeito e atualizado quanto é possível desear, sou de opinião que devemos adoptá-lo na integra, no projeto de codigo alludido, respectando-se o estorço e autoridade tecnica dessa pleiade de profissionais estudiosos que compõem a A. B. C. e testemunhando esse respeito nenhuma alteração introduzindo.

E' certo que já passou o tempo do "magister dixit", cada qual, estudando o regulamento, terá razões para discordar de algumas normas aprovadas. Mas, convencidos, não me parece tenhamos aqui elementos capazes de fazer melhor. E si atentarmos a que o regulamento em questão foi discutido com a presença de representantes do Ministério da Viação, da Prefeitura do Distrito Federal e do Estado do

Rio, porque não aceita-lo in totum tornando-o o "Regulamento brasileiro", uniformizando as normas no país, a exemplo do que fazem as nações europeas e americanas, onde as comissões tecnicas decidem e os governos actam as decisões?

Occiso seria salientar as incontestáveis vantagens dessa uniformização, desde as notáveis até os coeficientes de resistencia, com o aproveitamento geral de formulários, tabelas, monogramas.

Out'ora os cientistas se entendiam muito bem, redigindo as suas obras em latim, universalizando a ciencia; os modernos congressos tecnico-científicos internacionais tem por principal escopo, divulgando o progresso allugido em cada ciencia e em cada arte, fazer com que uns se aproveitem honestamente da experiencia dos outros. Ora, estou certo de que será obieto de estudos de futuros congressos de especialistas em concreto armado (o 1.º se realizou na Bélgica, em Setembro de 1930), a internacionalização das prescricções tecnicas para o calculo, ensaios e recepção de materiais, execução e fiscalização de obras desse genero, como o foram de ha muito, por exemplo

os sistemas de unidades geométricas, mecánicas e fisicas (com excepções verdadeiramente odiosas).

Para que pois, por motivos de detalhes, talvez, divergirmos do trabalho feito com esmero por quem tinha capacidade para fazer obra etima?

Na Alemanha foram os successos regulamentos elaborados pela "Deutscher Ausschuss für Eisenbeton", na França pela "Comission du Ciment Arme", na Inglaterra pela "Joint Committee on reinforced concrete" e assim, sempre, por comissões especializadas. Porque não seguimos os bons exemplos?

Si não temos a relexidade de nos supômos capazes de fazer melhor que os colegas da metropole, especialistas, requeiramos o amor proprio e demos o melhor testemunho de reconhecimento ao merito allheio.

Eis a minha sugestão que é tambem um apelo aos colegas.

Um abraço do colega e admirador

Newton Maia

## Secção Bibliographica

### B) Revistas Recebidas.

O LAPIS—Anno I—N.º 1—Setembro 1931.

**Sumario:** A mocidade pelo sosegamento da Engenharia Nacional. — A organização dos transportes no país. — Administração patrimonial do Estado moderno. — Do urbanismo nas suas relações com o meio historico, social e geographico da nacionalidade. — Nosso crescente progresso em concreto armado. — Memorial explicativo do projeto da "Casa da Boa Vontade". — A estereofotogrametria. — A estaca "Hoesssch". — Sobre o "Calculo Graphico". — Considerações opportunas sobre a industria brasileira de papel. — A primeira estrada com pavimento de ferro. Uma experiencia no genero.

### BOLETIM DO INSTITUTO DE ENGENHARIA

*Sumario tecnico do numero de Agosto.*

Linhas de transmissão — Simplificação do título — Sobre as derivadas do trabalho de deformação. — A localização das usinas siderurgicas.

### REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA

*Sumario tecnico do numero de Agosto 1931.*

Abaco para o calculo de peças rectangulares, de

concreto armado, submettidas à flexão simples. — As novas construções da Great Western.

### A CASA — Numero de Setembro 1931.

**Sumario.** — A nossa capa. — O nosso parque. — Nosso concurso. — A arquitetura e os materiais. — A illuminação das habitações. — Habitação confortavel. — Ausencia de gosto. — Bungalow Colonial. — Arquitectura religiosa. — Como se applica o papel pintado.

### Sciézia Technica — Numero de Setembro 1931.

A Escola Polytechnica Federal em Zurich. — A industria de máquinas e a industria de electrotechnica como partes integrantes da economia nacional suissa. — A usina hydro-electrica de Handeck. — Sociedade suissa para a construção de locomotivas e machinas, Winterthur (Suissa). — A compressão do ar e dos gases. — O motor Diesel para automoveis. — Usinas a vapor modernas com o aproveitamento do carvão nacional. — Aparelhos e material isolador para alta tensão. —

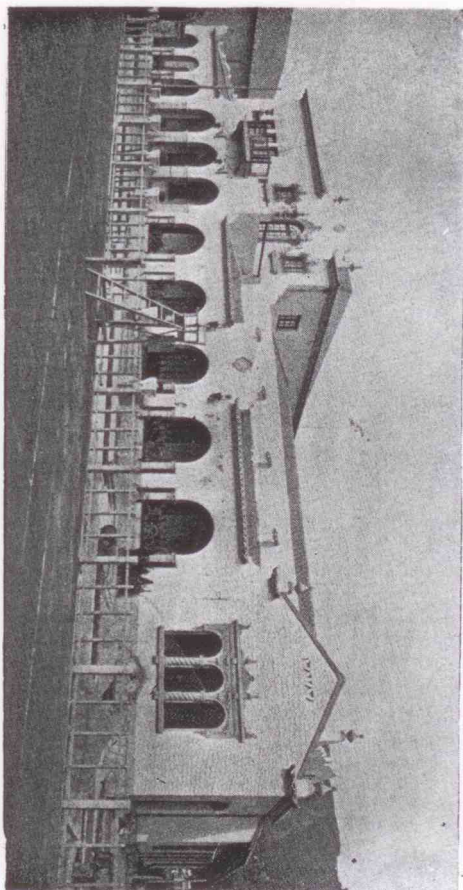
Locomotivas electricas suizas de corrente continua de 3.000 volts na America do Sul. — Machinas e instalações completas para moinhos de trigo, para silos, etc. — Um novo processo de extracção de óleos e gorduras. — A motor turbina hydraulica do mundo. — A industria suissa de contadores electricos.



## SECÇÃO: ARCHITECTURA E EDIFÍCIOS

## Nova sede do Tijuca Tennis Club

Paulo Candiotto  
Engenheiro Architecto.



Nova sede do Tijuca Tennis Club

FIG. 1 — Fachada do edifício Sede deixando vêr, sobre o telhado da varanda, salientes os pilares de concreto da estrutura do Salão de Festas, cobertos com telhas e aproveitados como motivo de decoração.

**HISTÓRICO.** De uma agremiação de 18 tenistas, que teve sua origem a 11 de Junho de 1915, tendo como sede um simples quarto em uma casa de péssimo, e uma única quadra onde se praticava tal sport, teve início o Tijuca Tennis Club.

Depois, em vez de um foram dois os courts de tennis e já não occupava somente um quarto e sim varias salas, até que, tomando incremento, acabou por occupar todo o prédio e respectivo terreno, os quaes foram tomados em arrendamento.

Estava o Club nesta situação, quando em 1925, foi a propriedade levada a leilão e então o Tijuca, tendo à frente um grupo de esforçados associados, arrematou toda a propriedade, aproveitando a oportunidade unica que se lhe offerecia.

Dahi então, de simples locatário de quarto o Tijuca passou a proprietário, mas a sede era velha o casarão já não conduzia com a sociedade de esol que a frequentava, a necessidade de uma remodelação geral era premente e já o desamino se apoderava de

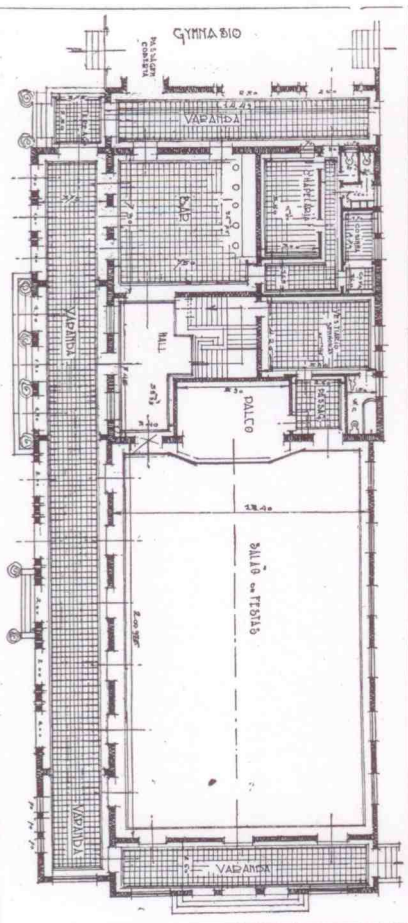


FIG. 2 — Planta do Pavimento terço do edifício Sede estando collocado a sua direita o Gymnasio, não representado nesta figura.

muitos socios pela demora da execução das obras, quando a Directoria resolveu mandar confeccionar o primeiro projecto, aproveitando em parte a construção já existente. No decorrer dos entendimentos com os architectos, verificou a Directoria que o primeiro projecto não satisfazia ás exigencias de commodidade e conforto que o numero já crescido de socios exigia. Um segundo projecto ampliando as dependencias do Club foi acceto e executado, e da velha propriedade não ficou pedra sobre pedra, tudo foi arrasado, a modificação foi radical, desde a frente da rua até o rio Trapicheiro que corre aos fundos. Em lugar do velho casarão, ostenta-se hoje um formosissimo edificio em estylo colonial hespanhol, situado no centro do terreno.

A composição da fachada do edificio da firma: CANDIOTTA, SILVA e BARBASTHIANO.

## JUSTIFICAÇÃO DO PROJECTO

**ESTYLO.** — Foi escolhido pelos architectos o estylo Colonial, por se adaptar mais aos fins para o qual eram destinados os edificios e por se enquadrar tanhamos que os circundam.

**FACHADA.** — A composição da fachada do edificio Sede embora asymetrica é equilibrada e des-

volve-se em dois corpos distintos, um mais alto, abrangendo dois pavimentos, cujo eixo principal é o da berçola de entrada e outro em linha mais baixa e suave, abrangendo o salão de festas e terminando por um corpo lateral.

**PARTIDO ARCHITECTONICO.** — O partido, adoptado de grande largura e pouca profundidade foi escolhido pelos architectos, primeiro, devido a grande testada do terreno, 72m,80 e segundo devido a exigencia da Directoria em não querer inutilisar os courts de tennis já existentes na frente da rua, delimitando uma area restricta no sentido da largura do terreno, além de ali serem projectados os edificios da Sede e Gymnasio. Desta forma foram os architectos obrigados a projectar o Gymnasio um pouco mais a frente do alinhamento da Sede, prejudicando este, desta forma, devido a suas linhas mais simples e partido symetrico, a perspectiva e beleza da linha de composição do partido asymetrico da fachada da Sede dando em conjunto um aspecto bem diverso, do que, se julgado separadamente cada um dos edificios. A collocação dos campos de tennis á frente do edificio, a que ficaram sujeitos os architectos, se bem que com o grande recuo da fachada desse melhor perspectiva a mesma, a aridez dos muros, prejudicou grandemente o ambiente em que

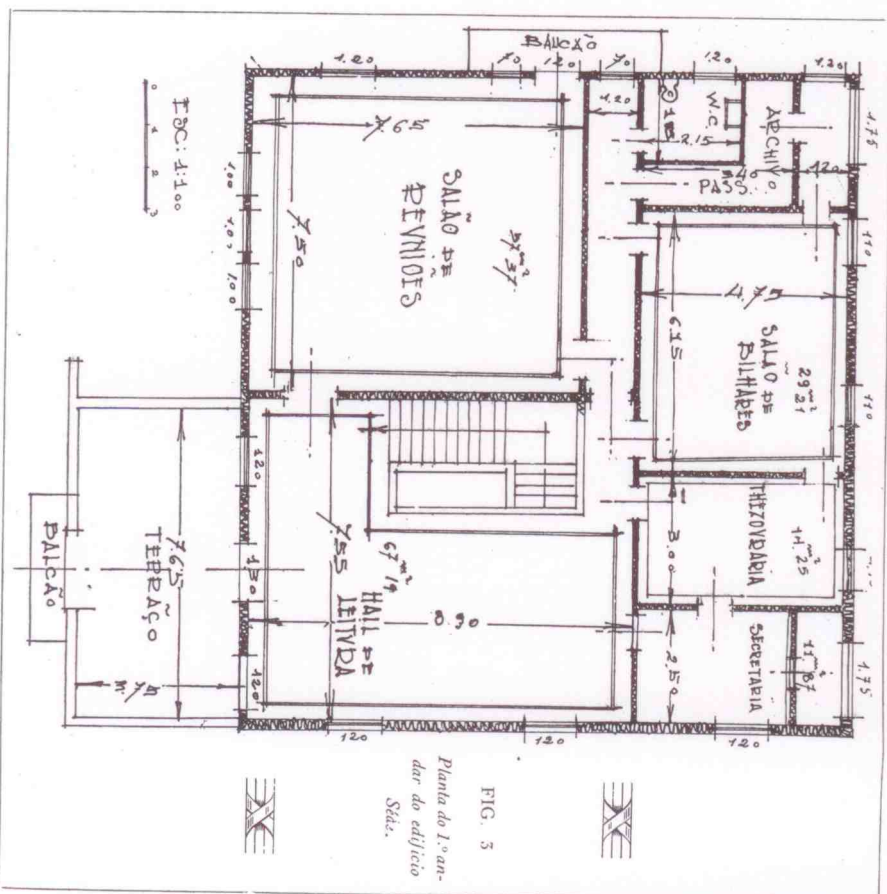


FIG. 3  
Planta do 1.º andar do edificio Sede.



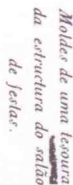


FIG. 4

DISTRIBUIÇÃO DA PLANTA

(Continúa no próximo número.)

**PAVIMENTO DE TERREIRO:** — A entrada principal é feita pela escadaria da varanda, que dá acesso ao Hall, encontrando-se neste, a escada, que leva ao primeiro pavimento e comunicando-se por meio de grandes vãos com o Salão de Festas, bar e vestiário de senhoras, tendo ligação este por sua vez com o Salão de Festas e palco por uma pequena passagem. Quizeram os arquitetos facilitar com esta disposição destas peças, o ingresso das senhoras no Salão de Festas, diretamente do vestiário sem ter que voltar ao Hall, peça esta de grande movimento, não congestionando desta forma a circulação, assim como também, facilitando o acesso ao palco tanto do vestiário como do Salão.

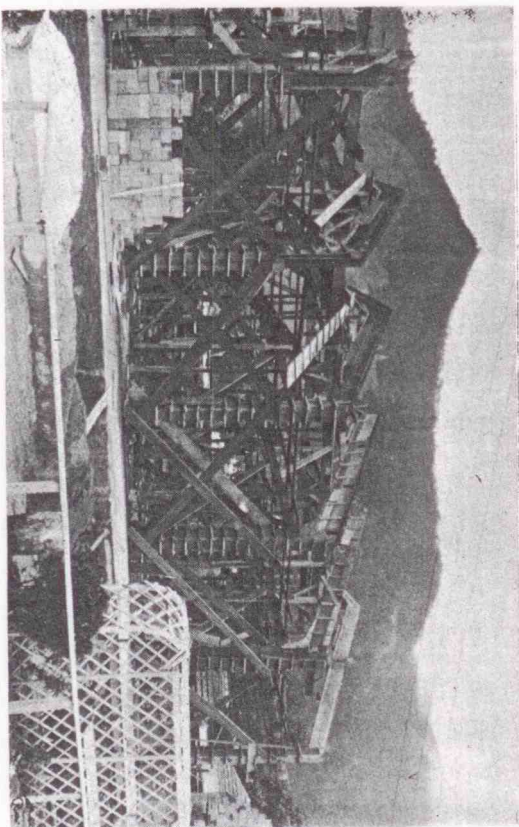


FIG. 5 — Execução da estrutura do Salão de Festas, vendo-se as formas já levantadas prontas para receber os ferros.

## 79

# A Hyperstatica no Concreto Armado

*Continuação da pag. 197 do 2.º volume (\*)*

Furtado Simas

2.<sup>a</sup> forma: *A* relação que realiza um conjugado unitário *Ma* devido a *a*ção do conjugado unitário *Ma* — é igual a relação que realiza o conjugado unitário *Ma* devido a *a*ção do conjugado unitário *Ma*.

Ainda há lugar para uma terceira modalidade, a qual provem de que o trabalho de deslocamento linear produzido pela força *Pa*, medido durante a deformação *a* provinda da força *P<sub>a</sub>* é (6)

$$P_a \delta_{ab} = \int M_a \frac{M_b dl}{E J},$$

e igual ao trabalho de rotação produzido por um conjugado  $M_a$  durante a deformação produzida pelo conjugado  $M_b$ , que tem para medida:

$$M_a \tau_{ab} = \int M_a \frac{M_b dl}{E J}$$

Donde:

$$P_a \delta_{ab} = M_a \tau_{ab},$$

e fazendo  $P_a = 1$  e  $M_a = 1$ , teremos

$$\delta_{ab} = T_{ab}$$

Dahi a

3.<sup>a</sup> forma: O caminho que percorre a carga unitária Pa devido a acção duma conjugado unitário Mb — é igual a rotação que realiza o conjugado unitário Mb devido a acção da força unitária Pa. (1)

Enunciados e explicados os *Principios* expressos pelas formulas (22), (24) e (25), os quaes se denominam

|   |       |      |
|---|-------|------|
| <i>Princípio de Redução</i> . . . . .       | — eq. | (22) |
| <i>Princípio de Belli</i> . . . . .         | — eq. | (24) |
| <i>Princípio de Reciprocidade</i> . . . . . | — eq. | (25) |

### os ao manejo pratico do calculo das delor

A, B, C, ...) Devido ao acúmulo de publicações, de acordo com o seu Regulamento, Perceções, etc., não tem sido possível publicar as notas de curso. Portanto, porém, pretendemos, a vista das insistentes demandas, sobre a continuação desta Seção, voltar a antiga regularidade. Lee, porém este interrogio a virtude de proporcionar a "Curso Anual" e ensaio de verificar quanto interessa aos Estudantes o acúmulo desta "Seção".

(1) Quanto a medida linear desta rotação consulte-se o que foi dito na Pg. 44 do 2.º volume de "Crimen Armado".

ções pelo *Princípio dos Trabalhos de Deslocamento*, ou *Princípio dos Trabalhos Virtuais*, (eq. 6).

O cunho de deformações de sistemas estáticos é determinado, ou isotáticos, e o *b a ha* da calculista de concreto armado. Todo o problema de equilíbrio de sistemas hiperestáticos, tem que necessariamente ser baseado sobre deformações de *sistemas isotáticos*. O sonho das metamorfoses da 1ª metade do século passado, vale dizer, a ilusão de se poder determinar o equilíbrio de tates systemáticas sem o auxílio de deformações, ou da Physics, e dentro da Mecânica Geral, deve ser considerado completamente extinto.

é como se obtêm, os  $\delta$   $\hat{n}$  necessários ao preenchimento das Matrizes que nos dão pela sua resolução o valor das incógnitas elásticas — dos hiper-elásticos — do problema, determinando por consequência o equilíbrio. No cálculo de deformações de estruturas de concreto armado, para o preenchimento da Matriz das Equações de Coherência em se tratando de sistemas rígos, salvo casos de hastes, curvas e de conformação especial, aconselha-se, ao invés de usar a fórmula (5) (Pág. 141-2.º Vol.) usar convenientemente a fórmula simplificada (6) (Pág. 180 — 2.º Vol.)

10 — ..... Nos casos correntes será permitida apenas introduzir para o cálculo dos  $\delta$   $\delta$  os esforços fictícios.

A INTEGRAL DOS MOMENTOS, OU INTEGRAL DAS ÁREAS, NAS FORMULAS QUE DÃO AS DEFORMAÇÕES PELOS TRABALHOS DE DESLOCAMENTO (Virtuats)

A integral referida, acima, ou seja a da formula (6), compõe-se de 5 factores, — duas curvas de momentos Ma e Mb, elementos mecânicos, os inversos de dois atributos, um,  $J$ , da forma da peça (apreciada pelo seu effeito mecânico) e outro,  $K$ , da matéria, ou materiaes, de que é construída a peça (pistão, (3); e finalmente a variavel  $dl$  (geométrica) que as-

(1a.) Pag. 200 do 2.º vol. do "Cimento Armado"

(2) Será muito útil ao estudante ler o que diz o autor sobre o assunto nas Págs. 16 e 45 (Cálculo dos Coeficientes dos Hipercálculos — lado esquerdo da Matriz) e Págs. 177 (Cálculo dos termos de carga — lado direito da Matriz) — 2.ª Vol. de "Cimento Armado".

(3) É a quantidade usada em Resistência das Matrizes sob as denominações de **MODULO DE YOUNG** ou **COEFICIENTE DE ELASTICIDADE**.



signala os limites entre os quês se deve operar. Analisaremos cada um dos 4 primeiros factores de per si, mas antes procuremos apreender o conjunto submetido ao signal integral.

Sendo  $dl$ , a *variavel independente*, haverá necessidade de apreçarmos os 4 outros factores referidos, *variaveis dependentes*, assignalhando as suas expressões em função de  $dl$ . Para realizarmos a integração, que nos dará as deformações desejadas, teremos por conseguinte de exprimir 4 quantidades em função de uma outra  $dl$ . Mais explicitamente, urge sabermos as leis de variações, (ou as linhas diagramaticas) ao longo de  $l$  de 2 momentos flectores, dum momento d'inercia e dum modulo de Young.

Quando  $l$  fôr uma haste recta é evidente que a expressão das variaveis dependentes será facilitada e este será o nosso primeiro estudo: a seguir estudaremos  $l$  pertencendo a curvas diversas: circular, parabolica, etc. Quando  $l$  se compizer de trechos de rectas será um caso de extensão do primeiro.

$E$ , é geralmente considerado constante, mesmo para o concreto armado. Diz o Regulamento do A. B. C. § 6:

4. .... Para a flexão, tendo em vista o concreto armado material anisotropo e heterogeneo, introduzire-se no coefficiente de rigidez um  $E$  medio na base de  $n=10$  tanto para a tracção como para a compressão e referente a secção total de concreto.

$J$ , o Momento d'inercia, pode ser constante ou variavel. No concreto armado se o calculará mediante o prescripto pelo "Regulamento da A. B. C." no § 6:

4. .... Além do limite de 2 % de ferro, será obrigatória a introdução de  $n$  no computo de  $J$ . No caso de vigas em  $T$  ou em  $L$ , continuas ou engradadas, ainda é permitido serem feitos os calculos com um  $J$ , na avaliação do qual intervirá uma meca com uma das seguintes larguras:

Para laços de 2 lados:

$$6d + b_o + b_i$$

Para laços de um só lado

$$2,5d + b_o + b_i$$

repetida de condições dor § 10,5 e § 10, 6 (4).

Haverá *wouter* (5) será mister incluí-los no computo de  $J$ , e dividir a integração entre 2 ou 3 trechos do comprimento da haste: o de momento d'inercia uniforme, e os correspondentes aos *wouters*, um quando houver *wouter* de um só lado e 2 quando houver *wouter* de ambos os lados da haste.

Como caso limite de *wouter* está o em que o *wouter* de um lado só, se estende a todo o comprimento da peça, ou os dos 2 lados se encontrem no centro da mesma.

Quanto aos momentos de inercia, estudaremos primeiro, momentos d'inercia constante, e a seguir, variaveis para 3 casos mais adaptáveis á vigas e 5 mais adaptáveis á pilares (6). Os 2 factores acima, como se viu, só dependem da peça em si, e nada têm a ver com as cargas.

As variações dos momentos flectores é uma ques-

(4) Em proximo numero publicará C. A. um adico dando coefficientes para o calculo dos momentos d'inercia das secções em  $T$ , o que observará muito esse calculo, na pratica geralmente novo.

(5) V. Pg. 118 do 1.º Volume de "Cimento Armado."

(6) A reunião destas tabellas constituirá o maior conjunto até hoje publicado.

fão que pelo contrario só depende das cargas actu-

ando sobre a estrutura, para sistemas isotonicos: para hyperstaticos, serão ellas necessariamente reduzidas ao calculo das primeiras. Pelo menos para o calculo de um dos momentos, quando se tratar de deformações de sistemas hyperstaticos, o outro poderá ser em qualquer systema principal (isotónico) — Principio de Redução eq. (22).

Nesta altura urge acabarmos com a illusão dos que pretendem que calcular directamente a deformação de um systema Hyperstatico. Não é possível lazeio sem primordiais calculos de deformações de sistemas, isotonicos — Principes — com relacões, unicos onde se sabe calcular directamente deformações.

RESUMINDO:  $E$  sendo sempre considerado constante, passará para fora do signal de integração.  $J$  podendo ser constante ou variavel, obrigamos á a uma subdivisão de tabellas. No caso de ser constante facilitará de muito os calculos, pois será colocado fora do signal de integração.

Os  $M$   $M$  são variaveis, a sua constancia sendo a parte.

A variavel independente  $dl$  determinará ás 4 principais secções do nosso estudo:  $dl$  sendo elementos de uma recta, será objecto da primeira grande secção;  $dl$ , elemento de uma parabolica do 2.º grão constituirá a segunda grande secção;  $dl$ , elemento de uma circunferencia constituirá a terceira grande secção; e finalmente  $dl$  sendo elemento de uma curva exponencial — hyperbolica (transcendente) o objecto da quarta grande secção.

As subdivisões serão constituídas pela constancia ou pelas diversas leis de variações de  $J$  (Momentos d'inercia).

Os  $M$   $M$  constituirão os valores particulares das tabellas de formulas, resultados das integrações, e tabellas numericas que publicaremos.

Podet, ao estudante menos avisado, parecer exagerado este modo especial de systematização do calculo das deformações (7), mas devemos repetir ainda: constituem ellas a base — o initio — de todo o calculo hyperstatico, e sem base solida, não poderá jamais haver desenvolvimento, nem progresso systematicos.

#### ESQUEMA DO ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES

| DEFORMAÇÕES | L | Constante             |                      |                     |
|-------------|---|-----------------------|----------------------|---------------------|
|             |   | Linear                | Parabolico           | Circular            |
|             |   | (Variavel (13 casos)) | (Variavel (3 casos)) | (Variavel (1 caso)) |
|             |   | Exponencial           | Hyperbolico          | Exponencial         |
|             |   | (Constante)           | (Constante)          | (Constante)         |
|             |   | (Variavel (1 caso))   | (Variavel (1 caso))  | (Variavel (1 caso)) |

#### DEFORMAÇÃO DE PEÇAS RECTAS

1.º J CONSTANTE

Esse caso é o mais simples, e tambem o mais usual ao calculo de estruturas em concreto armado  $\Delta$  eq. (6) poderá ser expressa:

$$(24) \delta = \frac{1}{E} \int_0^l \int_0^l M \bar{M} dl, \text{ ou}$$

$$(24a) \delta = \frac{1}{E} \int_0^l \int_0^l M \bar{M} dl.$$

(7) Nenhuma obra publicada até esta data na Europa ou na America apresenta em conjunto um repertorio de elementos sobre o assumpto tão completos como o que apresentaremos.

Tabella de areas para o calculo de deformações de peças rectas com  $J/l$  constante, ou curvas com  $J/l \cos \varphi$  constante.

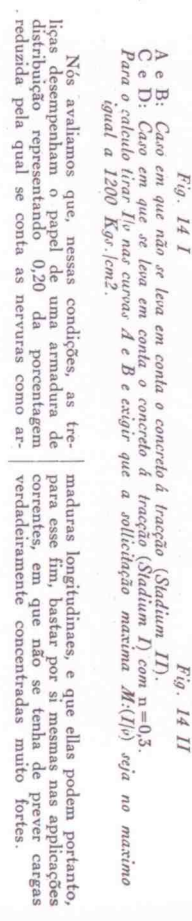
$$l'_m = J/l \int_0^l \int_0^l \cos \varphi.$$

Tabellas "Cimento Armado"

Tabella N.º 19

|    | $M_a$ | $\frac{1}{l} \int_0^l M \bar{M} dl$  | $\frac{1}{l} \int_0^l M \bar{M} dl$  | $M_b$ | $\frac{1}{l} \int_0^l M \bar{M} dl$   | $\frac{1}{l} \int_0^l M \bar{M} dl$   |
|----|-------|--|--|-------|---|---|
| 1  |       | $\frac{l'}{3} M_a \bar{M}_a$   | $\frac{l'}{3} M_a \bar{M}_a$   |       | $\frac{l'}{3} (M_a + 2 M_b) \bar{M}_b$  | $\frac{l'}{3} (M_a + 2 M_b) \bar{M}_b$  |
| 2  |       | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_b$   | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_b$   |       | $\frac{l'}{6} (M_a^2 + M_a M_b + M_b^2)$  | $\frac{l'}{6} (M_a^2 + M_a M_b + M_b^2)$  |
| 3  |       | $\frac{l'}{6} M_a (2 \bar{M}_a + \bar{M}_b)$   | $\frac{l'}{6} M_a (2 \bar{M}_a + \bar{M}_b)$   |       | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a + \bar{M}_b) + M_b (2 \bar{M}_b + \bar{M}_a)]$                                | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a + \bar{M}_b) + M_b (2 \bar{M}_b + \bar{M}_a)]$                                |
| 4  |       | $\frac{l'}{2} M_a \bar{M}_a$   | $\frac{l'}{2} M_a \bar{M}_a$   |       | $\frac{l'}{2} (M_a + M_b) \bar{M}_a$  | $\frac{l'}{2} (M_a + M_b) \bar{M}_a$  |
| 5  |       | $\frac{l'}{6} M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b)$   | $\frac{l'}{6} M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b)$   |       | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b) + M_b (-2 \bar{M}_b + \bar{M}_a)]$                               | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b) + M_b (-2 \bar{M}_b + \bar{M}_a)]$                               |
| 6  |       | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \left(1 + \frac{x'}{l}\right) = \frac{l'}{6} M_a Pl \omega' D$ | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \left(1 + \frac{x'}{l}\right) = \frac{l'}{6} M_a Pl \omega' D$ |       | $\frac{l'}{6} \left[ M_a \left(1 + \frac{x'}{l}\right) + M_b \left(1 + \frac{x'}{l}\right) \right] \bar{M}_c$ | $\frac{l'}{6} \left[ M_a \left(1 + \frac{x'}{l}\right) + M_b \left(1 + \frac{x'}{l}\right) \right] \bar{M}_c$ |
| 7  |       | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \left(1 - \frac{x'}{l}\right) = \frac{l'}{6} M_a Pl \omega' D$ | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \left(1 - \frac{x'}{l}\right) = \frac{l'}{6} M_a Pl \omega' D$ |       | $\frac{l'}{6} \left[ M_a \left(1 - \frac{x'}{l}\right) + M_b \left(1 - \frac{x'}{l}\right) \right] \bar{M}_c$ | $\frac{l'}{6} \left[ M_a \left(1 - \frac{x'}{l}\right) + M_b \left(1 - \frac{x'}{l}\right) \right] \bar{M}_c$ |
| 8  |       | $\frac{l'}{3} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{24} p l^2 M_a$                                     | $\frac{l'}{3} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{24} p l^2 M_a$                                     |       | $\frac{l'}{3} \bar{M}_c (M_a + M_b)$  | $\frac{l'}{3} \bar{M}_c (M_a + M_b)$  |
| 9  |       | $\frac{l'}{4} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{8} p l^2 M_a$                                      | $\frac{l'}{4} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{8} p l^2 M_a$                                      |       | $\frac{l'}{12} \bar{M}_c (3 M_a + M_b)$   | $\frac{l'}{12} \bar{M}_c (3 M_a + M_b)$   |
| 10 |       | $\frac{l'}{12} M_a \bar{M}_b = \frac{l'}{24} p l^2 M_a$                                    | $\frac{l'}{12} M_a \bar{M}_b = \frac{l'}{24} p l^2 M_a$                                    |       | $\frac{l'}{6} \left[ M_a (M_a + 2 M_b) + M_b (2 M_c + \bar{M}_b) \right]$                                     | $\frac{l'}{6} \left[ M_a (M_a + 2 M_b) + M_b (2 M_c + \bar{M}_b) \right]$                                     |
| 11 |       | $\frac{5 l'}{12} M_a \bar{M}_a = \frac{5 l'}{24} p l^2 M_a$                                | $\frac{5 l'}{12} M_a \bar{M}_a = \frac{5 l'}{24} p l^2 M_a$                                |       | $\frac{l'}{12} M_a (5 M_a + 3 M_b)$   | $\frac{l'}{12} M_a (5 M_a + 3 M_b)$   |
| 12 |       | $\frac{l'}{4} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{8} p l^2 M_a$                                      | $\frac{l'}{4} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{8} p l^2 M_a$                                      |       | $\frac{l'}{20} \bar{M}_c (4 M_a + M_b)$   | $\frac{l'}{20} \bar{M}_c (4 M_a + M_b)$   |
| 13 |       | $\frac{l'}{20} M_a \bar{M}_b$  | $\frac{l'}{20} M_a \bar{M}_b$  |       | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c \left[ M_b \left(1 - \frac{x'}{l}\right) - M_a \left(1 - \frac{x'}{l}\right) \right]$ | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c \left[ M_b \left(1 - \frac{x'}{l}\right) - M_a \left(1 - \frac{x'}{l}\right) \right]$ |
| 14 |       | $-\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \left(1 - \frac{x'}{l}\right)$                                | $-\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \left(1 - \frac{x'}{l}\right)$                                |       | $\frac{l'}{2} \bar{M}_c (M_a + M_b) \frac{x'}{l}$   | $\frac{l'}{2} \bar{M}_c (M_a + M_b) \frac{x'}{l}$   |
| 15 |       | $\frac{l'}{2} M_a \bar{M}_c \frac{x'}{l}$  | $\frac{l'}{2} M_a \bar{M}_c \frac{x'}{l}$  |       | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c (M_a - M_b) \frac{x'}{l}$   | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c (M_a - M_b) \frac{x'}{l}$   |
| 16 |       | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \frac{x'}{l}$  | $\frac{l'}{6} M_a \bar{M}_c \frac{x'}{l}$  |       | $\frac{l'}{6} [M_a (\bar{M}_a + 2 \bar{M}_b) + M_b (2 \bar{M}_c + \bar{M}_b)]$                                | $\frac{l'}{6} [M_a (\bar{M}_a + 2 \bar{M}_b) + M_b (2 \bar{M}_c + \bar{M}_b)]$                                |







# LAGES EM CONCRETO, ARMADAS COM FARCO DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DO EIXO NEUTRO

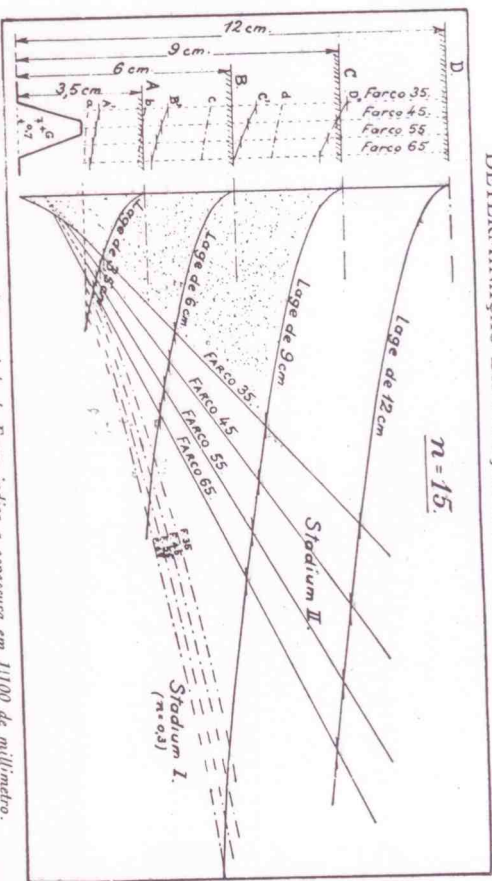


Fig. 2 — O numero escripto ao lado de Farco indica a espessura em 1/100 de millimetro.

## LAGES EM CONCRETO, ARMADAS COM FARCO CALCULO PELO METODO HABITUAL

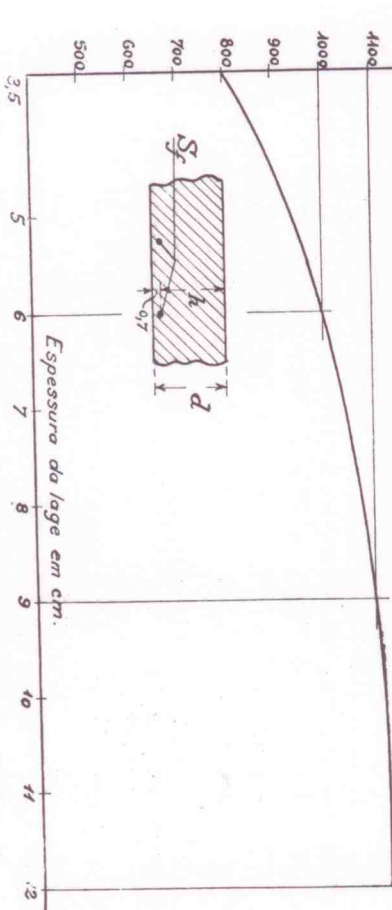


Fig. 2 — d = altura entre a parte inferior do Farco e a face superior da laje. — h = altura util.

A armadura Farco é supporta condensada no seu centro de gravidade.

Seção da armadura por metro de largura de laje:

Farco 35 = 5,00 cm<sup>2</sup>.  
Farco 45 = 5,87 cm<sup>2</sup>.  
Farco 55 = 4,70 cm<sup>2</sup>.  
Farco 65 = 5,51 cm<sup>2</sup>.

RESUMO — As folhas de metal Farco são pois incontestavelmente interessantes sob os seguintes pontos de vista:

Realização de formas simples, de confecção rápida, diminuindo consideravelmente o consumo de madeira; desmoldagem muito rápida; muitas vezes supressão total da madeira;

Intervenção das nervuras como armaduras longitudinaes, com uma porcentagem variavel com a espessura da laje, ou melhor, a calcular para uma

tenção admissivel variavel com a espessura da laje (ver fig. 15);

Retardamento do aparecimento de fissuras; Facilidade de realizar porcentagem muito fraca sem perigo de "poinçonnement";

Perfeita adherencia dos revestimentos; Possibilidade do emprego de chapas pintadas para evitar a ferrugem; Adherencia sufficiente para a maioria dos casos;

Limitada entretanto a 1,5 Kgs. por cm<sup>2</sup>; Intervenção como armadura de distribuição.

# CIMENTO ARMADO

REVISTA DA THEORIA E PRATICA DAS CONSTRUÇÕES EM  
GERAL E ESPECIALMENTE EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO

ÓRGÃO OFFICIAL DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO

E' INDISPENSÁVEL A QUEM DESEJA ESTAR A PAR DOS PROGRESSOS MUNDIAES NA TÉCNICA DAS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO E ESPECIALMENTE DAS EM CONCRETO E CONCRETO ARMADO

Propriedade e Direcção de MARIO CABRAL e J. FURTADO SIMAS

Redactor responsavel: H. MENESCAL

VOL. 3 - N. 16

OUTUBRO

ANNO 2

## CIMENTO ARMADO

traz informações sobre os mais importantes acontecimentos nacionaes e mundiaes da Theoria e Pratica das Construções de todo genero e especialmente das de Concreto e de Concreto Armado, tales como: interessantes exemplos de construções novas, adiantamentos e progresso, em calculos, informes didacticos, possibilidades modernas em Architectura, experiencias de Laboratorio, organisação de orçamentos, regulamentos officiaes nos varios paizes e contribuições sobre puras questões theoreticas.

Uma particular e conscienciosa intenção dirigirá para o campo da pratica a utilização das mais importantes questões. Consagrada a Estudantes de Engenharia e Architectura, Mestres d'Obra, Constructores, Empreiteiros Architectos, Engenheiros, a todos que lidem com as Construções.

## SECÇÃO: ENGENHARIA DE PONTES.

# Concorrencias Internacionais de Projectos Estruturales

Detalhes sobre duas - ultimamente realizadas - na  
Suecia e na Suissa.  
(conclusão)

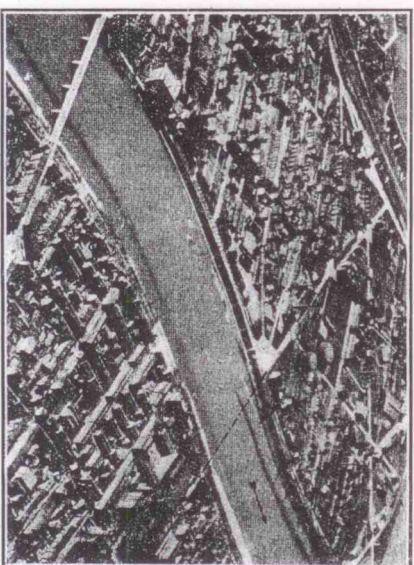


Fig. 8 — Vista da Cidade de Basília, tecto do plano e local, assignado com o tipo inferior, onde deve ser construída a ponte das Treis Rosas.

Mario Cabral

que são caracteristicamente indicados e adaptaveis o que significa a

desnecessidade de genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea

do genio crea



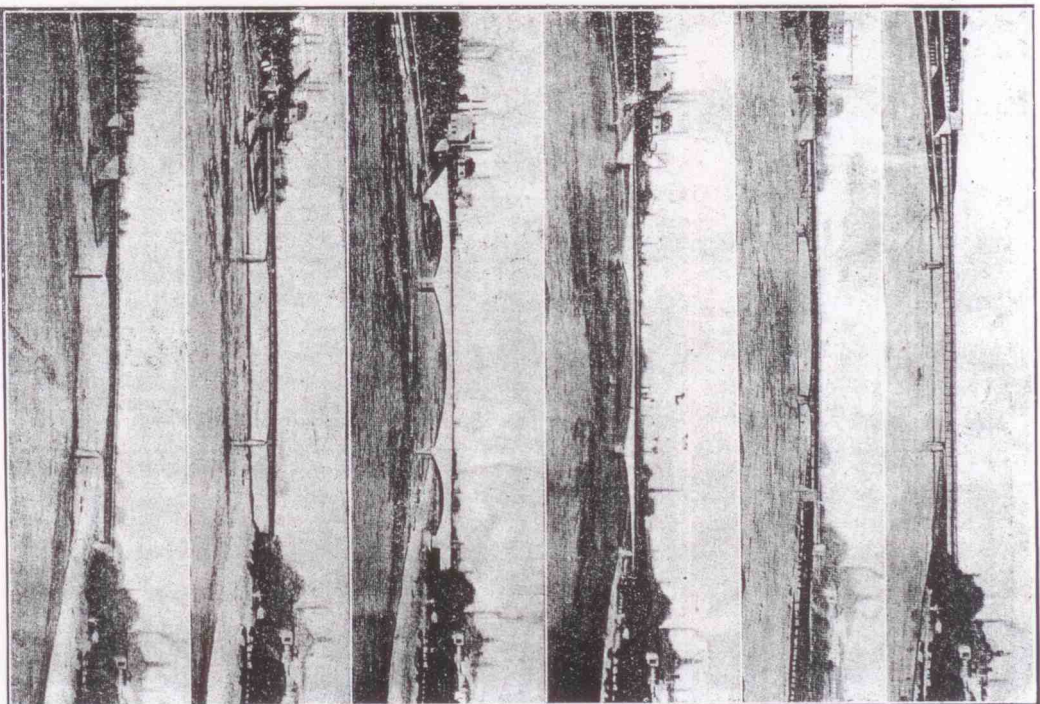


Fig. 9 — Projeto vencedor do 1.º prêmio. Vigas contínuas de ferro com alma metálica 3 vãos (75,0—106,0—75,0)

Fig. 10 — Projeto vencedor do 2.º prêmio. Vigas contínuas de ferro com alma metálica 3 vãos (53,9—115,6—53,9)

Fig. 11 — Projeto vencedor do 3.º prêmio. Vigas contínuas de concreto armado 3 vãos (56,0—106,7—56,0)

Fig. 12 — Projeto vencedor do 4.º prêmio. 3 arcos de concreto armado (49,2—110,0—49,2)

Fig. 13 — Projeto vencedor do 5.º prêmio. Vigas contínuas de ferro com alma metálica 3 vãos (54,4—106,2—54,4)

Fig. 14 — Projeto comprado. Vigas contínuas de ferro com alma metálica 3 vãos.

versidade que tornam as concorrências, nestas últimas circunstâncias muito mais interessantes e sobretudo assás instructivas.

A Concorrência na Suécia, que foi o objecto da primeira parte de nossas considerações, não obstante o muito culto da obra a ser realizada, deve ser compreendida na primeira categoria, enumerada acima, de condições para *solução arbitral* dum projecto de ponte. Contemple-se a Fig. 7 (1), e então ver-se-á que a solução a impor-se com uma força de racionalidade indiscutível — era um arco duplo, que apor-

teiasse a corça existente mais ou menos ao centro do rio a vencer, para um pilar central. Dahi o grande numero de soluções desse tipo, quer com arcos de vigas, para melhor aproveitamento da retidão da corça, — os quatro projectos vencedores (Figs. 4 e 6) e ainda muitos outros (Fig. 2), quer mesmo forçando um pouco, e realizando dois eguaes, como fez Empinger (Figs. 1, 6 e 7).

A que hoje nos occupar, ou seja a Concorrência na Suécia para a construção da *Ponte das Tres Rosas*, sobre o *Rieno* e dentro da cidade de *Badelöv*, muito diversamente das caracteristicas da Suécia — é um desafio a capacidade dos technicos, alia com o sempre ser o de pontes semelhantes, onde o vão é baixo, o terreno de fundação uniforme, o leito do

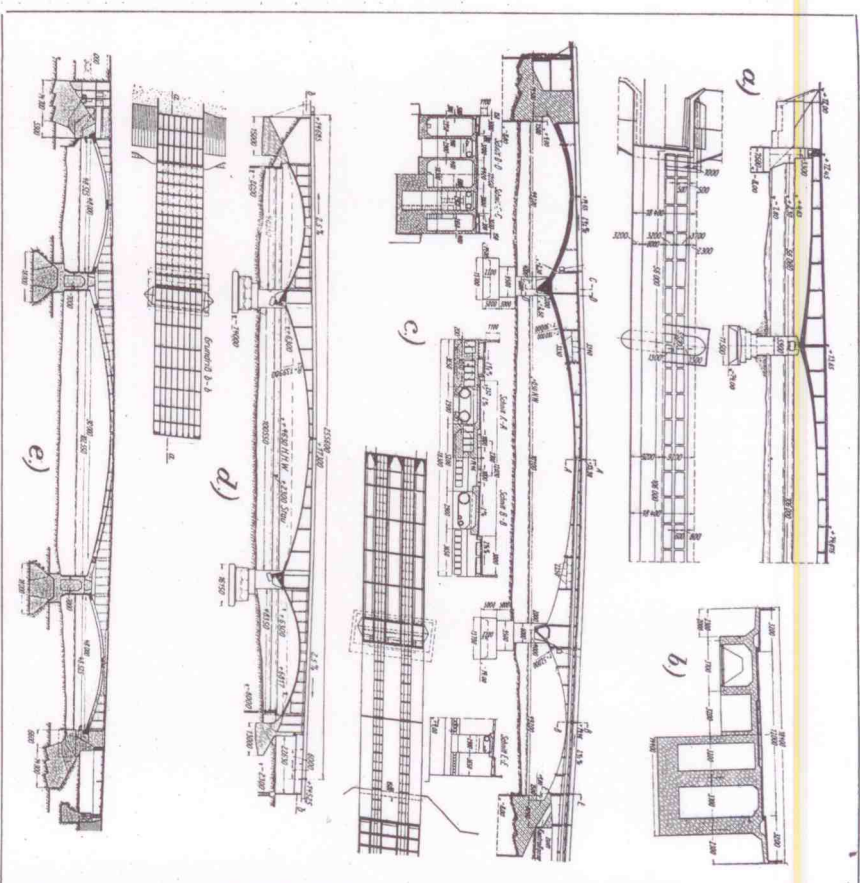


Fig. 15a — Corte longitudinal e planta do projecto Wayss & Freytag vencedor do 3.º prêmio.  
b — Seções transversaes das vigas principaes do projecto Wayss & Freytag. A esquerda no meio do vão maior e a direita sobre um dos apoios centrais.  
c — Seções longitudinal e transversaes e planta do projecto Hellmann & Littmann.  
d — Corte longitudinal e plantas do projecto Dyckerhoff e Widmann.  
e — Projecto Edward Hummel.

rio uniforme, as necessidades de vasaõ e navegação exigentes, etc.

Eis como foram distribuidos os 76 projectos apresentados:

- 22 — arcos de concreto e concreto armado com 3 vãos;
- 10 — vigas de concreto armado com 3 vãos;
- 1 — arco de concreto armado com 1 vão;
- 24 — vigas de ferro (alma cheia) com 3 vãos;
- 11 — vigas de ferro (recticuladas) com 3 vãos;
- 7 — arcos de ferro com 1 vão;
- 1 — ponte suspensa de 3 vãos.

76 — projectos.

#### EXIGENCIAS DO EDITAL DE CONCORRENCIA

Para uma largura total útil do rio do 214,00 ms., entre faces dos 2 encontros marginaes, exigiu o edital da concorrência que fossem livres no minimo 3 vãos:

um central com 100,00 (50,0 ms. para cada lado do eixo do rio) e dois, cada um com 45,0 ms. a contar da face dos encontros marginaes. Isto dava para largura maxima dos 2 pilares centrais, no caso de haverem, 12,00 ms.

Como se vê, ficou fixado o numero de vãos da ponte: ou seria um vão só, ou então 3, neste ultimo caso designaes e variando o central entre os referidos 100,00 e 124,00, menos a espessura dos 2 pilares centrais e os 2 lateraes com pouco mais de 45, ms.

Quanto ao gabarito navegavel ainda foi imposto o seguinte: um no vão central possuindo no minimo 7,0 ms. de altura numa extensão de 80,0 ms. e 2 nos vãos lateraes com uma altura minima de 6,0 ms. numa extensão de 45,0 ms.

Na margem direita devia a ponte dar passagem a uma rua com 22,5 ms. de largura, na qual circula 2 linhas de bonde.

Foi prescrita a largura total da ponte em 18,0 ms. sendo 12,0 ms. para leito da estrada e dois passeios marginaes, cada um com 3,0 ms. Na estrada passa-



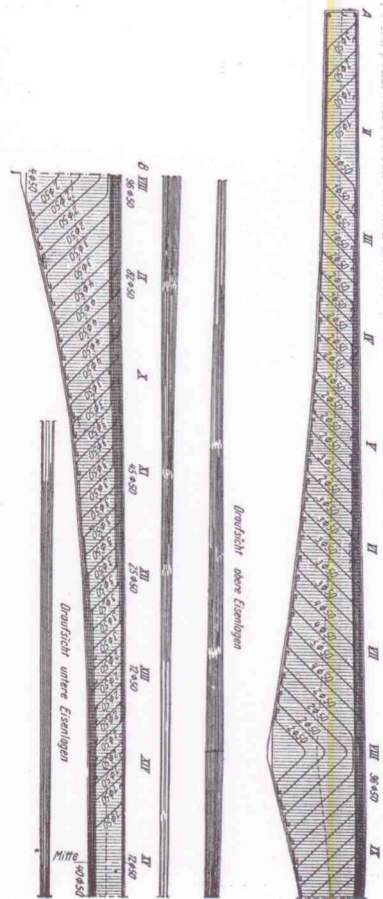


Fig. 16.—Detalhes de armação de uma das 5 vigas de concreto armado com 106,0 ms. de vão livre contendo do projeto. Wayer & Freytag. — E. Meyer.

riam 2 linhas de bonds, além de varias canalizações e condutores de electricidade.

As solicitações unitarias do material usado ficou ao critério dos concorrentes, porem recomendado — refrigerarem-se as observadas em obras concorrentes hostilismas. As cargas a admitir tambem nas condições acima. As pressões sobre o terreno foram res-tingidas segundo a natureza do solo a 4 e 6 Kg/cm 2. A ponte sera explorada industrialmente e os ma-terias a serem empregados ficaram ao livre desejo dos concorrentes.

PREMIOS

Foram distribuidos 80.000 francos suíços, de premios, cerca de 10% do custo provavel da obra, por 6 concorrentes — 5 projectos premiados e 2 pro-jectos comprados.

1.º Premio — 15.000 francos suíços. *Machien-jabrik, Augsburg — Nuenberg A. G.* (Fig. 10a).  
2.º Premio — 14.000 francos suíços. *Eisenban gesellschaft Zurich — Zurich, Locher & Cia.* (Fig. 10 b).

3.º Premio — 13.000 francos suíços *Wayer & Freytag, A. G., Frankfurt; Prof. Dr. Eng. E. Mo-ersch, Stuttgart.*

3.º Premio — 11.000 francos suíços — *Heilmann & Littmann, Bau und Immobilien A. G., Berlin.*

5.º Premio — 10.000 francos suíços. *Aug. Klo-eme, Dortmund; Ed. Zueblin & Cia. A. G., Zurich.*

PROJECTOS COMPRADOS:

1.º — 9.000 francos suíços. *Prof. Dr. Eng.º Guber, Karlsruhe.*  
2.º — 8.000 francos suíços. *A. G. — Conrad Zuehlke Stahlbau, Dordtlingen.*

Deter-nos-emos apenas sobre os projectos em concreto, os unicos realmente interessantes.

PROJECTO WAYS & FREYTAG: (3.º Premio)

Palavras do Jury da Concorrença:  
De todas as pontes de concreto assignala-se este projecto pela arrojada e elegante concepção de linhas e harmonia-se mui agradavelmente a paisagem circundante.

As vigas principais são vigas continuas com momento d'inercia fortemente variavel, onde se obtém uma distribuição de momentos mui favoravel. Os processos estaticos e constructivos deste pro-jeto representam uma boa capacidade de enge-nharia.

Como se vê da Fig. 9 a viga continua possui um vão central de 106,00 ms. e 2 lateraes de 56,00 ms.

E' sem duvida um record importante. E assim sendo, em paizes onde a policia tecnica é um facto (2), não podiam os concorrentes, muito embora fos-sem *Wayer & Freytag*, tendo a frente Moersch, deixar de fazer acompanhar o projecto de todos os detalhes que não podem ser omitidos leal e dignamente.

Vigas possuindo uma relação de momentos d'i-nercia de 1:43, contuido importou uma relação da carga morta a viva em media de 4:1. A flecha calculada sem consideração da secção metálica, deu, para o meio do vão maior, o importe de 20 cm. sem carga viva e 26,6 cm com carga viva. Levando-se em conta a armação chegou-se a 12 e 16 centimetros respec-tivamente. Tomou-se para E, 300 t/cm².

Os calculos indicaram que um recalque em um dos apoios de 5 cm. ocasionaria somente pequenos efeitos. Tambem a acção do vento ficou demonstra-do influe mui pouco. O encunramento devido a sec-cção do concreto e a variação do comprimento devido a acções thermicas, até o total de 8,0 cm. nenhuma influencia causaria sobre as fadigas, pois que foram previstas disposições para tal, nos apoios.

As acções establiantes numa viga de tres dimen-sões, um dos pontos mais delicados do projecto, con-tudo ficaram dentro dos limites correntes de 14 Kg/cm 2, (3) não obstante ser o cimento a empregar de alta qualidade. A sua absorpção deverá se dar interna-mente pelas barras inclinadas e estribos. (Fig. 11).

Quanto a execução está previsto a concretagem de um vão central de cada uma das 5 vigas princi-paes em 4 horas de trabalho, com a collocação de 200 m³ de concreto.  
A superestrutura da ponte consumirá 6550 m³ de concreto e 1400 toneladas de ferro.

PROJECTO HELLMANN & LITTMANN (4.º Premio)

Palavras do jury da concorrência:

"*Harmonico, se bem que um tanto grande no seu aspecto de conjuncto, o que demonstra que este tipo de ponte deve apparecer isolado, sem di-recta conexão com grandes obras de architectura.*"

Ha qualquer aspecto de interesse no systema estrutural adoptado neste projecto, o qual surgia

(2) — Entre nós urge que a A. B. C. exera este policamento, cuja falta já tem dado joies prejuizos a economia geral.

(3) — V. § 17 do Regulamento da A. B. C. — Pg. 14 deste Volume de C. A.

como observa Buchler (4) pela primeira vez na con-corrença para uma ponte com 82,00 ms. de vão livre em Augsburg (*Lehrbrücken*) no anno 1927, trabalhando pelo Engenheiro C. Sytten, chefe da firma propoente, alli e aqui.

O Systema associa vantagens peculiares aos ar-cos e aos quadros. Havendo-necessidade de diminuir o empuxo devido ao grande vão central (desajal dos lateraes) nos pilares centrais, procurou-se aprofundar as articulações das nascenças, o que por outro lado ajudaria a satisfazer o gabarito de navegação exigido.

Quando devido aos grandes momentos que surgiram inevitavelmente nos cantos. Por outro lado os arcos dos vãos lateraes foram massivos e robustos para el-feitos de compensação de empuxos.

A alobada central é dividida em 3 arcos massivos.

PROJECTO DYCKERHOFF & WIDMANN

Quanto ao projecto Dyckerhoff & Widmann disse o jury de julgamento o seguinte:

Neste projecto de ponte actua mui deacom-penadamente o contrate entre as fortes massas sobre os pilares e a exigua espessura do fecho. Na transição da ponte a rampa é particularmente desagradavel a demorada interrupção proveniente do vão da rua municipal. (5)

A junção pneumática do pilar é degran-nosamente influenciada pela joie excentricidade da construção. As junções dos encontros não offerece obstruções de cuidado. O alojamento dos condutores de gaz em caixas fechadas não é pernicioso.

O Projecto repousa em principios constructivos identicos aos do projecto Hellmann & Littmann; com-tudo são aqui os vãos lateraes mais leves, motivo pelo qual as dimensões dos pilares medianos são mais for-tes do que ali. O fecho da ponte está situado mais alto. Os exames estaticos e as conformações constru-tivas parecem de resto conforme. Quanto a compen-sação dos empuxos tem-se:

|                   | Hg   | Hp   | Hg+P | Hmax |
|-------------------|------|------|------|------|
| ABOBDAS LATERAES. | 2510 | 471  | 2981 | 1219 |
| ABOBDADA CENTRAL. | 4200 | 1035 | 5235 | 2725 |

As abobadas do vão central consistem de nove nervuras, de 20 centimetros de espessura, ligadas por meio de placas. As solicitações no concreto importaram em compressão: 85 Kg/cm² e em tração a 25,1 Kg/cm². No ferro: 1200 Kg/cm².

As abobadas lateraes são massivas com uma ar-mação de 0,6% e uma solicitação limite de 57,2 Kg/cm². Dos calculos cuidadosos da firma, ainda constam como elementos de interesse, as seguintes flechas nos fechos.

(4) — Pag. 228 — *Beton und Eisen* — (1931).  
(5) — *Reparieren-se os desenhos e ver-se-a que ha uma via na margem esquerda, sobre a qual deverá passar a ponte.*

|              | ARCO GRANDE | ARCO MENORES |
|--------------|-------------|--------------|
| Peso proprio | 7,8 cm.     | 1,0 cm.      |
| Contração    | 6,5 cm.     | 2,9 cm.      |
| Temperatura  | ±5,4 cm.    | ±2,4 cm.     |
| Carga viva   | 2,4 cm.     | 3,4 cm.      |

PROJECTO EDWARDS & HUMMEL — Munch — Alemanha.

Com 3 arcos desajales (Fig. 9c). O central é mui audacioso e em systema Melan (.), os lateraes são de concreto massivo sem armação. Todos os 3 arcos são tri-articulados.

O arco central, compõe-se de 7 nervuras, sendo as 2 exteriores iguaes em dimensão transversal a metade de cada uma das interiores. As articulações das nascenças do vão central estão situadas em vigas em consolo, donde o vão dos arcos fica reduzido so-mente a 90,0 ms. No entanto, como a sua flecha é de 5,82 ms. temos  $l/l=15,5$  o que representa certa temeridade neste tipo de estrutura. Os lateraes têm vãos livres de 48,0 ms. e flechas de 4,70 donde  $l/l=1,10$ . Dos calculos:

|             | V      | H      |
|-------------|--------|--------|
|             | ARCO G | ARCO P |
| Carga morta | 1832   | 5568   |
| viva        | 457    | 1770   |
| Totales     | 2289   | 8338   |
|             |        | 2455   |
|             |        | 6752   |

ORÇAMENTOS

Quanto aos preços dos varios projectos não ha a notar grandes diferenças. El-os:

ORÇAMENTOS

| PROJECTOS   | VÃOS  | CUSTO Francos suíços |
|---|-------|----------------------|
| 1 — Vencedor do 1.º premio                            |       |                      |
| 2 — Vencedor do 2.º premio (Vigas de ferro)           | 75,0  | 106,0                |
| 3 — Vencedor do 3.º premio (Vigas de ferro)           | 53,0  | 115,6                |
| 4 — Vencedor do 4.º premio (Vigas de concreto armado) | 56,0  | 106,7                |
| 5 — Vencedor do 5.º premio (Vigas de ferro)           | 54,4  | 106,2                |
| 6 — Dyckerhoff & Widmann (Arcos de concreto armado)   | 49,2  | 110,00               |
| 7 — Edwards & Hummel (Arcos de concreto armado)       | 48,35 | 100,55               |
|   |       | 48,35                |
|   |       | 2840000              |
|   |       | 2160000              |
|   |       | 2810000              |

COLLABORAÇÃO

Tem a direcção deste periodico a intenção de tornar-o tão util quanto possivel ao circulo de seus leitores, para cuja realisação declara receber collaborações, sugestões, communicações, opinioes, etc. "Cimento Armado" empunha-se em publicar elementos colhidos individualmente no exercicio jornalheiro da profissao para proveito de todos. Que cada um communicando sua experiencia possa lutar com a dos demais.

A technica nacional, quicé mnnial, necessita do concurso de todos para acelerar seu progresso.

Redacção e administração: Av. Rio Branco, 111 - 5.º andar



# A Nova Ponte em construção Sobre o Hudson River.

O maior vão do mundo: 1060 metros

C. E. de Brito Pereira  
Engenheiro Civil

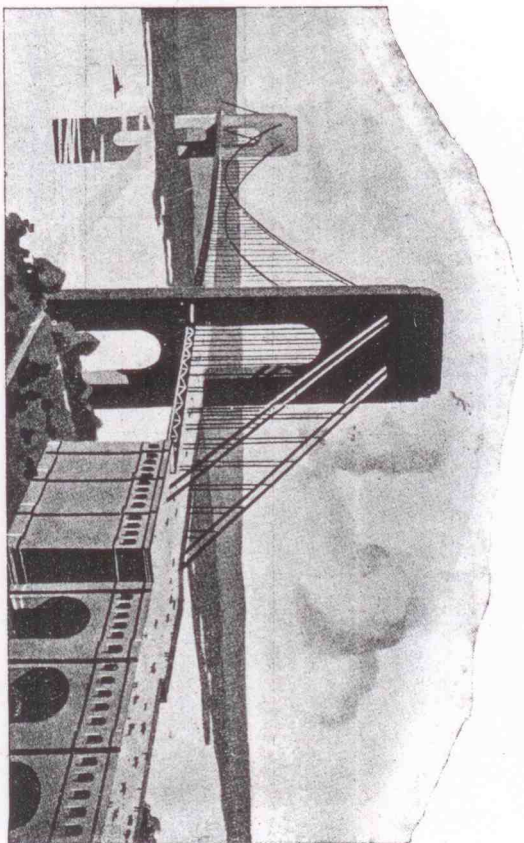


Fig. 1 — Aspecto geral da Ponte de 1000 metros sobre o Rio Hudson quando concluída.

De modo geral, todo empreendimento norte americano é excêntrico. O que agora nos prende a atenção não se afasta, digamos, desse lema.

New York, a cidade maravilhosa onde nada é pequeno, precisava, impertinente, de um meio de comunicação fácil e universal, que a ligasse abertamente a New Jersey, o vizinho Estado do Oeste, separado da metrópole pelo Hudson River.

Dizemos um meio de comunicação fácil e universal, afirm de bem distinguindo das grandes galerias actualmente existentes, que dão passagem às diversas linhas de caminho de ferro subterrâneo, do Holland Tunnel, inaugurado em 1927 para o tráfego de veículos, bem como dos dezasseis "ferry-boats" que polvilham as águas do rio.

A cidade de New York propriamente dita, ou a ilha de Manhattan, tem a forma de um extenso corredor orientado segundo a direcção NNE-SSO. correder esse que se estreita sensivelmente em todo o comprimento de seu terço norte. A ilha está situada na foz do Hudson River, com a sua extremidade sul sobre o Oceano Atlântico, no fundo da baía de New York, na Upper Bay. Ao norte, Manhattan isolase do longínquo bairro de Bronx pelo Harlem River a leste, o East River separa-a de Long Island onde encontra-se a famosa cidade de Brooklyn, hoje parte integrante de New York. Finalmente,

o Hudson River tem seu curso a Oeste.

A natureza do Hudson River e do East River; a necessidade absoluta de franquear-las a um sem numero de grandes embarcações; a expansão de um centro urbano estonteante e insaciável em todas as épocas, fizeram que, em matéria de pontes, a cidade de New York atingisse sempre o extremo da ousadia.

Através do East River foram lançadas obras de arte que em seu tempo tiveram a merecida divulgação e constituíam proezas verdadeiramente extraordinárias. São ellas, por antiguidade, as pontes de "Brooklyn", "Williamsburg", "Queensboro" e "Manhattan", cujas datas de inicio foram Janeiro de 1870, Novembro de 1896, Julho de 1901 e Outubro desse mesmo anno de 1901, e as de inauguração Maio de 1885, Dezembro de 1903, Março de 1909 e Dezembro de 1909, respectivamente.

Mencionando apenas a "Hell Gate Arch" e as pontes sem maior importancia sobre o Harlem River, vemos que restava galgar o Hudson River, em preza arriscada ante a qual os responsaveis não se atemorizaram.

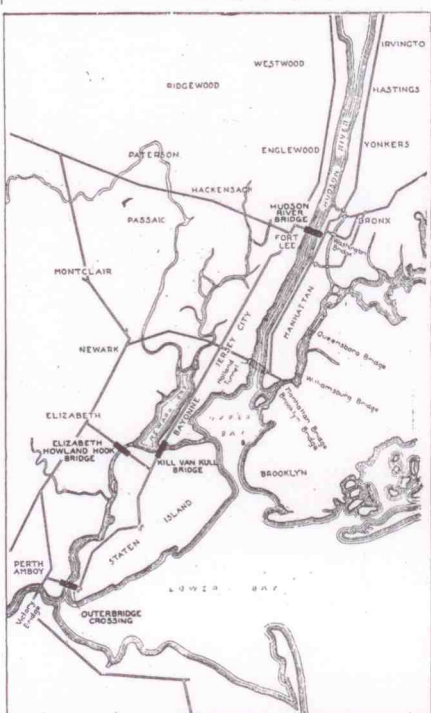
Na verdade, a largura do Hudson River, no extremo sul de New York, é de 1190 metros, largura essa que vai, primeiro, em decrescimento na direcção norte, reduzindo-se a 840 metros, pouco

mais ou menos, para depois augmentar novamente e atingir uns 1650 metros a altura do Harlem River. Como do lado opposto, no East River, a ponte em vista tinha de ser concebida de modo a permitir a livre navegação dentro do alinhamento imposto pelas autoridades competentes, para o céus, nas duas margens do rio. O problema era arduo, porém nada impedia fosse levado a effeito num paiz onde os recursos de toda a natureza são tão fartos.

O local foi finalmente, escolhido entre o "Fort Lee", do lado de New Jersey, e o "Fort Washington", do lado de New York, pertencendo esse ultimo ponto ao Washington Park e exactamente comprehendido entre as ruas 178 e 179 da cidade, um tanto abaixo da bocca do Harlem River. No mappa que reproduzimos, na Fig. 2 foram localizadas as principais pontes da cidade de New York, o que facilitará aos nossos leitores a determinação precisa do ponto a que acabamos de nos referir.

As sondagens, os estudos necessarios, o projecto, em summa, da obra, foi principiado em Julho de 1925. Uma vez o projecto accerto e sua execução autorizada pelos poderes legislativos dos Estados interessados de New York e de New Jersey, com approvação do Congresso, iniciou-se a construção em Maio de 1927, sob a superintendencia de uma commissão interestadual, a "Port of New York Authority", sendo engenheiro chefe Mr. O. H. Amman.

Fig. 2  
Visão das cercanias da cidade de Nova York. Vê-se a situação das Grandes Pontes, inclusive a ponte de 1000 m.



massiços de ancoragem dos cabos. A extensão propria da ponte é, pois, de 1464 metros mas, si incluirmos os caminhos de acesso, nas duas margens, o seu comprimento real attingirá cerca de 2380 metros, de extremo a extremo.

A ponte é de estrado duplo. Nas condições normaes de temperatura e de carga, a altura livre acima do nível médio das águas é de 65 metros no centro do vão principal e de 59 metros nas proximidades das torres.

O estrado superior comportará trez calçadas e dois passeios, assim repartidos: uma calçada central com 12,20 metros de largura, destinada unicamente ao tráfego pesado, camións, etc., e prevista para quatro fileiras de veículos, duas em cada direcção; de um e outro lado dessa calçada central, duas outras, uma para cada sentido, com 7,30 metros de largura, reservadas, então, para o tráfego mais leve, admittindo-se em cada uma duas fileiras de automoveis e mesmo tres, em caso de necessidade; enfim, lateralmente, dois passeios, ida e volta, para transeuntes, com 3,50 metros de largura entre os guarda-corpos que os limitam. Em definitivo, a largura total do estrado superior será de 36 metros, incluídos os espaços intercalares.

O estrado inferior, a 8,95 metros abaixo do precedente, dará passagem exclusivamente aos bondis e aos trens rapidos, por meio de duas linhas duplas, uma de cada lado.

O que é a nova ponte, quaes as suas principais características, é o que passamos a descrever sucintamente.

A ponte em apreço é uma ponte pensil, ou pontal, ou vão livre central, o comprimento nunca visto até hoje de 1067 metros, contados de centro a centro das torres de apoio dos cabos de suspensão. Os vãos lateraes, tanto do lado de New Jersey como do lado de New York, têm 198 metros de comprimento cada um, aproximadamente, avaliados do centro das torres correspondentes aos respectivos

O projecto, que foi estabelecido tomando-se em consideração todas as estimativas possíveis concernentes ao tráfego em geral, nos annos vindouros, até 1960, não será, por enquanto, de todo executado. Deverão ser concluídos o estrado superior, com a calçada central e os dois passeios lateraes, e o estrado inferior, com as respectivas vias ferreas. As duas calçadas restantes só serão terminadas de futuro, quando o tráfego o exigir. Mesmo assim incompleto, o estrado superior é julgado de capacidade bastante para dar vazo a uns quinze milhões de vehiculos, anualmente, cifra essa a quanto po-



deixará atingir o traçado provável nos dez anos que se seguirão à abertura ao trânsito da ponte, prevista para meados de 1932.

As duas torres, que servem de apoio aos cabos de suspensão da ponte, são metálicas, de aço ao carbono e ao silício, apresentando elevado factor de resistência e suas fundações assentam sobre rocha. A altura das mesmas é de 194 metros acima do nível medio das aguas. As dimensões, na base, são de 64 por 19,80 metros, dimensões essas que vão decrescendo pouco sensivelmente com a altura. De futuro, a estrutura metálica das torres receberá um revestimento com betão, de aparência granitosa.

Os massiços de ancoragem dos cabos de suspensão estão estabelecidos com a maxima garantia. Do lado de New Jersey, o massiço é constituído pela propria rocha. Do lado opposto, na margem New York, devido à differença de nível existente, foi preciso levantar um volumoso bloco de concreto de 40 metros de altura e uma base de 88 por 61 m<sup>2</sup>, bloco esse que assenta solidamente sobre a rocha, á toda prova.

A montagem dos cabos de suspensão, em numero de quatro, dois de cada lado e paralelos entre si, é o capitulo mais importante e mais impressionante dessa obra formidável. Os cabos são do tipo de fios paralelos e, assim, conecionados no proprio local, o que exige o emprego de processos os mais engenhosos.

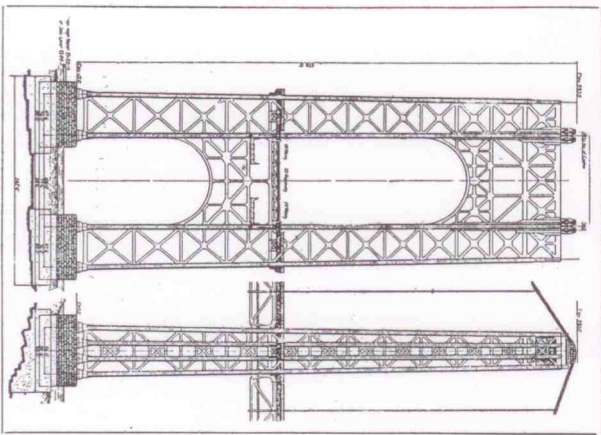


Fig. 3 — Estrutura das pilares.

Cada cabo, de um diametro de 91,40 centímetros, é composto de 61 pernas de 114 milímetros de diametro e cada perna de 434 fios de aço galva-

nizado de 4,38 milímetros de diametro, perfazendo um total de 26.474 fios.

Em synthese, o processo empregado para a montagem dos cabos, é o seguinte:

O fio, entregue, primeiro, em bobinas com comprimentos de 1160 metros, aproximadamente, é, em seguida, enrolado sob tensão uniforme, em torões de grandes tambores convenientemente dispostos, para o trabalho, nas duas margens do rio. Esses tambores podem receber 43.000 metros e mais de fio, sem solução de continuidade, pois as extremidades que se vão apresentando são, á medida, ligadas, de cabo a cabo, por meio de luvas applicadas á fio, por presso hydraulica, operação que, em repetidos ensaios, demonstrou uma eficiencia de 100%.

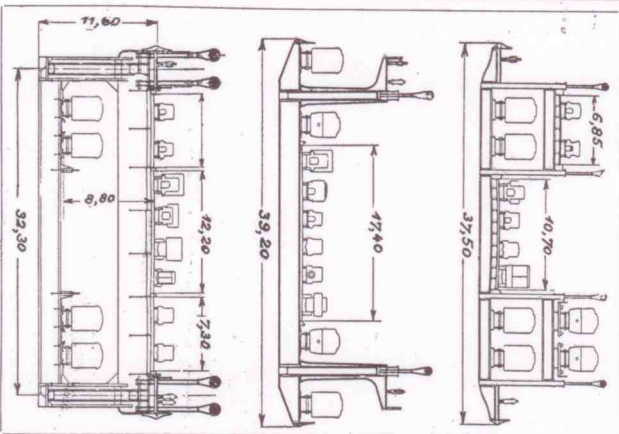


Fig. 4 — Comparação entre os estrados das Pontes Brooklyn e Manhattan (ao alto) e da Ponte de 1000 metros sobre o Hudson.

Como disposições preliminares, foram estabelecidos, naturalmente, os passadiços ou caminhos de acesso necessarios para a montagem dos cabos, isso de lado a lado do rio, com apoio sobre o alto das torres, o que, já por si, constitue um empreendimento de vulto. Por cima desses passadiços correu-se, igualmente, um cabo sem fim, chamado cabo de trabalho, ao qual imprimi-se-lhe, quando em serviço, um movimento alternativo de vae e vem, por intermedio das rodas girantes que o supporta, uma em cada margem.

A extremidade livre do fio de um tambor é presa, de principio, a um ponto fixo provisório, numa qualquer das duas margens, e o fio passado, em seguida,

pela sapata de ancoragem correspondente e dali alojado, finalmente, em volta de uma roldana suspensa ao cabo de trabalho acima mencionado. Essa roldana é levada, então, pelo dito cabo de trabalho, graças ao movimento de ida e elle imprimido pelas rodas girantes de supporte, e o fio desenrolado e corrido em duplo comprimento através do rio, por sobre as torres, até alcançar a margem opposta onde o extremo do immenso elo assim criado é retido da roldana e passado, por sua vez, pela sapata de ancoragem respectiva. A roldana vasia está prompta para regressar á margem inicial e retomar um outro elo. O trabalho se vae repetindo do mesmo modo e, concluidos 217 elos, fica, pois, formada uma das pernas do cabo de suspensão, com os seus 434 fios, sem interrupção, sendo o seu termino definitivamente ligado á extremidade de partida, que sómente então é libertada do ponto fixo provisório ao qual havia sido presa.

Afim de acelerar o serviço, a roldana em vez de regressar vasia para retomar um novo elo, repete a mesma operação, mas em sentido contrario, iniciando uma nova perna com um outro tambor disposto para esse fim na margem alcançada. Outrossim, o serviço é organizado partindo-se simultaneamente das duas margens do rio, com o emprego de duas roldanas suspensas ao mesmo cabo sem fim e de quatro tambores de fio, dois de cada lado, formando-se em definitivo quatro pernas em mesmo tempo.

Preparadas as 61 pernas necessarias para um cabo, a operação se repete identicamente para os tres outros. Cada jogo de 61 pernas é em seguida comprimido sob forma cylindrica, atado fortemente e acondicionado, para, finalmente, revelar o diametro de 91,40 centímetros a que acima nos referimos. A quantidade de fio de aço empregada na confecção dos quatro cabos sobre a mais de 28.000 toneladas e elles estão destinados a supportar uma carga avaliada em 90.000 toneladas.

Emfim, a esses mesmos cabos fixar-se-ão, regularmente espaçados, os tirantes que prenderão os estrados da ponte que, assim terminada, resul-

tará no aconhecimento mais grandioso de nossos tempos em relação a obras de sua especie.

Eis, succintamente descrita, a famosa ponte ora em construção nos Estados Unidos e cujo preço de custo, incompleta, como acima indicado, está avaliado em 60 milhes de dollars, cabendo aos cabos de suspensão cerca da quinta parte desse valor. Completamente acabada, de futuro, o seu preço de custo elevar-se-á a 75 milhes de dollars. Para a sua serventia, deverá ser cobrada uma taxa de 50 cents pela passagem de cada vehiculo, com uma addicional para os camiónes e vehiculos de transporte em commun. E' o systema de peagem, ainda muito em voga, aliás, nos Estados Unidos.

O confronto com os preços de custo de suas irmãs mais velhas, do mesmo typo de suspensão por cabos, as pontes de "Brooklyn", "Williamsburg" e "Manhattan", não deixa de ser interessante, embora sejam as referidas pontes de proporções inferiores. São esses preços os seguintes, nessa mesma ordem e em algarismos redondos: 25,094 — 24,188 e 31,084 milhes de dollars. Dão-nos elles uma ideia das elevadas sommas empenhadas nesse grande paiz em obras de utilidade publica. A ponte de "Queensboro", em cantilever, attingiu á importancia menor de 17,591 milhes.

Concluiremos reconhecendo que a idealização da ponte sobre o Hudson River é uma das audacias mais singulares deste nosso seculo. Na arte da engenharia, a sua realização é como um desatino ao impossivel. E' a quebra dos limites.

Pareceriamos exagerados para aquellos que julgassem a obra apenas por alto. Porém, estudando-a em seus detalhes, esmerilhando-a, quantos problemas de difficil solução e que accumulo de extensões! E já se cogita do lançamento de uma ponte através da Upper Bay, ligando Battery Place, a ponta sul de New York, a Staten Island.

Illustraremos igualmente as presentes linhas, com um desenho em elevação (Fig. 5) da ponte em questão, tal como poderíamos vê-la no correr do anno vindouro.

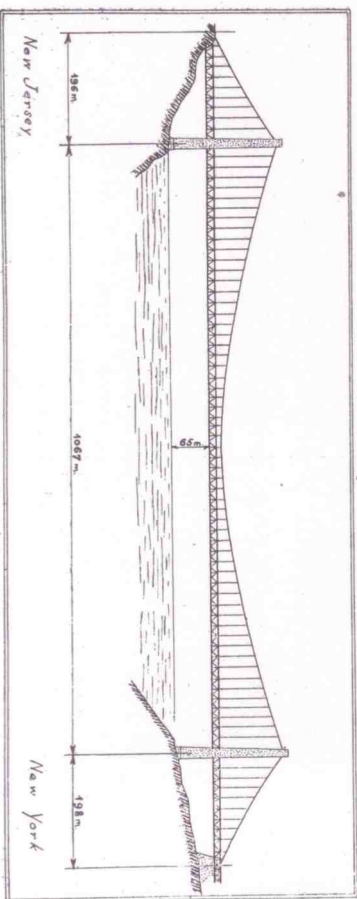


Fig. 5 — Elevação da Ponte de 1000 metros sobre o Rio Hudson.



Com este valor de  $X$  estão resolvidos os ele-



mentos da viga, mediante a aplicação das formulas da Pg. 26 — 1.º Vol. de C. A., a saber:

$$(14) M_m = M_{m0} - \xi X;$$

$$(15) Q_m = Q_{m0} - \frac{X}{l};$$

$$(16) C = C_0 - 2 \frac{X}{l};$$

adaptando-as ao systema principal — viga sobre 2 apoios, prolongada em consolo.

#### Linhas de influencia.

Como explicado nas Pg. 25 (1.º) e Pg. 178 (2.º Vol.), a linha de flexão (*clástica*) proveniente de  $X_a = 1$  será a propria linha de influencia dos deslocamentos em C, ponto de applicação de  $X_a$ , e é constante. Assim, precisamos obter a linha de flexão (*elastica*) para o systema duma viga repousando em 2 pontos B e A e prolongada alem deste ultimo em consolo até C, onde é applicada uma força igual a 1. Para que haja equilibrio é mister exista uma reacção tractiva sobre o apoio B, a qual será, chamando-a Z

(Momentos em torno de A)

$$1 \times l' = Z l, \text{ donde}$$

$$(17) Z = \frac{l'}{l}.$$

Por outro lado, ambas as forças  $X_a = 1$  e  $Z = l'/l$  produzem deformações, dando ser a linha de flexão composta de 2 parcelas em cada vão, visto o engaste em A ser elastico e não perfeito, pois que deviã a extensão de l a viga neste vão deformar-se-á, obrigando a tangente em A a inclinar-se. O nosso primeiro problema será determinar a inclinação dessa tangente a linha de flexão, o apoio A, para o que facemos o seguinte raciocinio:

Se o engaste fosse perfeito em A, teriamos a flecha  $y_{II}$ . (Fig. 2). A tangente seria horizontal no ponto A. Esta tangente inclinando-se em virtude da não intereza do engaste, de um angulo  $\varphi$ , passaremos a ter em qualquer ponto (Fig. 3):

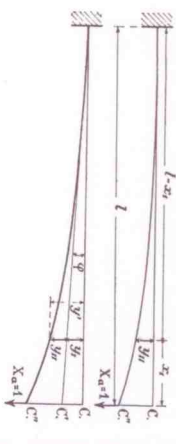


Fig. 3

$$(18) y' = y_{II} + y_I = y_{II} + \varphi (l' - x_I).$$

Para o vão B A teremos (Fig. 4):



Fig. 4

$$(19) y' = y_{III} - y_{IV} = \varphi (l - x) - y_{IV}.$$

Podemos calcular  $y_{II}$  e  $y_{IV}$  que são flechas em vigas em consolos — engastes perfeitos. Obtidos estes valores, substituímos na 2.ª equação acima e ante a condição de que a flecha deve ser nula no ponto B, obter-se-á o angulo  $\varphi$ , conseguindo-se finalmente as flechas desejadas  $y'$  e  $y''$ . Para as 2 primeiras flechas: aproveitaremos as formulas do Quadro n.º 1 de C. A. (Pg. 62 — 1.º Vol.) fazendo a igual a  $l'$  e  $l$ , e  $P$  a  $l$  e  $l/l$  respectivamente. ( $x = l' - x_I$ , para o vão AC e  $x = l - x$  para o outro vão).

$$(20) y_{II} = \frac{l'^3}{6} \left[ \frac{(l' - x_I)^2}{l'^2} - \frac{(l' - x_I)^5}{l'^3} \right]$$

$$(21) y_{IV} = \frac{l'^2}{6} \left[ \frac{(l - x)^2}{l^2} - \frac{(l - x)^5}{l^3} \right]$$

Para não tornarmos esta longa, deixamos de fazer estas deducções elementares, as quaes serão facilmente realizaveis pelo processo dos Trabalhos de Deslocamento (Virtudes) como fizemos acima, com a diferença de que o *estado de deformação*, passará a ser o proveniente da acção de uma força unitária nos pontos onde são desenhadas as flechas; os *estados de carga* *mento*, os provenientes das acções de 1 e  $l/l$  nos pontos indicados.

Rest-nos o angulo  $\varphi$ , o qual será dado pela condição de que a flecha no ponto B é nula como já foi dito. Ora, nesse ponto, devido a acção duma carga unitária em C ha a reacção  $l/l$  e as flechas, provenientes, a primeira dessa reacção tractiva e a segunda do proprio angulo  $\varphi$  incognito, resultado da carga unitária em C, somados devem dar em resultado uma flecha  $y'$  nula. Assim: ( $x = 0$ ) (eqs. 19 e 21):

$$y'_B = \varphi l - \frac{l'^2 l'}{6} \left( \frac{l^2}{l^2} - \frac{l^3}{l^3} \right) =$$

$$= \varphi l - \frac{l^2 l'}{3} = 0$$

$$(22) \varphi = \frac{l'}{3}$$

Obtido o valor de  $\varphi$ , (22) só resta substituí-lo nas equações (13) e (19) o que dá:

$$(23)$$

$$y' = \frac{l'^3}{6} \left[ \frac{(l' - x_I)^2}{l'^2} - \frac{(l' - x_I)^3}{l'^3} \right] + \frac{l'}{3} (l' - x_I) =$$

$$= \frac{l'^3}{6} \left[ \frac{(l' - x_I)^2}{l'^2} - \frac{(l' - x_I)^3}{l'^3} \right] + \frac{l'}{3} \left( \frac{2l}{l'} - \frac{2lx_I}{l'^2} \right) =$$

$$= \frac{l'^3}{6} \left[ \frac{(l' - x_I)^2}{l'^2} + \frac{x_I^2}{l'^2} - 1 + 3 \frac{x_I}{l'} - \frac{x_I^2}{l'^2} + \frac{x_I^3}{l'^3} - 2 \frac{lx_I}{l'^2} \right] +$$

$$= \frac{l'^3}{6} \left[ \frac{(l' - x_I)^2}{l'^2} + \frac{x_I^2}{l'^2} - 1 + 3 \frac{x_I}{l'} - \frac{x_I^2}{l'^2} + \frac{x_I^3}{l'^3} - 2 \frac{lx_I}{l'^2} \right] + \frac{l'^3}{6} \left[ \frac{(l' - x_I)^2}{l'^2} + \frac{x_I^2}{l'^2} - 1 + 3 \frac{x_I}{l'} - \frac{x_I^2}{l'^2} + \frac{x_I^3}{l'^3} - 2 \frac{lx_I}{l'^2} \right]$$

$$(24)$$

$$y'' = \frac{l'}{3} (l - x) - \frac{l'^2}{6} \left[ \frac{(l - x)^2}{l^2} - \frac{(l - x)^5}{l^3} \right] =$$

$$= \frac{l'^2}{6} \left[ 2 - 2 \frac{x}{l} - \frac{l^2 - 6lx + 3x^2}{l^2} - \frac{l^3 - 3l^2x + 3lx^2 - x^3}{l^3} \right] =$$

$$= \frac{l'^2 l'}{6} \left( \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3} \right) = \frac{l'^2 l'}{6} \omega_D.$$

Ambos estes resultados, aqui deduzidos, podem ser conferidos com os constantes na Tabela 13 do 2.º Tomo do *Handbuch der Deutlicher Beton Verin* (Pg. 105), onde C representa o nosso  $l' -$  vão do consolo.

Para obtermos a linha de influencia de X, ou do hyperstatístico, basta substituir os valores acima na formula (1) e marcarmos em ordenados os diversos valores obtidos pela introdução de (23) para o consolo e de (24) para o vão A B. A cada valor de  $x$ , ou de  $x_I$  correspondará nas equações abaixo (25) e (26) um valor de X que successivamente assignalados e ligados indicará a supra referida linha de influencia.

$$(25)$$

$$X_a = \frac{l'^2}{6} \left[ \frac{2l + l' - 2l + 3l'}{l} \cdot \frac{x_I}{l'} + \frac{l'}{l^3} \right] =$$

$$= \frac{l' l'}{4(l' + l)} \left[ \frac{2l + l' - 2l + 3l'}{l} \cdot \frac{x_I}{l'} + \frac{l'}{l^3} \right]$$

$$(26)$$

$$X_a = \frac{l'^2 l'}{6 \omega_D} = \frac{l'^2}{4(l'^2 + l'l)} \omega_D$$

E para o vão A B:

$$X_a = \frac{l'^2 l'}{6 \omega_D} = \frac{l'^2}{4(l'^2 + l'l)} \omega_D$$

Seria interessante verificarmos a formula (13) que dá o hyperstatístico para o vão A B, carregado uniformemente com  $p$ , pela avaliação da area de influencia fornecida pela formula (26), sobre o vão carregado. A area de influencia sobre o vão carregado está dada pela integral entre 0 e  $l$ , sendo nula a constante de integração. Assim:

$$\Omega = \int_0^l \frac{l'^2}{4(l'^2 + l'l)} \left( \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3} \right) dx =$$

$$= \frac{l'^2}{4(l'^2 + l'l)} \left[ \frac{x^2}{2l} - \frac{x^4}{4l^3} \right]_0^l =$$

$$= \frac{l'^2}{4(l'^2 + l'l)} \left( \frac{l}{2} - \frac{l}{4} \right) = \frac{l'^3}{16(l'^2 + l'l)}.$$

Só resta multiplicarmos a area de influencia, encontrada por  $p$ , o que demonstra a formula (13).

Resolvida a parte hyperstatística do problema, o resto é pura questão de Estática — Systema isostático, considerando-o como rígido substituído as cargas dadas e mais ao hyperstatístico correlato. As linhas de influencia dos momentos, cortantes e reacções (16) adaptadas pelas formulas nos. (14), (15) e Com admiração e apreço, firmamos-nos

Coll. Att. Obro.  
Ass: Furtado Simar

P. S.  
Tomamos a liberdade de annexar uma copia das 2.ª e 3.ª Secções da "Proposta para o Regulamento de construção em concreto armado", actualmente em estudos na ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO, elaboradas por nós e approvadas já em 1.ª discussão nas sessões da Assembléa Technica de 4, 11 e 20 de Fevereiro deste anno. Sobre as mesmas solicitamos as valiosas opiniões do distinto collega e mesmo do Club que tão dignamente dirige, as quaes teriamos immenso prazer de transmitir a A. B. C., cujas sessões da Assembléa Technica vimos presidindo. No mais continuaremos ao inteiro dispor de V. S. para quequer outros esclarecimentos ou detalhes, referentes quer ao problema, quer ao Regulamento.

\* \*

Depois de mais de seis mezes, quando não mais nos recordavamos do facto, o nosso correspondente em Recife, *Engenheiro Neulvi Maia*, actualmente redactor do "Boletim do C. E. P." e socio da A. B. C., por nimia gentileza, que agradecemos, nos remetteu uma colleção de exemplares do referido *Boletim*.

A vista do exemplar que publicou o referido problema, verificamos ser elle um pouco mais simples do que o que nos foi ditado, de cõr, pelo Dr. Colomna. Enlo: (Pag. 168-Vol. IV).

1.º — Dado: Uma viga continua de secção constante repoua sobre 4 apoios simples e tem uma attitudão no meio do vão central. O comprimento de cada vão extremo é igual a  $l$ , enquanto que o vão central tem um comprimento de  $2l$ . O ultimo vão está carregado com uma carga uniforme distribuida de  $w$  kg. por unidade de comprimento.

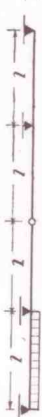


Fig. 5

QUESTÃO: Calcular as reacções nos 4 apoios determinando o peso proprio da viga.

Quatro foram os solucionistas, que adoptaram respectivamente, dois — O *Método de Trabalho Mínimo*; um — a Equação dos 3 Momentos; e um — o *Método de Coherencia Linear*. Este ultimo o *Engenheiro Vicente de Brito Pereira* chegou a resultados falsos, devido a um engano no calculo de uma das deformações, revelando, não obstante, nítida compreensão do problema a resolver, tal a conscienciosa exposição da solução adoptada.

Entre os solucionistas que adoptaram o *Principio do Trabalho Mínimo*, destacamos a solução do *Engenheiro Alvaro Celso Vêlton Cavalcanti*, bem apresentada e redigida em termos precisos.

De posse hoje do Problema como fora formulado, julgamos ser útil aos nossos leitores publicarmos a nossa solução — linhas acima —, feita rapidamente naquela época, para completá-la agora: 1.º com o calculo explico das reacções, e 2.º — com uma serie de outras soluções do mesmo problema, todas dentro do mesmo *Método de Coherencia Li-*



ner. Estas últimas soluções mostram a fertilidade imensa desse Método e apresentam a solução positivamente mais expedita.

1.º) — **CALCULO EXPLICITO DAS REACOES:**  
O Valor do hiperestático  $X_a$ , ou seja o importe da transmissão vertical na rótula (ou articulação central) é — (Formula 13).

$$X_a = \frac{p l^3}{16(l'^2 + l'^2)}$$

que no caso particular de ser  $l=l'$ , simplifica-se em:

$$(25) \quad X_a = \frac{p l}{32}$$

O sistema principal adoptado foi o conjunto de 2 vigas, cada uma sobre 2 apoios distantes entre si de  $l$  e prolongadas de um lado em consolo de comprimento  $l$  (Fig. 1 e 1a). Como se vê, estão ellas carregadas conforme indica a Fig. 6a-b. Para cálculo de  $R_1$ : Momentos em torno do ponto  $R_2$ .

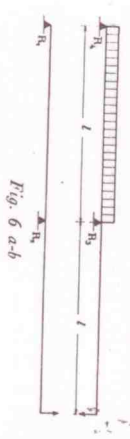


Fig. 6 a-b

$$X_a l = R_1 l, \quad \text{donde}$$

$$(26) \quad R_1 = \frac{p l}{32}$$

Para cálculo de  $R_2$ : Momentos em torno do ponto  $R_1$ .

$$X_a \cdot 2 l = R_2 l, \quad \text{donde}$$

$$(27) \quad R_2 = 2 X_a = \frac{p l}{16}$$

Para cálculo de  $R_3$ : momentos em torno do ponto  $R_4$ .

$$X_a \cdot 2 l - R_3 l + p l \cdot \frac{l}{2} =$$

$$= \frac{p l^2}{16} - R_3 l + \frac{p l^2}{2} = 0$$

$$(28) \quad R_3 = \left( \frac{p l^2}{2} + \frac{p l^2}{16} \right) : l = \frac{9}{16} p l$$

Para cálculo de  $R_4$ : momentos em torno do ponto  $R_3$ .

$$- X_a l - R_4 l + \frac{p l^2}{2} = 0,$$

$$(29) \quad R_4 = \frac{1}{l} \left( \frac{p l^2}{2} - \frac{p l^2}{32} \right) = \frac{15}{32} p l$$

Terminação das reações. A carga exterior sendo  $p l$ , as quatro reações  $R_1, R_2, R_3, R_4$  deverão dar também, quando somadas,  $p l$ . Por outro lado, as reações  $R_3, R_4$  e  $R_1$  são de baixo para cima (positivas, convencionalmente) e as restantes,  $R_2$  de cima para baixo (negativas), donde

$$R_1 - R_2 + R_3 + R_4 = p l$$

$$\frac{p l}{32} - \frac{p l}{16} + \frac{9 p l}{16} + \frac{15 p l}{32} = p l$$

Se tivesse procedido a uma primeira verificação semelhante teria o ilustrado collega Brito Pereira dado com o seu engano e corrigido o imediatamente. Em qualquer cálculo estrutural, sobretudo hiperestático, as verificações são indispensáveis, nem sempre somente dos resultados finais, mas frequentemente mesmo de resultados parciais. Esta é a razão porque incluímos na nossa Proposta para a 2.ª Secção do Regulamento para as Construções em Cimento Armado as A. B. C. a alínea 10 do § 6, obrigando a verificação dos elementos do lado esquerdo duma Matriz de Ligação de Coherência, antes de abordar a sua resolução.

2.º Outras soluções dentro do mesmo Método de Coherência Linear.

Podemos considerar como sistemas principais, isostáticos, ao invés do da Fig. 1, qualquer um dos da Fig. 7 onde figuram uma dúzia delles, ou ainda muitos outros mais. Para constituição dos 2 primeiros suprimimos, em cada um, uma reação que passa a ser a nossa incognita elástica — hiperestático.

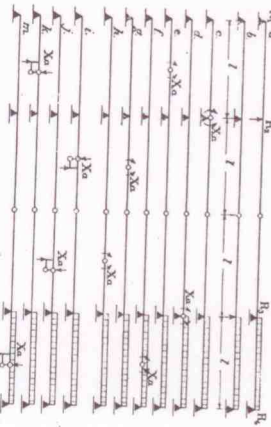


Fig. 7 a-m

Para constituição dos 6 seguintes suprimimos em cada um delles uma transmissão (1) — momento de flexão. Para constituição dos 4 últimos suprimimos em cada um delles uma outra transmissão (1) — força cortante. A solução do problema cinge-se a busca apenas do hiperestático  $X_a$ , pois conhecido do seja este, o resto do problema é uma pura questão de Estática Geral, como já vimos.

Assim, busquemos os respectivos hiperestáticos, para alguns dos sistemas principais na Fig. 7. No 1.º grupo o hiperestático  $X_a$  é uma reação, no 2.º — um momento e no 3.º — uma cortante, como foi dito.

2.ª Solução: —  $X_a = R_2$  — (Sistema Principal da Fig. 7 a).

Sistema principal: uma viga simplesmente apoiada nas 2 extremidades, de comprimento  $l$  e prolongada em consolo (1), onde descança uma outra com comprimento  $2l$ . A deformação no ponto de aplicação do hiperestático  $X_a=1$  compõe-se de 2 partes: a primeira constante da deformação do consolo carregado com a reação da outra viga submetida a uma força  $X_a$ , reação que é igual a  $1/2$ ; e a segunda a deformação da própria viga onde actua  $X_a=1$ . As Fig. 8a-b exclamam o facto.

A primeira já foi calculada, para  $X_a=1$  (formula 5); para  $X_a=0,5$  é: ( $l'=l$ )

$$(1) - V. \text{ Pag. 135 do 1.º Volume de "Cimento Armado".}$$

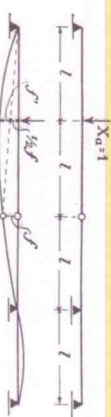


Fig. 8 a-b

$$f = \frac{1}{3} l^3$$

Por outro lado, viga simplesmente apoiada carregada no centro:

$$f' = \frac{(2l)^3}{48} = \frac{8l^3}{48}$$

$$(30) \quad \delta_{aa} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} l^3 + \frac{8l^3}{48} = \frac{16}{48} l^3$$

O valor da deformação, causada pela carga real, na articulação, já tendo sido calculada, em virtude da razão acima, a deformação será igual a metade, ou seja:

$$(31) \quad \delta_{aa} = \frac{1}{2} \cdot \frac{p l^4}{24} = \frac{p l^4}{48}$$

$$X_a = R_2 = \frac{p l^4 / 48}{16 l^3 / 48} = \frac{p l}{16}$$

Tendo-se uma das reações, *ipso jactu*, ter-se-á as demais como acima foi mostrado.

3.ª solução: —  $X_a = R_3$ . (Sistema principal da Fig. 7 c). O valor de  $\delta_{aa}$  continua o mesmo em virtude da symetria.  $\delta_{aa}$  porém, torna-se de busca mais trabalhosa — compõe-se elle de 2 parcelas, e o raciocínio é, identico ao feito acima para encontrar  $\delta_{aa}$ , no tocante a uma das parcelas, a outra é a flecha de uma viga simples, submetida a carga real.

4.ª solução: —  $X_a = M_5$  — Hiperestático é o momento sobre o ponto de aplicação da reação  $R_3$ . Fig. 7c. Cálculo das deformações pelos trabalhos virtuais — formulas — *Tabela 19* de "Cimento Armado" (Pag. 81 do 3.º Vol.). Formulas:

$$(32) \quad \delta_{aa} = \frac{1}{3} + \frac{1}{3}$$

Seria esta a deformação se a articulação do centro fosse fixa, isto é, não cedesse, devido a reação do proprio momento unitário sobre  $R_3$ . A reação desse momento sobre a articulação central é  $1/2$ , e a flecha que, esta carga actuando sobre a articulação produz ali é igual a seu importe,  $1/2$ , multiplicado pela flecha que ali produz uma carga unitária (*Prinípio da Proporcionalidade*) (2). Ora, esta ultima flecha já está calculada, formula — (5) quando nella se faça  $l$  igual a  $l$  o que dá:

$$(33) \quad f = \frac{l^2}{3} + \frac{l^2}{3} = \frac{2}{3} l^2$$

A rotação que produz sobre o apoio  $R_3$ , tal flecha na articulação central, tomando-se o proprio angulo pela sua tangente (3), será:

$$(34) \quad \varphi = \frac{2}{3} l$$

(2) — V. Pag. 23 do 1.º Vol. "Cimento Armado".  
(3) — A rigor este valor é o da tangente trigonométrica do angulo de deflexão sobre o apoio, mas que se pode tomar pelo proprio angulo. V. Pag. 44 do 2.º Volume de "Cimento Armado".

Este acrescimo de rotação, levado ao valor,  $\delta_{aa}$  corrigido-o á para o verdadeiro, vindo então:

$$(35) \quad \delta_{aa} = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} + \frac{2}{3} = \frac{4}{3} l$$

Para a carga real, notar-se-á a vantagem da introdução de momentos como hiperestáticos, f (33) e  $\varphi$  (34) serão nulos.

E, formulas da mesma *Tabela 19*, identica ao valor calculado (11):

$$(36) \quad \delta_{aa} = \frac{p l^3}{24}$$

Donde:

$$X_a = \frac{p l^3 / 24}{16 l^3 / 32} = \frac{p l^2}{32}$$

As reações provocadas por este momento são:

$$R_4 = - \frac{p l}{32},$$

$$R_3 = \frac{p l}{16},$$

e na articulação central: —

$$- \frac{p l}{32}$$

Tendo a reação na articulação, já foi mostrado como se obtém, com meras equações de equilibrio, as restantes  $R_1$ , e  $R_2$ . Aquellas,  $R_3$  e  $R_4$  no entanto devem ser acrescidas das reações, provocadas pelas carga real no sistema principal, ou seja de

$$\frac{p l}{2}, \quad \text{o que dá:}$$

$$R_3 = \frac{p l}{2} + \frac{p l}{16} = \frac{9}{16} p l$$

$$R_4 = \frac{p l}{2} - \frac{p l}{32} = \frac{15}{32} p l$$

5.ª Solução: —  $X_a = M_2$  — Seja ainda hiperestático um momento, porém actuando no ponto de aplicação da reação  $R_2$ .

$$\delta_{aa} = \frac{4}{3} l$$

Ignoramos a deformação causada pela carga real, pela *Tabela 19* citada veja-se o caso das áreas correspondentes aos esforços — *carregamentos virtuais* triângulo — *deformação (real)* parábola 2.º gráo — é o sob o numero 8, onde  $M_a=1$ :

$$\delta_{aa} = \frac{p l^3}{24}$$

Isto é verdade porque este angulo sobre o apoio  $R_3$ , do lado da carga real produz do outro lado um angulo, que multiplicado por  $l$  dá a flecha na articulação central, (4) Por outro lado esta flecha dividida por  $l$  dará a rotação sobre o apoio  $R_2$ , que necessitamos.

$$X_a = \frac{p l^3 / 24}{4 l / 3} = \frac{p l^2}{32}$$

(4) Compare formula (12).



As reações que este momento provoca sobre os apoios R<sub>1</sub> e R<sub>2</sub> são idênticas as que no caso anterior provocou o hiperestático.

...

Encontrando na ideia do Boletim do C. E. P. grande proveito, e verificando que o mesmo depois da publicação do problema acima referido (Outubro 1930), só se tem ocupado com problemas de outra natureza (Hidráulica, etc.) que não a Hiperestática — pedimos, venha para promovermos uma série de problemas. Publicaremos prazo para receber as soluções — geralmente 60 dias após a saída da revista, dia 30 de cada mês. O publicado neste número, por exemplo, terá por prazo para recebimento de soluções, o dia 5 de Janeiro vindouro.

As soluções serão abertas publicamente em sala da A. B. C., devido os presentes rubricar as soluções recebidas.

Cada solução receberá 2 índices um conforme

## Problemas "Cimento Armado",

### 1.º Problema da Serie A (1.º)

Desce-se a linha de influencia do momento de engaste da viga da Fig. 1a. A viga é engastada completamente em A, e simplesmente apoiada em B. Por meio da referida linha de influencia calcular-se-á o momento no engaste para uma carga uniformemente repartida.

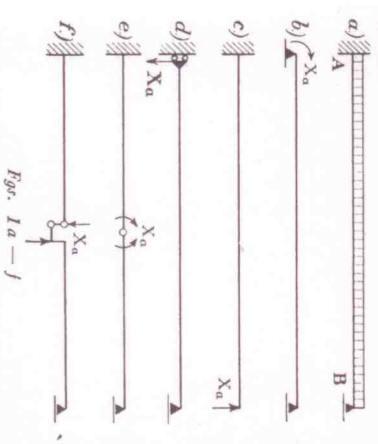


Fig. 1a — j

a rapidez do processo empregado, outro conforme a precisão e detalhe do raciocínio escripto que for usado. Esses índices serão compreendidos entre 1 e 10.

Cada serie de 6 problemas terá uma apuração final e aos 2 solucionistas que obtiverem a maior somma de índices respectivamente, segundo a rapidez e ao raciocínio, conterá "Cimento Armado" prêmios. Não serão publicados os resultados dos índices, somente o total dos premiados. No entanto as soluções mesmo não premiadas poderão ser publicadas.

As sessões de aberturas, serão em dia e hora anunciados pela imprensa desta capital — A comissão que porá os índices será composta do Dr. Sá Pereira Cathedrático de Resistência, da E. Polytechnica do Rio, do Dr. Jorge Burlamaqui do Instituto Brasileiro de Concreto, do autor desta secção, Director de "Cimento Armado", e de um membro do Conselho Consultivo da Associação Brasileira de Concreto, pedido para ser designado em secção do mesmo.

Damos 5 casos, onde são respectivamente sistemas principais e hiperestáticos: Fig. 1-b: Sistema principal, viga simplesmente apoiada; hiperestático o momento de engaste; Fig. 1-c: Sistema principal, viga engastada numa extremidade; hiperestático, reacção em B; Fig. 1-d: Sistema principal, haste apoiada simplesmente em B e conectada em A, de gesto a só produzir Momento; hiperestático, reacção em A; Fig. 1-e: Sistema principal, o real com uma articulação no centro; hiperestático, o momento nessa articulação; Fig. 1-f: Sistema principal, o real com uma ligação que não transmita reacções verticais; hiperestático, cortante no ponto dessa ligação.

O solucionista deverá apresentar no minimo 3 soluções, aproveitando 3 dos 5 sistemas principais indicados, os quaes são dados a título illustrativo, ou outros a sua vontade. Exige-se o emprego das normas do Regulamento do A. B. C. (Publicado no numero de Julho de C. A. deste anno).

Recebem-se soluções até 5 de Janeiro vindouro.

(1) A serie B será destinada a problemas de Resistência (Elasticidade).

## Sindicato Central de Engenheiros

Um grupo de 165 engenheiros, entre os quaes, se encontram civis, militares, navaes, mecanicos, electricistas, geographos, etc., fundaram a 22 de Setembro ultimo uma sociedade syndical nos termos do Decreto do Governo. Provisorio, a qual tomou o nome que encima estas linhas.

Já com mais de 200 associados foi eleita a seguinte Conselho Director e Directoria:

CONSELHO DIRECTOR: Mendes Teixeira, João Phelipe Sampaio Lacerda, Vicente Pinho Pessoa, Ernesto Luiz Greve,

Marcos Valdetario da Fonseca, Francisco Guimarães, Furtado Simas, Almeida Rego, Rego Monteiro, F. Penna Chaves, Altamirano Nunes Pereira, Antonio Hirsch Frago, Humberto Menezal, Sobral de Moraes e Daniel Paz de Almeida.

Presidente: J. Furtado Simas; Vice Presidente: Altamirano Nunes Pereira;

1.º Secretario: Cesar do Rego Monteiro; 2.º Secretario: Marcos Valdetario da Fonseca;

Thesoureiro: Feliciano Penna Chaves.

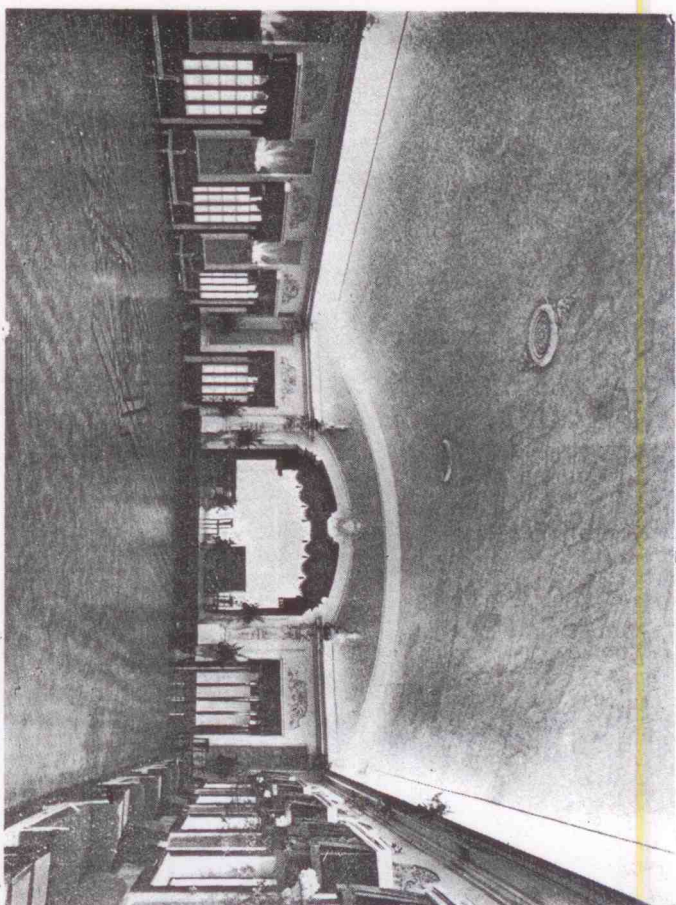


Fig. 6 — Vista interna do salão de festas depois de prompto.

### SECÇÃO: ARCHITECTURA E EDIFICIOS

## Nova sede do Tijuca Tennis Club

Paulo Candido  
Engenheiro Architecto

A esquerda do Hall, encontra-se o Salão de Festas que mede 21,50 por 13,40 e é a peça principal do edificio, tendo uma de suas cabeceiras e um lado abertos em grandes vãos para as varandas e na cabeceira junto ao Hall está situado um magnifico palco, afin de satisfazer plenamente as reuniões de arte, hoje tão em voga nos clubs elegantes. À direita do Hall fica situado o Bar, também, com duas de suas faces abertas em grandes vãos para as varandas, com comunicação por meio de uma pequena passagem, com as dependências de seu serviço, copa, cozinha, etc.

Collocando o Bar no centro do edificio, quizeram os architectos, desta forma, facilitar o acesso ao mesmo de qualquer peça do edificio, e o seu serviço para as varandas. Em uma passagem que dá para varanda lateral que liga a Sede ao Gymnasio, encontra-se a Chapelaria e serviços sanitarios para homens.

PRIMEIRO ANDAR: — No primeiro andar, além de um amplo Hall transformado em salão de leitura e jogos, que dá para um esplendido terraco da fachada principal, com vista sobre os campos de tennis, existem ainda dando para este a sala principal de Reuniones da Directoria, Salão de Billares,

Thesouraria, Secretaria e para uma pequena passagem o Archivo e serviços sanitarios.

GYMNASIO: — O Gymnasio que tem um de seus lados ligados ao edificio Sede por ampla varanda, mede 23,50 por 17,50 é destinado aos jogos de Volley Ball, Basket Ball e Esgrima e possui magnifica archedançada com capacidade para cerca de 400 espectadores, sendo o espaço sob esta, aproveitado para deposito de material de esporte.

CONSTRUÇÃO — A construção do edificio Sede e Gymnasio, occupando uma area de 1,244 metros quadrados, foi executada pela firma CANDIOTA, SA & BARBASTEFANO, tendo sido iniciada em Setembro de 1930 e durado cerca de dez meses.

Edificio Sede: o edificio Sede apresenta como detalhe constructivo mais interessante, a estrutura em concreto armado do Salão de Festas, tendo as tesouras um vão de 13,40 m., deixando salientes os pilares, que apparecem na fachada, sobre a varanda e foram aproveitados como motivos de decoração. Este salão tem o forro executado em estuque, em forma de arco abolido, acompanhando a forma da estrutura de concreto e formando junto a parede

O projecto da nova Sede do Tijuca Tennis Club foi premiado com medalla de ouro na IV Exposição Pan-Americana de Architectura realizada em Junho de 1930 nella Capital, e com medalla de bronze no XXXVII Salão de Bellas-Artes realizado em Agosto do mesmo anno.



lado da frente

3,04

2,66

2,66

7,92

24,00

8,04

6,7

13,45

6,7

Technical drawing of a square floor plan. The drawing shows a square structure with internal grid lines and diagonal bracing. Dimensions are provided in meters. The overall width is 24,00 and the overall height is 24,00. The drawing includes various structural details and annotations, such as 'lado da frente' (front side) and '3,04', '2,66', '7,92', '8,04', '6,7', '13,45', '6,7'. There are also small detail drawings at the corners and along the edges.

O Hall é circundado de lambris com l, 20 de altura, formado por uma base de madeira almeidada, encimada por um friso de azulejos hespanhos, sendo o resto das paredes decoradas a craquelé. A escada que dá acesso ao primeiro andar, é executada em tijolos pintados, em perfeita harmonia com a pavimentação de cerâmica vermelha.

O Bar, pavimentado também de cerâmica vermelha, possui como o Hall, lambris até a altura de 1,50, formado por um engradado de madeira lusturada, sendo o logar das almofadas pintado a craftex.

Fig. 10 — Armadura duma tacaoca do Gynmasia

As varandas e terraços, igualmente como as demais peças aludidas, são pavimentadas com cerâmica e as escadas que lhe dão acesso, cujos degraus são de tijolos prensados, condizem perfeitamente com o estilo do edifício.

No primeiro andar as principais peças são o Salão de Bilhares e a Sala de Reuniões da Diretoria, sendo o primeiro decorado com lambris, executado como o do Bar, e o segundo, também por lambris, formando porem, almofadadas até a altura de 2,20, encimado por um friso pintado a craquelê.

*Gymnastor:* o Gymnastor sob o ponto de vista construtivo é bem mais interessante que o edifício Sede. Se bem que não seja mais que um simples retângulo, a sua estrutura em concreto armado é no genero, uma obra de valor.

Os vãos entre os pilares da estrutura de concreto

As varandas e terraços, igualmente como as demais peças aludidas, são pavimentadas com cerâmica e as escadas que lhe dão acesso, cujos degraus são de tijolos prensados, condizem perfeitamente com o estilo do edifício.

No primeiro andar as principais peças são o Salão de Bilhares e a Sala de Reuniões da Diretoria, sendo o primeiro decorado com lambris, executado como o do Bar, e o segundo, também por lambris, formando porem, almofadadas até a altura de 2,20, encimado por um friso pintado a craquelê.

*Gymnastor:* o Gymnastor sob o ponto de vista construtivo é bem mais interessante que o edifício Sede. Se bem que não seja mais que um simples retângulo, a sua estrutura em concreto armado é no genero, uma obra de valor.

Os vãos entre os pilares da estrutura de concreto



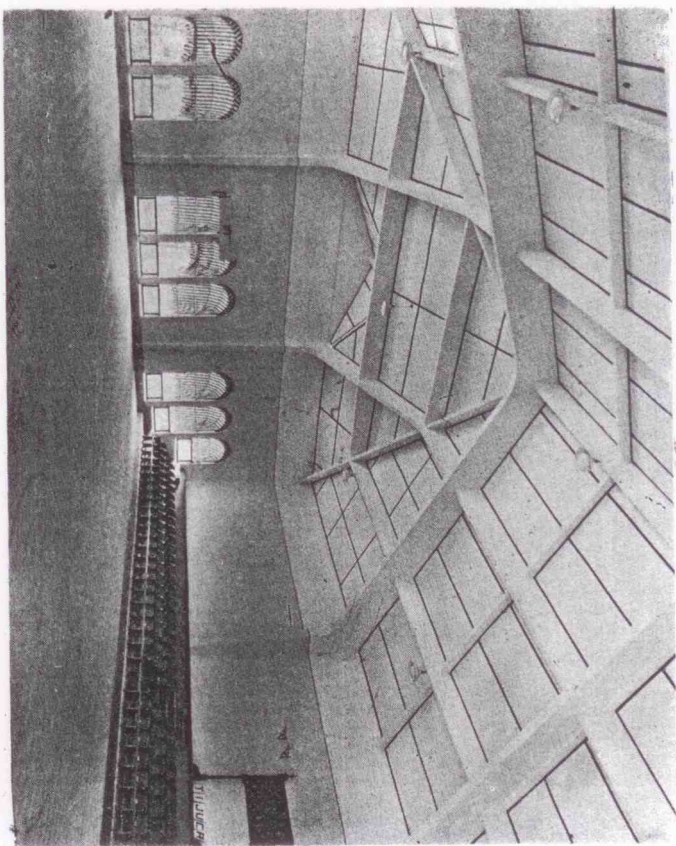


Fig. 12 — Vista do ginásio, depois de concluído.

sua grandiosidade e beleza de formas. O mesmo aconteceu com o forro, executado em celofex, aplicado na face externa das tesouras acompanhando o sentido das mesmas e cujas juntas foram tomadas por ripas envernizadas. Possui o Gymnasio excelente arhitebançada executada em concreto armado e revestida com xilolite.

Sua pavimentação executada com tacos, é um trabalho unico no genero no Rio: sendo as marcações do campo de Volley-Ball, Basket-Ball e Esgrima executadas com os proprios tacos de madeira de cores diversas.

#### MATERIAL

Para dar uma ideia do vulto da obra executada pela firma Candiota, S.A. & Barbastano, damos abaixo a relação e quantidade de alguns dos materiais n'ella empregados:

**Concreto:** — 150 metros cubicos empregados na estrutura de concreto armado do edificio Séde e Gymnasio.

**Ferro:** — 20.000 kilos empregados na estrutura de concreto armado do edificio Séde e Gymnasio.

**Tijolos:** — 42.000 empregados no levantamento das paredes do edificio Séde.

**Blocos de Cimento e Areia:** — 3.500 empregados no enchimento dos vãos da estrutura de concreto do Gymnasio.

**Cimento:** — 1.800 saccos, gastos nas alvenarias e demais servicos, não estando incluídos neste numero o empregado na estrutura de concreto.

**Cal:** — 15.500 kilos gastos em diversos servicos.

**Ladrilhos:** — 150 metros quadrados applicados na pavimentação dos compartimentos de servico.

**Ceramica Vermelha:** — 310 metros quadrados applicados na pavimentação das varandas, terraços, Hall, Bar.

**Tacos:** — 860 metros quadrados applicados na pavimentação de diversos compartimentos.

**Xilolite:** — 130 metros quadrados no revestimento da archibancada do Gymnasio.

**Tijolo Penadour:** — 3.000 empregados nas escadas das varandas e na do Hall.

**Azulejos:** — 60 metros quadrados applicados no revestimento dos compartimentos de servico.

**Gesso:** — 4.700 kilos gastos na execução das decorações em estale.

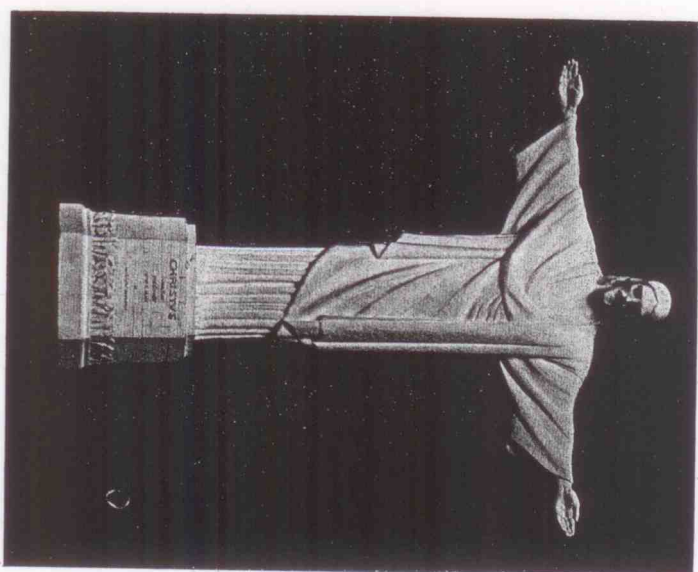
**Tela:** — 470 metros quadrados empregados na execução dos forros de estuque.

**Celofex:** — 465 metros quadrados empregados na execução do forro do Gymnasio.

**Tela:** — 32.200 empregadas na cobertura do edificio Séde e Gymnasio.

## Christo no Corcovado

A importante estatua inaugurada este mês



que as dobras da roupagem formam as caneluras, o que reflecte a influencia da Architectura.

Um estatuario talvez preferisse que a estatua apresentasse uma ligeira inclinação para a frente, para que se tornasse mais expressiva a attitude dos braços abertos para um amplexo. Mais uma vez, porém, nesta obra de arte, a estabilidade disse a ultima palavra.

Atravez das mãos espalmadas, admiravelmente

modeladas pelo estatuario, nota-se ainda a influencia da estabilidade, isto é, do engenheiro e do architecto, sobre a arte pura do escultor.

Com effeito, o estatuario teve de modelar sobre uma viga de madeira que reproduzia exactamente aquella que, mais tarde construída em aço, serviria para garantir a estabilidade desta parte do monumento. Além dos pontos já citados, outros ha em que a modelagem teve de aguarde que a Engenharia viesse dizer se a concepção do artista era ou não exequivel.

O monumento exigiu, pois, para a sua perfeita organização, de um lado, um criterioso estudo das linhas architectonicas e de estabilidade, e de outro, uma maleabilidade da parte do artista que se encarregara da sua belleza exterior.

Raras vezes se tem visto em harmonia tão perfeita, as nobres artes do engenheiro, architecto e do escultor, como na realisação desse monumento.

(Da Pagina 200 do 1.º Volume).



# A Hyperestatica no Concreto Armado

(Continuação da pag. 82 deste Volume)

Furtado Simas

Realizados os exemplos acima, procedamos a outros ainda sobre vigas simplesmente apoiadas, porém compostas de varias hastes, rectas ou curvas (1) para depois passarmos ao calculo de deslocamentos em vigas, engastadas numa extremidade e livres na outra, e em arcos de 3 articulações, — *apólicas isostaticas* mais comumente empregados como *principais*. Escolhamos dois typos, um triangular, ou seja composto de 2 hastes apenas, Fig. 13 e outro rectangular, ou seja composto de 3 hastes, Fig. 14:

Para obtermos deslocamentos em determinados pontos destas estruturas, urge traçarmos os 2 diagramas de momentos — o do *Estado de Carregamento* e o do *Estado de Deslocamento*, com os queres se procede as necessarias integrações, ou se utilizam os resultados dados nas *Tabelas 17, 20 e 21* de "Cimento Armado". Nestas tabelas, para maior clareza, figuram, ao lado das diagramas respectivas dos *carregadores de deformação*, as formulas correspondentes ao *estado de carregamento* — collocado ao alto.

4.º — *Deçea-se obter o deslocamento horizontal*, do ponto B produzido por uma força H, ali applicada. Uma força unitaria com a direcção do deslocamento

(1) — *Conven relembrar, que o facto da peça ser curva não constitui, só por isso, o que se determina estruturalmente arco. Para que haja arco é mitter reacções de apoios inclinadas, isto é, que haja empuxo como se vê nas Fig. abaixo.*

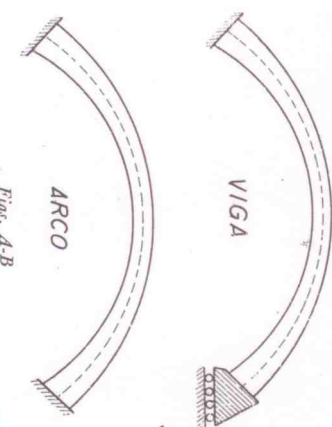


Fig. A-B

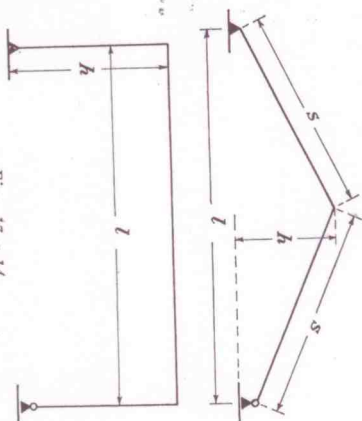


Fig. 13 e 14

dejeado, no caso vertente, por conseguinte, horizontal, — e applicada no ponto onde se deseja o deslocamento, neste problema, B. (Fig. 15-b).

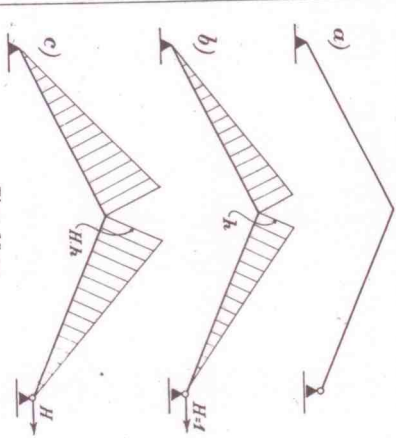
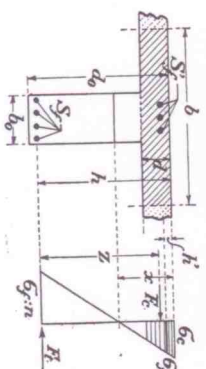


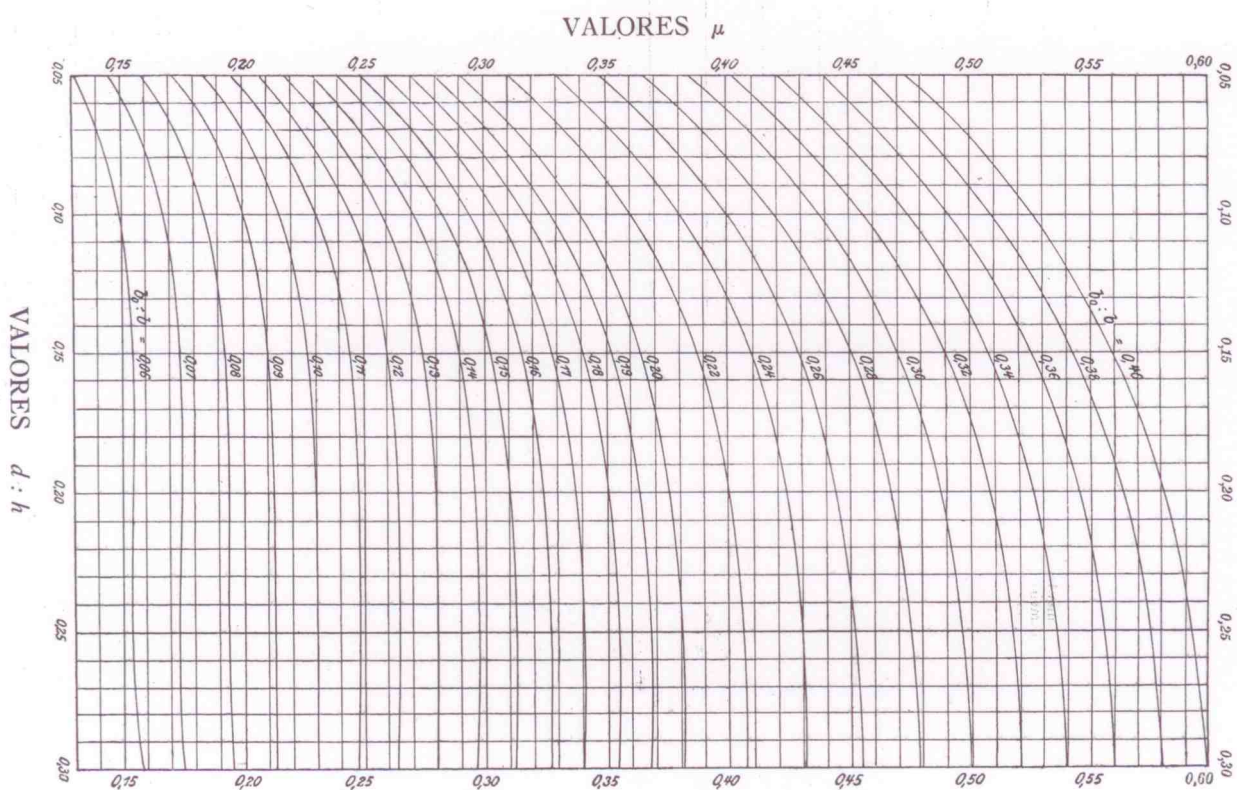
Fig. 15 a-c

## Diagrama para o calculo de momentos d'inercia de vigas em T



$$I = (b - b_0) \frac{d^3}{3} + b_0 \frac{h^3}{3} - \frac{[ (b - b_0) d^2 + b_0 h^2 ]^2}{4 [ (b - b_0) d + b h ]} = \mu \frac{h^3}{12}$$

## Diagrama para o calculo de momentos d'inercia de vigas em T.





$$\delta = \Sigma \int \overline{M}_M \frac{ds}{EJ}$$

$$\overline{M}_w \frac{6}{9}$$

$$= 2 \left( \frac{5s'}{96} \cdot h \cdot gl^2 \right) = \frac{5s'}{48} h \cdot gl^2$$

## Regulamento para as construções

*Associação Brasileira  
de Concreto*

“CIMENTO ARMADO”, tem a satisfação de comunicar aos seus leitores estar a sua disposição para quaisquer informações, detalhes ou explicações a respeito do “Regulamento para as construções em Concreto Armado da Associação Brasileira de Concreto.” As referidas informações poderão ser reservadas, ou livres, conforme o desejo expresso do leitor.

Qualquer correspondencia nesse sentido  
deve ser dirigida a *Furtado Simas, Av. Rio  
Branco III - 5.º and.*



Tabella de areas para o calculo de deformações de peças rectas com  $J_d$  constante, ou curvas com  $J_d$  cos  $\varphi$  constante.

$$l'_m = J_d / J_m ; l'_m = J_d / J_m \cos \varphi.$$

Tabella "Cimento Armado"

Tabella N.º 21

|    | $M_d$  | $M_d$  | $M_d$  |
|----|--|--|--|
|    | $\frac{l'}{J} \int_0^l M \bar{M} dl ; \frac{l'}{J \cos \varphi} \int_0^l M \bar{M} dl$ | $\frac{l'}{J} \int_0^l M \bar{M} dl ; \frac{l'}{J \cos \varphi} \int_0^l M \bar{M} dl$ |  |
| 1  | $\frac{l'}{2} M_a \bar{M}_a$   | $\frac{l'}{6} (M_a - 2 M_b) \bar{M}_b$   | $\frac{l'}{6} (M_a - 2 M_b) \bar{M}_b$   |
| 2  | $\frac{l'}{2} M_a \bar{M}_a$   | $\frac{l'}{3} (M_a^2 - M_a M_b + M_b^2)$   | $\frac{l'}{3} (M_a^2 - M_a M_b + M_b^2)$   |
| 3  | $\frac{l'}{2} M_a (\bar{M}_a + \bar{M}_b)$   | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b) + M_b (\bar{M}_a - 2 \bar{M}_b)]$         | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b) + M_b (\bar{M}_a - 2 \bar{M}_b)]$         |
| 4  | $l' M_a \bar{M}_a$   | $\frac{l'}{2} (M_a - M_b) \bar{M}_a$   | $\frac{l'}{2} (M_a - M_b) \bar{M}_a$   |
| 5  | $\frac{l'}{2} M_a (\bar{M}_a - \bar{M}_b)$   | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b) - M_b (2 \bar{M}_b - \bar{M}_a)]$         | $\frac{l'}{6} [M_a (2 \bar{M}_a - \bar{M}_b) - M_b (2 \bar{M}_b - \bar{M}_a)]$         |
| 6  | $\frac{l'}{2} M_a x x' = \frac{l'}{2} M_a P l \omega' R$                               | $\frac{l'}{6} [M_a (1 + \frac{x'}{l}) - M_b (1 + \frac{x}{l})] \bar{M}_c$              | $\frac{l'}{6} [M_a (1 + \frac{x'}{l}) - M_b (1 + \frac{x}{l})] \bar{M}_c$              |
| 7  | $\frac{l'}{2} M_a \bar{M}_a \frac{x}{l} = \frac{l'}{2} M_a P l \frac{x^2}{l^2}$        | $\frac{l'}{2} \cdot \frac{x}{l} [M_a - \frac{1}{3} \frac{x}{l} (M_a + M_b)] \bar{M}_a$ | $\frac{l'}{2} \cdot \frac{x}{l} [M_a - \frac{1}{3} \frac{x}{l} (M_a + M_b)] \bar{M}_a$ |
| 8  | $\frac{2 l'}{3} M_a \bar{M}_c = \frac{l'}{12} \rho l^2 M_a$                            | $\frac{l'}{3} \bar{M}_c (M_a - M_b)$   | $\frac{l'}{3} \bar{M}_c (M_a - M_b)$   |
| 9  | $\frac{l'}{3} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{6} \rho l^2 M_a$                               | $\frac{l'}{12} \bar{M}_a (3 M_a - M_b)$  | $\frac{l'}{12} \bar{M}_a (3 M_a - M_b)$  |
| 10 | $\frac{l'}{3} M_a \bar{M}_b$   | $\frac{l'}{6} [M_a (\bar{M}_a + 2 \bar{M}_c) - M_b (2 \bar{M}_c + \bar{M}_b)]$         | $\frac{l'}{6} [M_a (\bar{M}_a + 2 \bar{M}_c) - M_b (2 \bar{M}_c + \bar{M}_b)]$         |
| 11 | $\frac{2 l'}{3} M_a \bar{M}_a = \frac{l'}{3} \rho l^2 M_a$                             | $\frac{l'}{12} \bar{M}_a (5 M_a - 3 M_b)$  | $\frac{l'}{12} \bar{M}_a (5 M_a - 3 M_b)$  |
| 12 | $\frac{2 l'}{3} M_a \bar{M}_a$   | $\frac{l'}{20} \bar{M}_a (4 M_a - M_b)$  | $\frac{l'}{20} \bar{M}_a (4 M_a - M_b)$  |
| 13 | $\frac{l'}{4} M_a \bar{M}_b$   | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c [-M_b (1 - \frac{x^2}{l^2}) - M_a (1 - \frac{x'^2}{l^2})]$     | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c [-M_b (1 - \frac{x^2}{l^2}) - M_a (1 - \frac{x'^2}{l^2})]$     |
| 14 | $l' M_a \bar{M}_c (3 - 6 \frac{x}{l})$   | $\frac{l'}{2} M_c (M_a - M_b) \frac{x'}{l}$  | $\frac{l'}{2} M_c (M_a - M_b) \frac{x'}{l}$  |
| 15 | $l' M_a \bar{M}_c \frac{x'}{l}$  | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c (M_a + M_b) \frac{x'}{l}$                                      | $\frac{l'}{6} \bar{M}_c (M_a + M_b) \frac{x'}{l}$                                      |
| 16 | 0  | $\frac{l'}{6} [M_a (\bar{M}_a + 2 \bar{M}_c) - M_b (2 \bar{M}_c + \bar{M}_b)]$         | $\frac{l'}{6} [M_a (\bar{M}_a + 2 \bar{M}_c) - M_b (2 \bar{M}_c + \bar{M}_b)]$         |

## Novo tipo de dormentes de concreto usado na França

Para estradas de ferro, conhece-se um sistema de superestrutura com dormentes de Concreto e Madeira, nos quais as peças de madeira são colocadas, no lugar onde apoio o trilho, sobre suportes de concreto.

Neste sistema, as peças de madeira são colocadas transversalmente sobre toda a largura da linha e ellas transmitem os movimentos de um dos lados da linha sobre o outro lado. De mais os suportes de concreto se rompem já com um comprimento de 70 cm, como a experiencia nos mostra.

O fim do presente systema é em primeiro lugar de remediar estes inconvenientes e de realisar uma ligação das partes separadas entre ellas que seja tanto quanto possível segura, elastica, simples e facil de montar e desmontar.

Porem, ao mesmo tempo deve-se obter o nivelamento dos trilhos sem o emprego da picareta de soccar que estraga o lastro, com efeito, numa superestrutura de via ferrea em concreto e madeira, os suportes de concreto são formados cada um de dois blocos de concreto, dispostos com uma distancia conveniente, sobre os quaes é collocado em ponte uma peça de madeira, estes dois blocos sendo ligados a esta peça e á placa de apoio de maneira que possam ser desmontados em qualquer tempo. As nervuras da placa de apoio recebendo entre ellas o trilho são de uma altura elevada e o grampo de fixação collocado na cavidade das nervuras, servindo para fixar o trilho, é prolongado para o lado exterior de uma medida tal que os calços, collocados sob o trilho para nivelamento da linha e do proprio trilho, são mantidos em todas as posições deste trilho pelas nervuras.

Como se pode ver pelas figs. 1 e 2, cada suporte em concreto é constituido por dois blocos de concreto  $a$  e  $a'$  que são dispostos com um afastamento conveniente e são ligados na parte superior por uma peça de madeira  $b$  de 5 a 6 cm de espessura, que forma ponte entre estes dois blocos. Os blocos de concreto tendo cerca de 35 cm de comprimento e 35 de largura dão mais ou menos uma superficie de distribuição de 2500  $cm^2$  sobre o lastro de um lado da linha e elles estão então em condições de receber a pressão maxima da roda desde que o lastro seja suficientemente resistente.

Os blocos de concreto comportam uma ranhura com uma saliencia  $a^2$  no meio, para receber a peça de madeira  $b$ . Esta placa comporta cavidades correspondentes as saliencias  $a^2$ , de sorte que um deslocamento longitudinal da peça é impossivel. Esta peça tem saliencia sobre os lados dos dois blocos, como mostram as figs. 1 e 2, sufficiente para que possa ser manuseada pelos operarios.

Esta peça de madeira tem exactamente a mesma largura que a placa de apoio  $c$ , afim de que ella seja completamente coberta por esta ultima para evitara formação de bolças d'agua.

A ligação da placa de apoio com a peça de madeira e os blocos de concreto faz-se por meio de parafusos com rosca  $d$  que são aparafusados nas porcas  $d'$ . Estas porcas são enfiadas por baixo dos blocos de concreto, e recebem uma guarnição de feltro para formar contacto elastico com o concreto.

A ponte assim formada leva agora o trilho collocado entre as duas nervuras  $c'l$  laminadas sobre a placa de apoio  $c$ . Os parafusos  $f$  collocados no interior e outro no exterior, mantem o trilho por meio de grampos de fixação,  $g$  como se faz normalmente.

Todavia como mostram as figs. 3 e 4, estes grampos são collocados nas cavidades das nervuras  $c'l$  e são prolongados para o exterior para permittir o nivelamento da linha, collocando sob o trilho um ou varios calços entre as nervuras  $c'l$ .

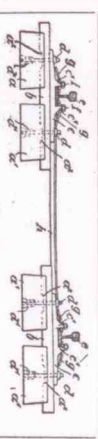


Fig. 1.

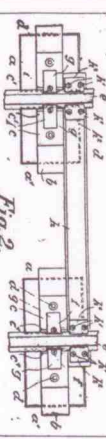


Fig. 2.

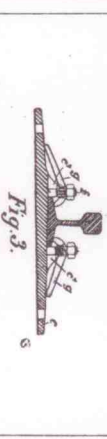


Fig. 3.

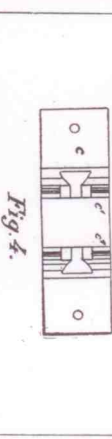


Fig. 4.

Fig. 1-4

Desta maneira, pode-se sem difficuldade fazer compensações mesmo para pequenos abaixamentos de uma das pontes de apoio. As altas nervuras e os compridos grampos de fixação permittem o nivelamento do trilho até 3 cm, de sorte que é unicamente depois de annos, que se torna necessario um restabelecimento da ponte de apoio.

A manutenção da bitola é assegurada por um tirante de ferro  $h$  que se fixa de uma maneira conveniente (fig. 1) por meio de parafusos  $h'$  e placas  $h^2$  sobre os patins do trilho.

No lugar onde as peças de madeira não podem ser usadas por apodrecerem os blocos de concreto são dispostos da mesma maneira e ligados por placas de ferro formando ponte, que recebem placas de apoio especiaes.



## Secção Bibliographica

### A) Livros Recebidos.

#### "ESTUDO DO PHENOMENO DA FLAMBAGEM"

Pelo Engenheiro Flavio Suplicy de Lacerda e pelo Engenheiro Adriano Gustavo Goulart, professor catedrático da Escola de Engenharia do Paraná. (1931)-Editores: João Haupt & Cia., Curitiba. — Preço: \$88000.

Acompanhou a remessa do livro acima a seguinte carta:

Aos illustres engenheiros

Dr. Mario Cabral e J. Furtado Simas

Rio de Janeiro

Convenido, como VV. SS., de que a grandeza do Brasil está na formação de uma verdadeira elite social, saída naturalmente das Faculdades Superiores, foi que me impuz ao dever de editar a minha compilação, "Flambagem", com o intuito de facilitar aos meus alunos em particular, e a todos os que ainda não possuem uma ideia perfeita do assunto, em geral, poupando-lhes tempo na leitura e economizando-lhes a compra de livros estrangeiros, em geral caros.

Disse que VV. SS. estão convencidos, como eu, do dever patriótico de formar, porque a revista Cimento Armado, da qual sois proprietários e diretores é bem a confirmação brilhante de tão nobre convicção, e ao mesmo tempo de tão difícil encargo. O meu opusculo não tem naturalmente o esplendor do trabalho que estais realizando com a revista, destinada mais aos que já tem certa cultura industrial. Destina-se, porém, a simplicidade da exposição o mostra, aos estudantes e aos engenheiros que ainda não podem ler "Cimento Armado", e que inteiramente não são poucos, como VV. SS. sabem. Congratulo-me com os prezados e ilustrados colegas, pois lutando até com prejuízos materiais, venceremos por partes essa batalha de alfabetsar os letrados.

Queiram aceitar as manifestações dos meus melhores sentimentos.

Ass: Flavio Suplicy de Lacerda

Curitiba, 1.º de Set.º de 1931.

Destacamos do Prefácio, as seguintes palavras do Catedrático da Escola de Engenharia do Paraná:

Seria de desejar que, mais a muito, outros colegas assim fizessem para estudos mais úteis de utilidade na solução de diversos problemas brasileiros, ao mesmo tempo que os nossos professores dessem imprimir as suas lições.

A matéria deste livro, é exposta com clareza e método.

Fazemos nossas estas palavras do illustre prefaciante e recomendamos "Flambagem", aos nossos estudantes, como uma leitura de real utilidade.

Gostamos, no entanto, de ver o estudioso autor de "Flambagem", ao qual só devemos proporcionar incentivos, tão poucas são as publicações tecnicamente técnicas no nosso país — e sobretudo pela metódica capacidade de exposição que revela — gostaríamos de ver, repetimos, o assumpto abordado mediante uma sistematização mais moderna, sobretudo

através Bryan, (1888) (1) Southwell (1913) (2) e Meyer (1923) (3).

Duas palavras sobre o assumpto. A Flambagem é um caso particular, talvez o mais importante, do estudo da Estabilidade Elástica, cujos demais capitulos são: a Flambagem Transversal na flexão (Kipperschwingen) (4), a flambagem das barras (Schlen) (5), etc.

O phenomeno da Flambagem, olhado fora da consideração da Estabilidade Elástica parece inconcebivelmente por em duvida o importante theorema elástico demonstrado já em 1859, por Kirchhoff (6) da solução unica da função de esforços  $W$ , ou seja: "Dados deslocamentos superficiaes, ou tensões superficiaes, a solução do problema do equilibrio é unica — vale dizer, o estado de esforços, (Spannung, Stress, tension) e deformações (Dehnung Strain) é determinado sem ambiguidade.

Sim, porque a possibilidade de uma forma recta e de uma forma flectida, provenientes ambas de uma carga terminal actuando numa haste delgada, parece um paradoxo. E' justo se explique então, que sem attenção contra os Principios da Theoria da Elasticidade quanto a deformações (Dehnung-Strain) que ella attribue a certos corpos como hastes e placas delgadas — podem no entanto deformar-se de gesto a não serem mais os deslocamentos (Verchiebung, Displacement) relativos pequenos, o que, como é sabido, constitue o fundamento basico daquelle parte da Physica.

Essa a interpretação do phenomeno elastico mais condizente, e forçosamente necessaria para attestar qualquer suposição de duplicidade de soluções de um qumico elastico submetido a uma mesma carga.

### B) Revistas Recebidas.

A CASA — N.º de Outubro 1931. — (Rio).

A nossa capa. — Projectos diversos. — A arte moderna prejudicada pelo mio gosto. — Os revesamentos. "Arquitectura". Arquitectura Classica. — Estilo pitoresco tudor. — Monumento a João Pessoa na cidade de Campina Grande. — Os passios dos jardins. — A saúde publica e suas exigencias. REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA. — (Rio).

Sumario tecnico do n.º de Setembro.

Compendio de boeiros escossos. — Notas para o estudo da aviação geral do Brasil.

BOLETIM DO INSTITUTO DE ENGENHARIA. — (São Paulo).

Sumario do n.º de Agosto.

A linha Myrnik. — Santos e a constituição d'uma réle ferroviaria Paulista. — Transformação economica do Brasil.

(1) — Cambridge Phil. Soc. Proc. (Vol. 6) (1888) Pag. 199.

(2) — "On the general Theory of elastic stability" (1913).

(3) — Zeit. fur angewandte Mathematik und Mechanik (1923) Pag. 406.

(4) — Prandtl, Kipperschwingungen — There — Nuenberg 1899.

(5) — Meier-Zell, des Verein deutscher Ingenieure (1914, Pag. 730).

(6) — Theoretische Akzentuata a B. Zurich: V. Zoepfl Dring Zwang Tomo II Pag. 373.

(7) — Tullinger and Pearson. — Pag. 59 Vol. 3 (A History of the Theory of Elasticity and of the Strength of Materials).

# CIMENTO A ARMADO

REVISTA DA THEORIA E PRATICA DAS CONSTRUÇÕES EM GERAL E ESPECIALMENTE EM CONCRETO E CIMENTO ARMADO

ORGÃO OFFICIAL DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO E INDISPENSÁVEL A QUEM DESEJA ESTAR A PAR DOS PROGRESSOS MUNDIAIS NA TÉCNICA DAS CONSTRUÇÕES EM GERAL E ESPECIALMENTE DAS EM CONCRETO E CIMENTO ARMADO

Propriedade e Direcção de MARIO CABRAL e J. FURTADO SIMAS

Redactor responsavel: H. MENESCAL

VOL. 3 - Ns. 11-18

NOVEMBRO — DEZEMBRO

ANNO 2

CIMENTO ARMADO

traz informações sobre os mais importantes acontecimentos nacionais e mundiais da Theoria e Pratica das Construções de todo genero e especialmente das de Concreto e de Concreto Armado, tais como: interessantes exemplos de construções novas, adiantamentos e progresso, em calculos, informes didacticos, possibilidades modernas em Architectura, experiencias de Laboratorio, organização de organamentos, regulamentos officiaes nos varios países e contribuições sobre puras questões theoreticas.

Uma particular e conscienciosa intenção dirigida para o campo da pratica a utilização das mais importantes questões. Consagrada a Estudantes de Engenharia e Architectura, Mestres d'Obras, Construtores, Empreiteiros Architectos, Engenheiros, a todos que lidem com as Construções.

### SECÇÃO: ENGENHARIA DE PONTES.

Mario Cabral

## Ponte com arcos de concreto armado de 460,0 Ms. de vão livre

### Projecto de H. Lossier para uma ponte sobre o Rance

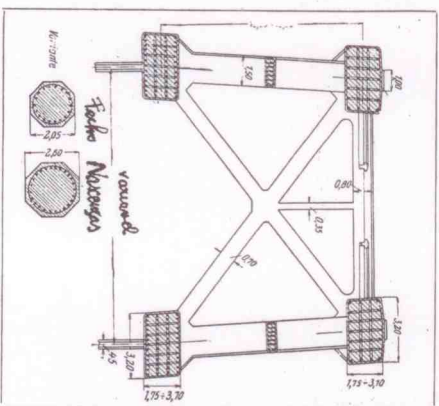


FIG. 1 — Secção transversal de arco

Como vemos, a seguir, estes arcos são successivamente de ser notavelmente excedido no futuro.

Interessante, foram as 2 correntes distinctas que se fizeram ouvir no congresso, a respeito da comunicação de Lossier. Assim, enquanto Empeyer, (Vienna), Muller (Suissa) M. Ritter (Suissa) e Spangenberg (Alemanha) faziam reservas diversas, sendo este ultimo o conceito: (3)

Sobre as perspectivas futuras da construção de pontes em arco, pronunciava-se o Sr. Lossier essencialmente optimista:

Freysin (França), dizia por sua vez:

E' pois evidente, que o methodo de Elom pode ser extendido sem mudança notable a vãos da ordem de 400 m.

A conclusão que se impõe é pois que os arcos de Pongastel que realizam actualmente o record mundial de vãos de arcos de concreto armado não são, em verdade, senão bem pequenos arcos, a vista daquelles que serão construídos num futuro proximo.

Não esquecer que Elom constitue um record de arcos construídos, mas que tecnicamente o projecto de Fischer (V. pag. 58 deste Volume) com 225 metros de vão livre, pode virtualmente ser considerado realizado, tans os detalhes do seu estudo, inclusive de sua execução, dos quaes se deveva occupar C. A. brevemente.

Na concorrência ultimamente levada a effecto na França para construção duma ponte que venhesse o Rance, ligando Dinard a Saint Servant-Sur-Mer, foi apresentado um projecto estudado por Fischer (V. pag. 58 deste Volume) com 225 metros de vão livre. Como se vê, na Fig. 2, os arcos são em treliça com arco parabólico e taboleiro intermediario, interior em quasi toda a extensão podem atravessar os arcos mediante uma altura (Fig. 2) de 9,00 ms. proximo as nascentes. O terreno das fundações sendo



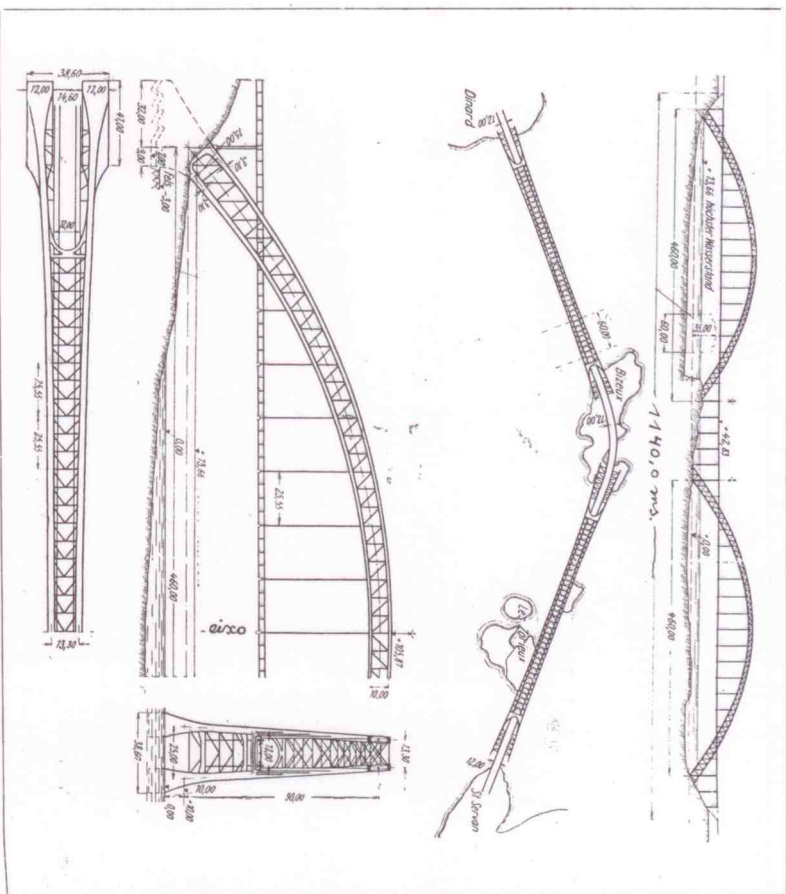


FIG. 2 — Ao alto: elevação e planta da monumental ponte com 1140,0 m. de comprimento; em baixo: detalhe de um dos arcos de 460,0 m. de vão livre, visto de lado e de frente, e planta

rocha, é evidente impunha-se o arco. Foi aproveitada a ilha *Bizau* para descaço intermediário dos dois arcos. Sobre ela os taboleiros dos arcos são ligados através um trecho de viaducto em curva. Predominou na escolha dos dois grandes arcos, iguaes, condições estéticas peculiares ao local.

#### CALCULOS

Os calculos foram procedidos para as seguintes cargas:

- 1.º — Carga uniformemente repartida de 500 Kg/m<sup>2</sup> para a estrada e de 400 Kg/m<sup>2</sup> para os passeios laterais;
- 2.º — Trez grupos de camiónes, cada um com 2 camiónes, um de 14 toneladas e outro de 4 de acordo com o Regulamento Francês de 14 de Maio de 1927 para as estradas de rodagem, com o correspondente effeito devido ao impacto;
- 3.º — Compressão de vento de 250 Kg/m<sup>2</sup>;
- 4.º — Variação thermica de 77° C.

O empuxo total do arco devido a carga morta elevou-se a 27.000 toneladas. O acrescimo devido a carga viva e oscillação thermica foi-o de 30.000 toneladas.

As sollicitações limites foram: 70 a 90 Kg./cm<sup>2</sup> para os concretos no taboleiro de acordo com sua composição; e 140 Kg./cm<sup>2</sup> para os arcos. O aço

trabalhará no maximo a 1500 Kg./cm<sup>2</sup>, e o solo das fundações a 12,28 Kg./cm<sup>2</sup>. Nos calculos figurou para  $n$  o valor 10.

#### PROJECTO

O taboleiro com espaço livre de 12,0 m. é suspenso sobre 2 vigas mestras com 2,75 ms. de altura. Essas vigas mestras em forma de duplo T de alma cheia são aproveitadas em parte para servirem de balastrada, mas não passando esta de 1,20 ms. o que é importante, para não daem o aspecto deploravel que se verificaria de uma maior altura, mais ou menos como se nota no Viaducto de Cascadura, que dá o aspecto de uma rua entre muros. Destes 12,0 ms. são reservados, 2,0 ms. de cada lado para pedestres, ficando a parte para o traçado de vehiculos com 8,0 ms. Sob os passeios lateraes são reservados espaços livres para os tubos e canos d'agua, electricidade, etc.

Tacs vigas mestras repusam em travessas mestras, de secção rectangular com 0,80 ms. de espessura e altura variavel, entre 2,0 ms. nas extremidades e 2,40 ms. no centro. Essas travessas mestras são conectadas aos tirantes ou pilares conforme o trecho do taboleiro seja suspenso ou apoiado. No caso de suspensão, os tirantes são de secção ovalada inscripta

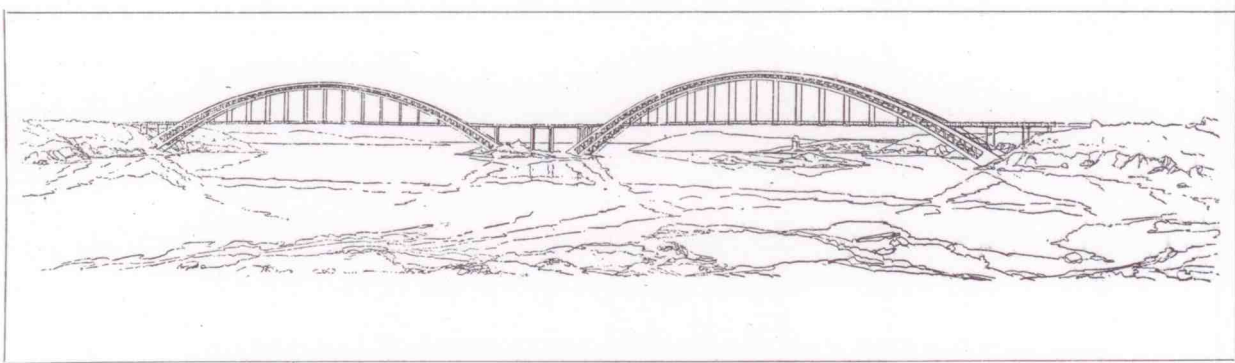


FIG. 3 — Perspectiva da obra monumental, que dá uma ideia bem real do que será quando terminada

pontos de suspensão, ou seja numa extensão de 25,55 ms.

Quanto aos arcos são elles inclinados entre si em plano vertical e se atastam progressivamente a partir do fecho, isto é, entre 13,50 ms. nesse ponto e 26,50 nas nascenças. Suas secções transversaes estão indicadas na Fig. 1, onde tambem se vê uma variante de secção oitavada.

#### EXECUÇÃO

Como é sabido, nas grandes obras de engenharia, quando não mesmo em pequenas, é tão importante o projecto em si, como os processos intelligentes de executá-lo. Em muitos casos até esta ultima parte ou seja a realização da obra, prepondera sobre a primeira, momentaneamente quando se compreende, o que é justo, a engenharia estritamente ligada a sua função economica. Não adianta em muitos casos a capacidade de poder projectar, e sim, a capacidade de poder construir em condições de satisficção geral, ou sejam, em as *mais economicas*. Dahi a importância da concorrencia entre os materiais — aço e concreto armado. Um arco de concreto armado de 500,0 ms. qualquer especialista poderá, uma vez que esteja conscio de seus conhecimentos, se atrever a projectar, e mesmo realizá-lo — mas fazê-lo de jeito a suportar qualquer outro typo estrutural no proprio concreto armado, ou em aço — eis onde reside essencialmente o ponto delicado e difficil da questão. Vimos em Elorn, FREYSSINET vencer em concorrencia os projectos em aço. E agora LOSSIER, do mesmo modo, vence os seus concorrentes, para a construção da ponte que nos preocupa. Quanto ao projecto, os desenhos que "*Cimento Armado*" offerece reproduzidos de "*Beton und Eisen*", e o que já dissemos, dão em conjuncto uma ideia geral sufficiente, pelo que passamos agora a nos preoccupar com o engenho de *Lozier*, verdadeiramente digno de admiração, revelado a evidencia, nos processos concebidos para realizar seu projecto.

Como muito bem fez notar *Hajnal-Könyi*, em sua apreciação sobre o trabalho de *Lozier*, as sollicitações (*Beargründungen*) do arco podem ser divididas em 2 grupos:

- 1.º — Sollicitações que dependem do modo da construção;

2.º — Sollicitações existentes após a conclusão da obra.

E' evidente que enquanto as segundas são dependentes da concepção e estudo do projecto, as primeiras o são exclusivamente da execução do mesmo projecto, isto é, do modo, ou dos processos empregados na construção da obra. Como se vê, um projecto estrutural só deve ser considerado completo, quando consigo traga indicações seguras do modo de execução. Como aprovar um projecto estrutural em si conscientia, crendo os materies trabalharem dentro da *segurança* aconselhada e estipulada, se não se sabe como o projecto vai ser executado, meio unico de avaliar as sollicitações a que são os mesmos nessa phase expostos? A ignorancia dessas coisas, e outras que levou o conspicio *Intituto Central de Architetura* desta cidade a criticar o "*Regulamento PARA AS CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO DA A. B. C.*" no ponto em que ella exige "Relatório justificativo".

Decididamente o nosso meio é de um atraso tecnico só comparavel ao cabotinismo dos que nelle se fazem passar pelos mais capazes! Mas, do que já era tempo, é, sem duvida alguma, que se respeite e acate os homens de valor, e sobretudo, os sinceros e os realizadores. Não é com intrigas a que lançam as associações de classe, desprestigiando os profissionais, que se constroem tecnicamente, e se pode demofructos materies. Entre estes o seguinte:

A. A. B. C. inaugurou no Brasil a era das Assembléas Technicas com regimentos internos observados rigorosamente e lavatura das actas das discussões. Como primeiro exemplo, discutiu e aprovou uma obra tecnica de valor indiscutivel (O Regulamento da A. B. C.) em 3 turnos, onde se observou a mais



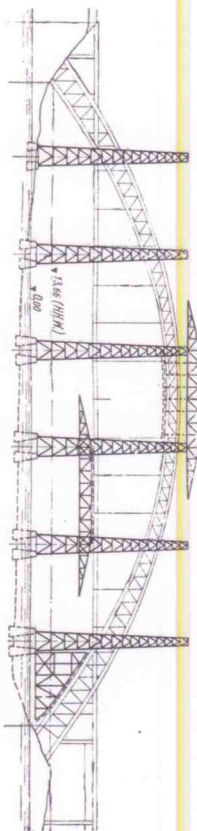
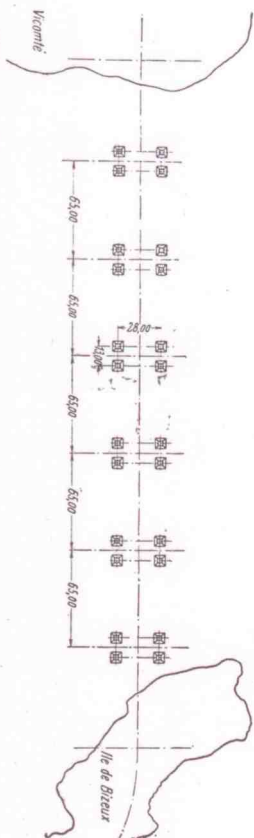


FIG. 4 — Projeto da execução em elevação e planta. Vê-se as 12 torres de aço e as 2 pontas móveis que deverão sustentar as jômas



ampla liberdade de ação, e houve pareceres escritos e publicados, elaborados por comissões. Tudo durante 6 meses os que trabalhavam e com a presença de todos os que quizessem, e se interessassem, e mais 2 representantes oficiais.

Interrompemos a digressão em que iam, mas interrupção muito necessária para ver se consegue por um termo à acção deletéria dos demolidores de todas as qualidades — leigos e engenheiros, arquitectos e construtores.

Urpe se sabia que as secções extraordinárias da Assembleia Técnica da A. B. C. para discussão do Regulamento foram anunciadas publicamente e nella tomaram parte indiscutivelmente os valores na especialidade aqui existentes, e os que se interessam pelo progresso tecnico nacional. Nellas tomaram parte:

Engenheiros da Prefeitura do Distrito Federal;

da Central do Brasil e outras Repartições Federaes;

Professores da Polytechnica;  
Consultores;

das seguintes firmas especializadas

que operam no Brasil;  
Companhia Constructora Nacional

(Wayss & Freytag);  
Monteiro & Aranha;

Cia. Melhoramentos e Construc-

Geobra;

Rebecchi & Cia;  
Eduardo Pederneras;

Christiani & Nielsen;  
Kornelius & C.

Meanda &amp; Cury;

Manoel José Pinto, etc.

Como se vê, o que executou a A. B. C. é coisa

sem neste país, e oxalá servisse de exemplo e es-

Um ponto principal devia ter tido Lossier sempre

ente, ao delinear o processo de construção dos de concreto, não permitir qualquer passo de

trução que não pode ser controlado nas solli-

sas vivos), aplicada com sabedoria a Engenharia Estrutural. Acompanhar e controlar todas as transformações dos diversos elementos até a conclusão final, além de garantir a passagem intacta através de múltiplas operações, e poder assegurar que, chegado ao destino, eles apresentem garantia absoluta de resistência, ou vida do conjunto.

stencia, ou vida do conjunto

assim e que as incertezas de um simples com quase 500,0 ms, com suas inevitáveis deformações elásticas ou permanentes, e tantas outras, como as provenientes da construção por fiadas horizontais, etc. — estabeleceu Lossier a seguinte disposição:

para a execução da obra. O arco-cerza dividido em trechos que constituídos isoladamente como 7 vigas simplesmente apoiadas, tendo cada uma cerca de 50,0 m, de vão, terão reguladores ou apoios contíguos por meio de prensa hidráulicas verticais para os efeitos da

Para o fim em vista serão ergidas 12 torres de

ção em cada vão, assentadas em fundações de concreto e se dispõem de 2 pontes móveis, conforme indica o clichê anexo. Todo este material metálico servirá para o outro vão. Bastará apenas além deste material simples que serão suspensos às pontes

Como é fácil se verificar todos os passos são controláveis nas suas deformações e tensões.

E' assás engenhoso tal processo construtivo, patenteado pela firma Faure & Rhodes, e posto

Foi previsto o prazo de 4 ½ annos para execução da obra.

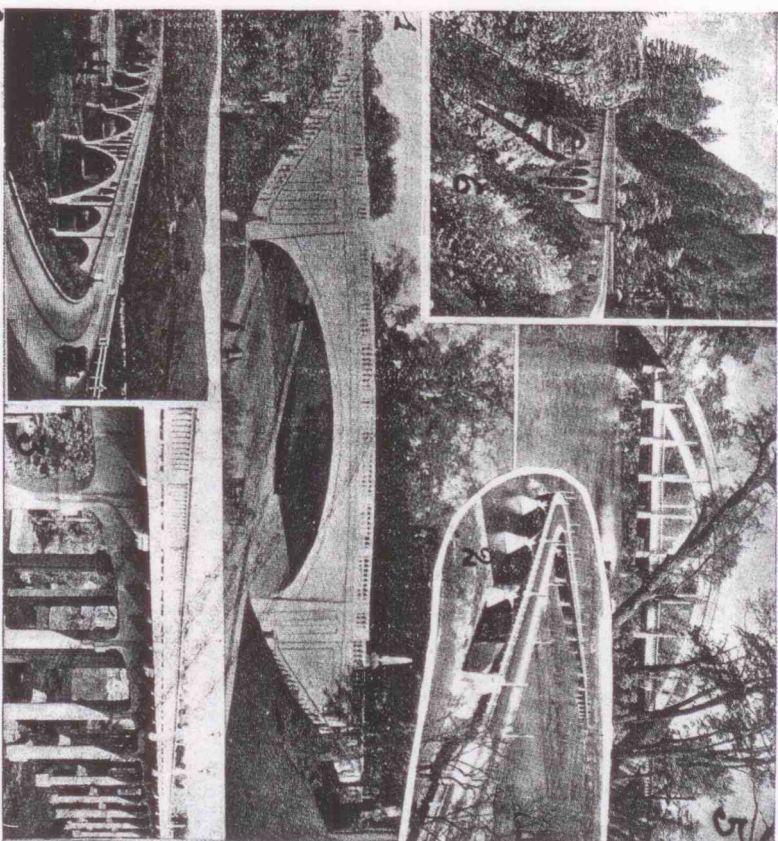
(1) Pag. 410 Bericht ueber die II Internationale

*Lagung der Brückenbau und Hochbau. Springer, Wien, 1929.*

(2) V. Pag. 1 do 1.º Volume de "Cimento Armado",  
(3) *Ueber die Inkunftschriften des Waltheua-*

(5) Losseri auf Grund seines Vortrages  
 ekenbaues spricht sich Herr Losseri wesentlich opti-

*Meia duzia de pontes recentemente  
construidas nos Estados Unidos*



- 1 — Separação de *grades* em cruzamento de rodovias em Michigan (Wyne-County).
- 2 — Ponte Western Gateway — New-York.
- 3 — Ponte eliminação de *grade* — Ohio.
- 4 — Ponte sobre o Rio São Luiz, Rey — California.
- 5 — Ponte sobre o Rio Walnut — El Dorado — Kansas.
- 6 — Ponte Shepherds Dell — Oregon.



## SEÇÃO : CALCULOS.

# Aplicação do processo da Iteração a solução das Equações de Coherencia Linear

F. Penna Chaves

Da Divisão Técnica da Prefeitura  
(Assistente do "Instituto Bras. de Concreto")

A frequência com que, ao engenheiro de hoje se apresentam as estruturas de alto grau de hiperelasticidade, que o advento do concreto armado veio tornar correntes, exige que os processos de cálculo cada vez mais se aperfeiçoem no sentido de diminuir o trabalho que a solução desses sistemas requer.

Por outro lado, a sistematização já agora possível do cálculo hiperestático mostra que o problema pode ser dividido em dois outros, a saber: o estabelecimento das equações de coherencia linear ou de elasticidade, com o auxílio de considerações elásticas e a solução dessas equações (1).

São pois dois problemas de naturezas completamente diversas, embora a influencia imediata de um sobre o outro.

Sube-se, além disso, da grande dificuldade que apresenta a solução dos sistemas de equações simultâneas desde que o numero das incógnitas cresce; os métodos analíticos correntes não podendo mais serem applicados em sistemas que excedam a quatro ou cinco equações, não só por acarretar um trabalho exaustivo como também pela falta de precisão que acompanha os resultados.

Reside ali a principal dificuldade do cálculo dos sistemas de alto grau de indeterminação, uma vez que, a constituição das equações não apresenta, nenhum embaraço.

Dahi a necessidade do detalhado estudo da resolução dessas equações, feito nos tratados de Hiperestática, onde dada a sua natureza puramente analítica poderia parecer descolado.

Em consequencia desse estudo surgiram methodos de solução das equações simultâneas "particulares e característicos" ao desenvolver da estatística das construccões, como diz Kurt Beyer (2).

Entre elles é justo salientar, pelas facilidades que trouxe ao cálculo hiperestático, o processo do "rectângulo numerico" de Leve (3) para as equações de tres termos. Este processo veio simplificar de tal forma a solução dessas equações, que deu origem a pronunciada tendencia moderna ao uso quasi exclusivo dos sistemas "principaes" de que resultem equações clayperoneanas, ainda que, para isso, seja preciso dividir o problema (matrizes complementares).

A propria Associação Allemã de Concreto, por intermedio de K. Beyer chama a attenção para "a extraordinaria importancia dos systems principaes, estaticamente determinados ou indeterminados que conduzem a equações desse tipo e que garantem uma segura e rapida solução, mesmo dos systems de alto grau de indeterminação." (2)

No estado actual da Hiperestática, pode-se dizer que a forma mais pratica, mais moderna e de uso mais generalizado de resolver os systems de alto grau de indeterminação, consiste, como acima foi dito, em procurar estabelecer as equações de coherencia linear, ou parte dellas (4), com tres termos, por meio de systems principaes adequados e, em seguida, resolvê-las com o auxilio do "rectângulo numerico."

Infelizmente, alguns casos ha, em que esse processo não pôde ser usado, e se a indeterminação do sistema for elevada, a solução é sempre muito trabalhosa, como por exemplo, acontece nas estruturas reticuladas.

Entre os processos a que se pode recorrer nestes casos, vem sendo ultimamente muito empregado o methodo da Iteração.

Embora já diversos autores delle tenham tratado, (Domke (5), Beyer (6), Gehler (7), etc., só recentemente teve suas applicações aos systems reticulados estudadas com detalhe pelo professor Fukuhei Takabeya. (8).

A necessidade em que nos encontramos a pouco tempo, de examinar uma estrutura em concreto armado (eschematicamente representada na fig. 1),

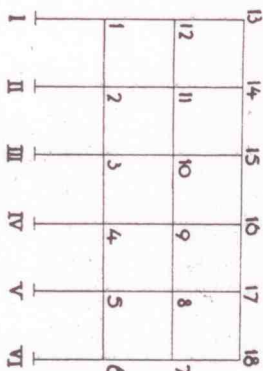


Fig. 1

composta de tres andares de seis quadros cada um, levamos a experimentar a marcha de calculo indicada por esse autor.

Para maior facilidade de exposiçao, seja-nos permitido dizer duas palavras sobre o trabalho do professor Japonez.

O processo hiperestático empregado é, naturalmente afin de diminuir o numero de incógnitas, o Methodo Indirecto ou das Deformações, sob uma das suas formas mais communs.

(4) *Artificio das Matrizes Complementares*—Furtado Simas—*Methodos Hiperestáticos*—Furtado Simas—1931—1.º Vol.

(5) *O Domke*—*Handbuch für Eisenbetonbau*—1931—1.º Vol.

(6) *K. Beyer*—*Die Statik im Eisenbetonbau*—Deutscher Beton Verein.

(7) *Gehler V.*—*Nebenplanung eigener Fachwerkbauwerke*.

(8) *F. Takabeya*—*Rahmenstatik*.

## MATRIX I

| φ1    | φ2    | φ3    | φ4    | φ5    | φ6    | φ7    | φ8    | φ9    | φ10  | φ11  | φ12  | φ13   | φ14   | φ15   | φ16   | φ17   | φ18   | μ1   | μ2   | μ3   | T.C.  |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|
| 176,8 | 87,1  |       |       |       |       |       |       |       |      |      | 0,32 |       |       |       |       |       |       | 1,00 | 0,32 |      | 1456  |
| 87,1  | 274,4 | 48,8  |       |       |       |       |       |       |      | 0,32 |      |       |       |       |       |       |       | 1,00 | 0,32 |      | 4444  |
|       | 48,8  | 216,3 | 58,1  |       |       |       |       |       | 0,32 |      |      |       |       |       |       |       |       | 1,00 | 0,32 |      | 2211  |
|       |       | 58,1  | 234,9 | 58,1  |       |       |       | 0,32  |      |      |      |       |       |       |       |       |       | 1,00 | 0,32 |      | 564   |
|       |       |       | 58,1  | 250,6 | 65,9  |       | 0,32  |       |      |      |      |       |       |       |       |       |       | 1,00 | 0,32 |      | 1657  |
|       |       |       |       | 65,9  | 134,4 | 0,32  |       |       |      |      |      |       |       |       |       |       |       | 1,00 | 0,32 |      | 2559  |
|       |       |       |       |       | 0,32  | 133,1 | 65,9  |       |      |      |      |       |       |       |       |       | 0,32  |      | 0,32 | 0,32 | 2559  |
|       |       |       |       | 0,32  |       | 65,9  | 249,2 | 58,1  |      |      |      |       |       |       |       |       | 0,32  |      | 0,32 | 0,32 | 1657  |
|       |       |       | 0,32  |       |       |       | 58,1  | 233,5 | 58,1 |      |      |       |       |       | 0,32  |       |       | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 564   |
|       |       |       |       |       |       |       |       | 58,1  | 21,5 | 48,8 |      |       |       |       |       |       |       | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 2211  |
|       |       |       |       |       |       |       |       |       | 48,8 | 27,3 | 87,1 |       |       |       |       |       |       | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 4444  |
|       |       |       |       |       |       |       |       |       |      | 87,1 | 75,4 | 0,32  |       |       |       |       |       | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 1456  |
|       |       |       |       |       |       |       |       |       |      |      | 0,32 | 174,8 | 87,1  |       |       |       |       |      | 0,32 | 0,32 | 882   |
|       |       |       |       |       |       |       |       |       |      |      |      | 87,1  | 272,4 | 48,8  |       |       |       |      | 0,32 | 0,32 | 2898  |
|       |       |       |       |       |       |       |       |       | 0,32 |      |      |       | 48,8  | 263,1 | 58,1  |       |       |      | 0,32 | 0,32 | 1514  |
|       |       |       |       |       |       |       |       |       |      |      |      |       |       | 58,1  | 232,9 | 58,1  |       |      | 0,32 | 0,32 | 362   |
|       |       |       |       |       |       |       |       |       |      |      |      |       |       |       | 58,1  | 248,5 | 65,9  |      | 0,32 | 0,32 | 1,058 |
|       |       |       |       |       |       | 0,32  |       |       |      |      |      |       |       |       |       | 65,9  | 132,4 |      | 0,32 | 0,32 | 1530  |
| 1,00  | 1,00  | 1,00  | 1,00  | 1,00  | 1,00  |       |       |       |      |      |      |       |       |       |       |       |       | 4,00 |      |      | 0     |
| 0,32  | 0,32  | 0,32  |       | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  |      | 1,27 |      | 0     |
|       |       |       |       |       |       |       |       | 0,32  | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  | 0,32  |      |      | 1,27 | 0     |



O equilíbrio de cada nó, (fig. 2)

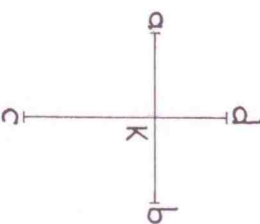


Fig. 2

fornece uma equação perfeitamente semelhante à "equação alpha das cargas" de Bendixen (9), a qual, não havendo senão deslocamentos horizontais, pode ser escrita

$$2\varphi_k \rho_k + \varphi_a \xi_a + \varphi_b \xi_b + \varphi_c \xi_c + \varphi_d \xi_d + \mu_c \xi_c + \mu_d \xi_d = M \text{ direita} - M \text{ esquerda}$$

onde

$$\xi = \frac{1}{l}$$

$$\varphi = 2 E \delta$$

$$\mu = -6 E \psi$$

M significando momento na viga engastada,  $\delta$  o ângulo de rotação do nó e  $\psi$  o de deslocamento horizontal.

As condições de equilíbrio de cada andar (fig. 3)

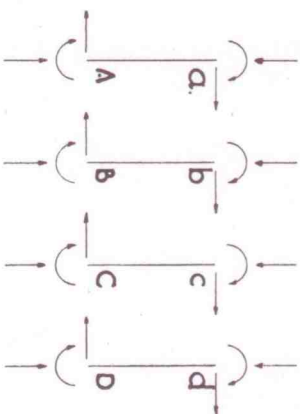


Fig. 3

fornece as restantes equações necessárias à determinação do problema, as quais se apresentam com o seguinte aspecto:

$$\xi_a (\varphi_a + \varphi_b) + \xi_b (\varphi_b + \varphi_c) + \dots + \mu_c X_c = S_a$$

onde

$$X_n = \frac{2}{3} (\xi_n + \xi_{n+1} + \xi_{n+2} + \dots)$$

(9) Die Methode der Alpha Gleichungen — A. Bendixen.

$$S_n = -\frac{h}{3} (W_n + W_{n+1} + \dots)$$

sendo  $W$  as forças horizontais actuando nos nós. O sistema de equações assim obtido será então calculado da seguinte maneira, pelo método da iteração.

As equações de equilíbrio dos nós (alpha das cargas) são resolvidas em função das incógnitas de deslocamento  $\mu$ , considerando todas as incógnitas de rotação iguais a  $\delta_1$ , na primeira equação, a  $\delta_2$  na segunda, etc.

Substituindo nas restantes equações os valores assim obtidos para as incógnitas  $\delta$ , podem ser calculadas, em primeira aproximação, as incógnitas  $\mu$ . Com esses valores é recalculada, em definitivo, a primeira aproximação para os  $\delta$ .

A segunda aproximação é obtida, substituindo na primeira equação os valores já calculados para  $\delta_2$ ,  $\delta_3$ , etc. e resolvendo-a em relação a  $\delta_1$ . Com este valor de  $\delta_1$ , e os da primeira aproximação de  $\delta_3$ ,  $\delta_4$ , etc., introduzidos na segunda equação, tira-se novo valor de  $\delta_2$ , e assim sucessivamente para as demais incógnitas.

Esta operação é continuada até que os valores passem a se repetir dentro da aproximação desejada.

Vejamos agora o nosso caso particular. Como é fácil ver pela fig. 1, empregado o Método Indirecto, isto é, consideradas como incógnitas as deformações, o nosso sistema era 21 vezes hipers-tático (18 ângulos e 3 deslocamentos).

Determinados os momentos de inércia, comprimentos elásticos e demais dados necessários ao estabelecimento das equações, calculo que não reproduzimos aqui por não interessar, chegamos à Matriz I.

Resolvendo pela forma acima indicada, obtemos os resultados contidos no Quadro II.

Como se vê, foram necessárias nove aproximações para obtermos a precisão desejada. Conhecidas as deformações, os esforços são calculados sem mais dificuldades, o que nos dispensa a sua transcrição.

Pedimos, agora, licença para consignar duas observações que nos foram sugeridas pelo trabalho feito.

A primeira é que, pelo menos no nosso caso particular, se, ao invés do que fez Takabea, tivéssemos tratado, já na 1.ª aproximação, as incógnitas de deslocamento  $\mu$ , do mesmo modo que a de rotação  $\delta$ , e, além disso, aproveitássemos logo o valor já obtido para  $\delta_1$ , no cálculo de  $\delta_2$ , e assim por diante, teríamos chegado aos resultados finais com um numero bem menor de aproximações.

E' claro que esta observação só tem cabimento quando os coeficientes dos  $\mu$  são, como no caso em apreço, pequenos em relação aos da diagonal principal.

A segunda refere-se ao tempo gasto na solução do sistema. Afirma Takabea que o maior tempo empregado na solução de sistemas de 18 a 20 vezes hipers-táticos foi de 7 horas. Entretanto, apesar do auxílio do nosso distinto collega Dr. Rego Monteiro e de empregarmos máquinas de calculo, tivemos necessidade de 18 horas de trabalho efectivo para resolver o sistema. Julgamos assim, que o tempo accusado pelo professor japonês só pode ser conseguido em exemplos, nos quais os coeficientes são, em geral, numeros mais simples. Entretanto, somos de opinião, que mesmo assim, já representa um notavel aperfeiçoamento do calculo dos sistemas de alto grau de indeterminação.

## QUADRO II

|                | 1.ª appr. | 2.ª appr. | 3.ª appr. | 4.ª appr. | 5.ª appr. | 6.ª appr. | 7.ª appr. | 8.ª appr. | 9.ª appr. |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $\varphi_1$    | 5,49      | 2,87      | 0,10      | -0,95     | -1,50     | -1,40     | -1,41     | -1,403    | -1,404    |
| $\varphi_2$    | 10,81     | 16,47     | 18,65     | 19,31     | 19,50     | 19,52     | 19,51     | 19,512    | 19,510    |
| $\varphi_3$    | -6,84     | -14,21    | -16,07    | -16,07    | -16,42    | -16,35    | -16,36    | -16,369   | -16,357   |
| $\varphi_4$    | 1,02      | 6,14      | 6,70      | 6,50      | 6,46      | 6,49      | 6,48      | 6,455     | 6,450     |
| $\varphi_5$    | 4,43      | 4,69      | 3,76      | 3,58      | 3,78      | 3,61      | 3,59      | 3,579     | 3,579     |
| $\varphi_6$    | -12,76    | -16,72    | -17,36    | -16,53    | -17,18    | -17,18    | -17,27    | -17,281   | -17,282   |
| $\varphi_7$    | -12,83    | -16,98    | -18,02    | -18,58    | -17,83    | -17,55    | -17,47    | -17,429   | -17,437   |
| $\varphi_8$    | 4,44      | -2,40     | 1,23      | 5,89      | 6,37      | 6,48      | 6,51      | 6,516     | 6,508     |
| $\varphi_9$    | 1,03      | 3,84      | 4,24      | 3,84      | 3,54      | 3,564     | 3,564     | 3,564     | 3,564     |
| $\varphi_{10}$ | -6,86     | -13,76    | -14,79    | -16,12    | -16,40    | -16,48    | -16,481   | -16,479   | -16,479   |
| $\varphi_{11}$ | 10,85     | 16,94     | 18,82     | 19,44     | 19,59     | 19,63     | 19,64     | 19,643    | 19,642    |
| $\varphi_{12}$ | 5,52      | 0,13      | 1,03      | -1,36     | -1,44     | -1,46     | -1,47     | -1,469    | -1,468    |
| $\varphi_{13}$ | 3,36      | -0,13     | -0,87     | -1,10     | -1,22     | -1,25     | -1,25     | -1,255    | -1,255    |
| $\varphi_{14}$ | 7,09      | 10,87     | 12,34     | 12,57     | 12,63     | 12,63     | 12,63     | 12,634    | 12,635    |
| $\varphi_{15}$ | -4,09     | -7,98     | -8,96     | -9,15     | -9,06     | -9,07     | -9,06     | -9,064    | -9,065    |
| $\varphi_{16}$ | 1,03      | 4,24      | 4,90      | 4,55      | 4,46      | 4,45      | 4,44      | 4,443     | 4,444     |
| $\varphi_{17}$ | -2,84     | -4,47     | -2,94     | -2,65     | -2,59     | -2,59     | -2,58     | -2,582    | -2,582    |
| $\varphi_{18}$ | -7,70     | -9,29     | -10,04    | -10,19    | -10,22    | -10,23    | -10,24    | -10,240   | -10,240   |
| $\mu_1$        | 1,67      | 2,53      | 2,83      | 2,90      | 3,18      | 3,16      | 3,167     | 3,165     | 3,165     |
| $\mu_2$        | 3,38      | 5,07      | 5,98      | 6,32      | 6,79      | 6,48      | 6,42      | 6,412     | 6,415     |
| $\mu_3$        | 2,48      | 4,43      | 4,43      | 4,92      | 5,10      | 4,81      | 4,75      | 4,748     | 4,752     |

## Problemas "Cimento Armado,"

### 2.º Problema da Serie A (\*)

A figura ao lado mostra em elevação e planta um sistema B C D, de hastes rectangulares, o qual é apoiado nos pontos B, C e D. As dimensões são as da Fig. Propõe-se as 2 questões abaixo, diversas nas cargas e nas condições de apoio.

1.º Caso: o sistema está apoiado (sem engaste) nos 3 pontos B, C e D e é solicitado a flexão por uma unica carga,  $Q=400$  kgs.

Deseja-se:

- As reacções dos apoios em B, C e D;
- A distribuição dos momentos flectores ao longo de B E e C D; e
- A tensão flectiva maxima.

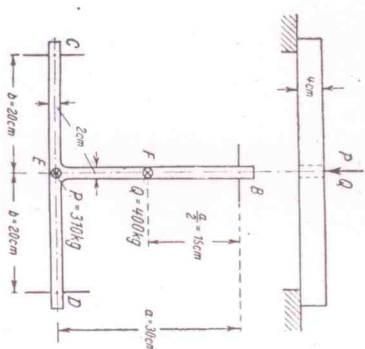
2.º Caso: o sistema é em B fixamente engastado enquanto continua simplesmente apoiado em C e D. E' solicitado a flexão por uma unica carga,  $P=310$  kgs., no ponto E, meio da haste C D. Para este caso deseja-se:

- As reacções de apoio B, C e D e o momento de engaste m no apoio B.

Tanto o modulo de elasticidade como o momento d'inercia são constantes ao longo das 2 hastes e iguaes entre si.

(Para orientação damos alguns resultados:

- $B=200$  kgs;  $C=D=100$  kgs.
- $B=40$  kgs;  $C=D=135$  kgs.  $M=12$  kgm.



(\*) Problema acima proposto foi formulado ha 2 annos por L. Fejehl para exame de Mecanica Technica — Universidade de Munich.

O prazo para recebimento de soluções do 1.º Problema foi adiado para 28 de Fevereiro de 1932. E o prazo para recebimento de soluções des-te 2.º Problema é 15 de Abril de 1932.



SECÇÃO: ASS. BRAS. DE CONCRETO

## O Instituto Brasileiro de Concreto

### Seus Cursos de „Engenheiro do Concreto” e „Engenheiro Estrutural”

Furtado Simas

A reforma do ensino realizada pelo Governo Provisório criou no 5.º ano do curso de Engenharia Civil uma cadeira, que corresponde a um desmembramento da de Estabilidade de Construções, sob o título de “Pontes e Grandes Estruturas em ferro e concreto armado”. E’ de justiça que aqui exalcemos o facto.

O actual curso denominado de “Engenharia Civil” pela complexidade dos assumptos que abrange e pelo tempo exigido de 5 annos (o curso meflico é feito em 6 annos)—é um curso a vol-d’oiseau, ou, terra a terra, um curso por alto.

Estuda-se Estradas numa unica cadeira—estradas de rodagem e de ferro, construcções e exploracões, etc. Estuda-se *Hydraulica* numa só cadeira—Theoria, saneamento, etc. E assim por diante... Todos reconhecem, pois é evidente, que tal accumulo de assumptos technicos só podem ser estudados como de facto o são—por alto, sem penetrar detalhes, que na vida pratica são indispensaveis ao engenheiro.

Mas, deixemos o aspecto geral da questão, insoprimavelmente grave, para tratarmos do que diz respeito á nossa especialidade—*Engenharia Estrutural*. Não é mister encarecer a importancia deste ramo da technica; basta reflectir que tudo que existe materialmente possui sua estrutura, —razão ponderavel de ser,—donde a universalidade de suas applicacões. Esta cadeira em que me sento, este movel em que escrevo, este lapis, tudo que meus olhos abrange e é obra do homem, foi calculado estruturalmente, e se não foi deva ter sido, pois que a felicidade sobre a terra depende da economia universal e esta economia, repousa sobre as reservas das gerações anteriores e presente, as quaes foram e são tanto maiores, quanto mais cuidada a utilização feita dos recursos naturaes.

Parece-nos haver em torno desses assumptos pouca meditação, não só dos nossos homens de governo, como também de nossos collegas. No entanto, urge alertar certos aspectos deste assumpto, inteiramente desprezado pela grande maioria, sobretudo de nossos industriaes, dahi surgindo a confecção defeituosa, tanto na forma, como na quantidade de materia, de grande numero de artigos manufacturados. Não se pode conceber hoje um parafuso numa machina, um eixo numa ferramenta, etc., sen que se preceza a vista dos desenhos que praticamente, lhes são reservados e do conhecimento dos materiaes que melhor se adaptem—á um dimensionamento rigoroso ante a cuidadosa apreciação dos esforços solicitantes a que terá de ser submetido. Um excesso de material é um desperdicio e por consequencia um prejuizo para a economia geral; uma deficiência é um mal, pois que o danno que causará deservindo-nos, redunda ainda num outro prejuizo para a mesma economia geral—donde ser indispensavel a apreciação justa das dimensões razoaveis a dar as *colocações*.

Esse o nobre serviço da engenharia estrutural: ella ensina os homens a se servirem justa e conscientemente dos materiaes que dispomos, tanto

dos que a natureza nos offerece directamente—a madeira, a pedra, etc, como dos que fabricamos—o ferro, o cimento, etc.

Estamos na epoca dos grandes competições entre os povos da terra, cada qual melhor se apparelhando technicamente, quer para as trocas mercantias que a felicidade da paz proporciona e incentiva, quer para as vicissitudes que a hecatombe da guerra requer e exige de cada qual. Na paz ou na guerra—aos technicamente mais desenvolvidos, sorrito sempre as messas da victoria. E se assim é, e ninguém contesta, como explicar a nossa displicencia pelo desenvolvimento da engenharia estrutural patria?

Ha dias desjando fazer propaganda de seus productos manufacturados a pequena, mas bem governada, Suissa, mandou publicar em nossa lingua uma revista que começa mostrando o que é a Escola Polytechnica Federal de Zurich.

Occupando varios pagos com a dotação annual de cerca de 10.000 contos (a nossa consome apenas 1300) dizia entre outras coisas o seguinte:

*A Suissa é hoje um país typica industrial... Ella deve este desenvolvimento em grande parte á sua Escola Polytechnica... As autoridades do país e a corporação economica da Suissa sempre pagaram com a maior benevolencia ao fim da Escola Polytechnica Federal. A industria e a technica suissas doblaram juntos consideravel para a antinaga das investigações e para dar maior impulso ás suas obras sociaes. Graça a esta collaboração, a Escola Polytechnica pode sempre cooperar com o maior successo no desenvolvimento economico e tecnico do país.*

E onde o nosso Instituto de Engenharia Estrutural?

Essa a pedra de alicece, ou a semente se quizermos assim interpretar, que o curso de 1932 do Instituto Brasileiro de Concreto lançou.

E’ a origem, modesta embora como tudo que é sincero, mas forte como a evidencia que se impõe, e aureolado daquella fé que transpõe montanhas.

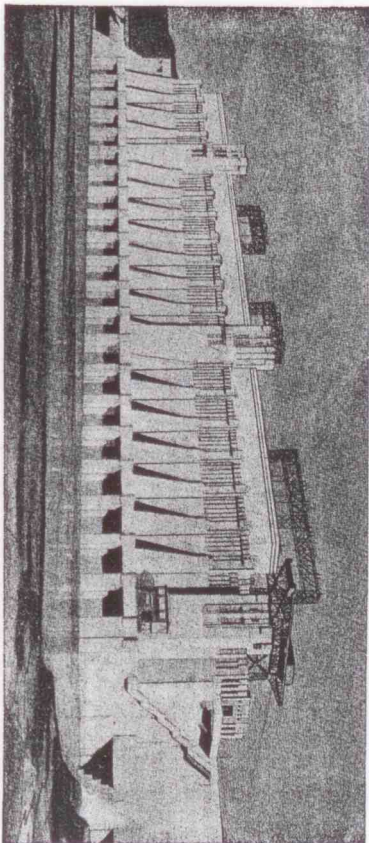
Ha dois annos atraz, quando da confecção dos Estatutos da A. B. C. tivemos que lutar ja naquela epoca, contra o scepticismo de varios dos fundadores, aos quaes tivemos que propor o dilemma: ou a creação do Instituto Brasileiro de Concreto ou um dos fins primordiais da A. B. C., ou o nosso desinteresse pela nova Associação.

Vencemos. Ha um anno atraz propuzemos, fosse designada uma directoria, cujos nomes indicamos, ao C. C. da A. B. C. Não acettamos naquella epoca ser director. Hoje arcamos com a responsabilidade da directoria do I. B. C. sendo esse o motivo de aqui estarmos occupando a preciosa attenção do leitor.

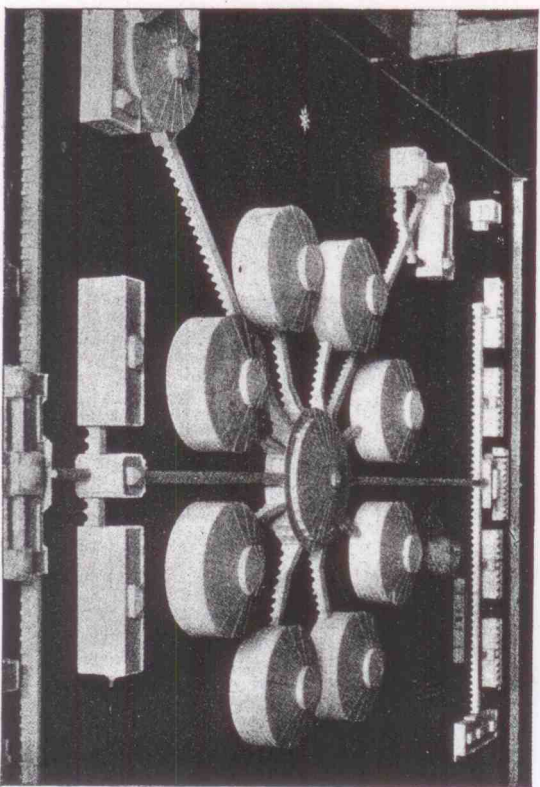
O tempo diu da fé que nutrem os organizadores do I. B. C. por esses servios á Patria, e a Humanidade fará á todos justiça. O homem se agita e a Humanidade o conduz.

SECÇÃO: ARCHITECTURA E EDIFICIOS

## Estructuras com feição architectonica moderna



Cara de força de uma installação hydro-electrica norte-americana — Rio Columbia em Wab.



ULTIMA MODA EM PRISÕES. — Esta “maquette” mostra a disposição de uma nova penitenciaria em Cuba, com edificios circulares, grupados em torno de uma estrutura central, e ligados a mesma por passagens cobertas.



## SEÇÃO : DIDACTICA

# A Hyperstatica no Concreto Armado

(Continuação da pag. 110 deste Volume)

Furtado Simas

- 7.º — *Deixa-se obter o deslocamento horizontal do ponto B da viga simplesmente apoiada da Fig. 16-a-1.º* — Produzido por uma força horizontal unitária ali aplicada; (Fig. 16-a-1)
- 2.º — Produzido por uma força horizontal igual a H aplicada no mesmo local; (Fig. 16-a-3)
- 3.º — Produzido por um momento unitário aplicado, também no apoio B; (Fig. 16-a-4)
- 4.º — Produzido por outro momento unitário em A; (Fig. 16-a-5)
- 5.º — Produzido por uma carga uniforme g distribuída sobre a travessa CD; (Fig. 16-a-6)
- 6.º — Produzido por outra carga uniforme w distribuída sobre o pilar AC; (Fig. 16-a-7)
- 7.º — Produzido por uma força P aplicada num ponto qualquer da travessa CD; (Fig. 16-a-8)
- 8.º — Produzido por uma força Q aplicada num ponto q do pilar AC; (Fig. 16-a-9)
- 9.º — Produzido por uma força N aplicada no vértice C; (Fig. 16-a-10)
- 10.º — Produzido por uma carga triangular distribuída sobre o pilar AC; (Fig. 16-a-11)
- 11.º — Produzido por uma força P aplicada a uma distância c dum ponto do pilar AC; (Fig. 16-a-12)
- 12.º — Produzido por uma força P aplicada no prolongamento b da trave CD; (Fig. 16-a-13)
- 13.º — Produzido por uma carga uniforme p num trecho da trave CD; (Fig. 16-a-14)
- 14.º — Produzido pela actuação conjunta de 2 conjugados nos pontos C e D; (Fig. 16-a-15)

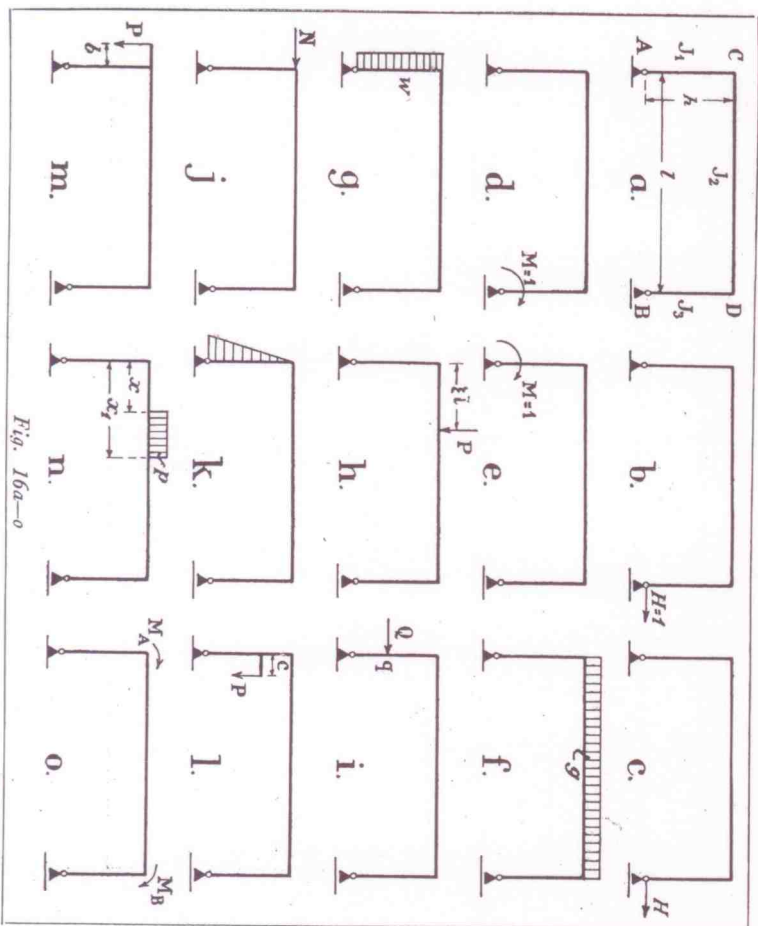


Fig. 16-a-0

Como se vê, poderíamos ir muito mais longe, sobre sistemas de cargas de infinitas modalidades, ou aspectos, actuando sobre a mesma viga ACDB da Fig. 16-a, mas os 14 casos acima, dão claramente ao estudante a intuição nítida do método uniforme e systemático de resolver sempre o problema das deformações, e o que é mais importante, muito rapidamente, utilizando os resultados das integrações das áreas correspondentes aos diagramas dos momentos flectores, ou seja da formula

$$\sum M M \frac{1}{J} dl'$$

Mostraremos o mecanismo da obtenção da formula que resolverá cada um dos 14 casos de carga acima enumerados e constantes das Fig. 16-a-1 a 16-a-14, fazendo em seguida imediatas aplicações numeradas. Ao Hyperstatico não interessa para o calculo dos  $\delta\delta$  das Matrizes de Coherencia as deformações reais, como já foi dito neste Curso, pois que, as incognitas elasticas, ou os hyperstaticos XX, serão fornecidos, sempre mediante relações entre os referidos  $\delta\delta$ . Vale dizer, não precisamos calcular as deformações mediante o factor physico E, e, comunitar a todos os  $\delta\delta$ , sendo pois, convenientemente prescindirmos desse valor. Como se vê, jogase unicamente com deformações relativas, isto é, deformações referidas sempre a um factor constante E/c, que não precisa ser calculado, como também não ha mister figure elle nos calculos das Matrices Hyperstaticas.

Por outro lado, comunitar leva-se em conta apenas as deformações produzidas pelas sollicitações internas flectivas, e se desprezam as deformações provenientes das sollicitações internas axiais e cisalhantes, — porém urge comprehender que, em certas occasões, estas ultimas causas devem ser consideradas, como por exemplo em certos casos de vigas em quadro, (Vigae Vieredeli), etc. Desde já porém avisamos que estas ultimas causas não traem nenhuma novidade, pois que attendendo-se aos termos que lhes correspondem na equação (15), de Pag. 108 2.º Volume, constata-se immediatamente que se transportando para fora do signal de integral os factores constantes, os restantes ainda referem-se a uma integração de 2 areas, respectivamente das superficies diagonales das referidas sollicitações internas, axiais e cisalhantes, (NN e QQ). Tracadas estas poderão ser integradas pelas mesmas formulas das TABELLAS 19, 20 e 21, dadas na Pag. 81, 109 e 110 deste Volume, sob o titulo de TABELLAS DE AREAS PARA O CALCULO DE DEFORMAÇÕES.

A denominação acima é geral, pois refere-se ao Aspecto Geométrico da questão — areas —, mais geral por conseguinte do que qualquer aspecto mecânico da mesma, e que, como se acaba de ver, abrangem todos os termos da equação geral para o calculo dos deslocamentos, proveniente do Principio dos Trabalhos Virtuaes. É importante considerar a resolução do problema sob este aspecto geometrico — o mais geral.

Mais explicitamente, procede-se com a eq. (15) do seguinte modo: Calcula-se, separadamente cada uma das cinco parcelas, que por sua vez contem cada uma, respectivamente uma integração e, affirmamos a soma destas cinco parcelas darão o  $\delta\delta$ , isto é, o deslocamento desejado. Na equação (15) para maior clareza foram destacados os deslocamentos lineares,  $\delta_{ab}$  e  $\delta_{ar}$  dos angulares  $\phi_{ab}$  e  $\phi_{ar}$  mas urge comprehende-se, que nas Matrizes de Coherencia todos são considerados (1) indistintamente. Para obtermos os deslocamentos em função dum factor common E/c, peculiar este á parcela mais importante, a proveniente da sollicitação interna flectiva,

(1) V. Pag. 44 do 2.º Volume.

va, teremos que considerá-lo também em todas as demais parcelas, as quaes por sua vez também tem factores proprios que, correspondem aos denominados coefficientes de rigidez, o que dará para a sollicitação interna axial:

$$(a) \quad \frac{1}{J} \cdot \frac{S_c}{S} \quad \text{e para a sollicitação}$$

interna cisalhante:

$$(b) \quad \kappa \frac{E}{G} \cdot \frac{1}{J} \cdot \frac{S_c}{S} \quad \text{deverão, como é}$$

sabido, esta ultima formula levar em consideração um coefficiente numerico  $\kappa$  que responde pela distribuição das tensões (ou esforços) cisalhantes através as secções transversaes da peça, de accordo com a sua conformação geometrica. Se representarmos a area de uma secção transversal tomada para referencia geral. Estabelecidas as relações (a) e (b) entre as parcelas, através um mesmo factor common [E/c] proceder-se-á a integração peculiar a cada um dos 5 referidos termos. Para a effectivação rápida destes ultimos, basta traçar as superficies diagonales, o que nos casos communs por vezes não é preciso, para as referentes a N e Q, pois soem ser a axial sempre mais regular, e a Cisalhante tirada mentalmente da dos momentos flectores.

Com os exemplos que daremos a seguir ficarão claras estas operações, sendo nosso intento por ora despertar as vantagens, através exercicios que estamos realisando, da utilização das TABELLAS 19, 20 e 21 de "Cimento Armado".

1.º — Os dois estados de Cargamento e Deslocamento são identicos, são os representados na Fig. 17.

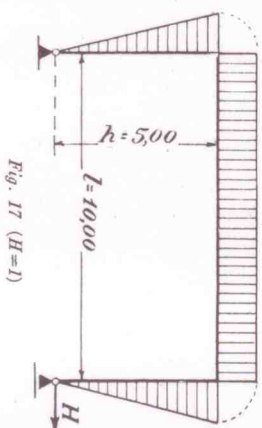


Fig. 17 (H=1)

Assim,

$$(c) \quad E \int \delta_{ab} = \sum M M \frac{1}{J} dl' ds =$$

$$= \int_0^h M M \frac{1}{J} ds + \int_0^l M M \frac{1}{J} ds + \int_0^b M M \frac{1}{J} ds$$






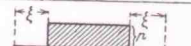





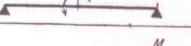
Destas 3 integrações, a primeira e a ultima são iguaes entre si, constantes de 2 areas triangulares cujo resultado é dado pela formula 1 da TABELLA 19 (Pag. 81 deste Volume), com a particularidade de Ma ser igual a  $\bar{M}_a$ . A segunda, constante de 2 areas rectan-

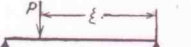

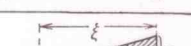
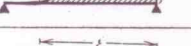

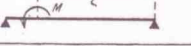
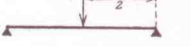


Tabella de deslocamentos em função dos numeros  $\omega$  (inclusive casos limites)

Tábellas "Cimento Armado"

Tabella N.º 22

| Cargas correspondentes aos Estados de Deslocamento                                  | ESTADOS DE CARREGAMENTO   |   |  |
|---|---|---|--|
|   |  |  |                               |
| 1  | $\frac{\rho l^2}{24} l'$  | $\frac{\rho l^2}{24} l'$  | $\frac{\rho l^2}{24} (M_a + M_b) l'$   |
| 2  | $\frac{\rho l^2}{24} (\omega \varphi'' - \omega' \varphi') l'$                    | $\frac{\rho l^2}{24} (\omega' \varphi'' - \omega \varphi') l'$                    | $\frac{\rho l^2}{24} (M_a (\omega \varphi'' - \omega' \varphi') + M_b (\omega' \varphi'' - \omega \varphi')) l'$ |
| 3  | $\frac{\rho l^2}{24} (1 - \omega \varphi - \omega' \varphi) l'$                   | $\frac{\rho l^2}{24} (1 - \omega \varphi - \omega' \varphi) l'$                   | $\frac{\rho l^2}{24} (1 - \omega \varphi - \omega' \varphi) (M_a + M_b) l'$                                      |
| 4  | $\frac{7 \rho l^2}{360} l'$   | $\frac{\rho l^2}{45} l'$  | $\frac{\rho l^2}{360} (7 M_a + 8 M_b) l'$  |
| 5  | $\left( \frac{\rho_1 l^2}{24} + \frac{7 \rho_2 l^2}{360} \right) l'$              | $\left( \frac{\rho_1 l^2}{24} + \frac{8 \rho_2 l^2}{360} \right) l'$              | $\left[ \frac{\rho_1 l^2}{24} (M_a + M_b) + \frac{\rho_2 l^2}{360} (7 M_a + 8 M_b) \right] l'$                   |
| 6  | $\frac{\rho l^2}{360} (\omega \tau + \omega' \tau') l'$                           | $\frac{\rho l^2}{360} (\omega \tau' + \omega' \tau) l'$                           | $\frac{\rho l^2}{360} [M_a (\omega \tau + \omega' \tau') + M_b (\omega \tau' + \omega' \tau)] l'$                |
| 7  | $\frac{5 \rho l^2}{192} l'$   | $\frac{5 \rho l^2}{192} l'$   | $\frac{5 \rho l^2}{192} (M_a + M_b) l'$  |
| 8  | $\frac{M}{24} l'$   | $-\frac{M}{24} l'$  | $\frac{M}{24} (M_a - M_b) l'$  |
| 6  | $\frac{M}{6} l'$  | $\frac{M}{3} l'$  | $\frac{M}{6} (M_a + 2 M_b) l'$   |

|  |   |  |   |
|--|---|--|---|
| 10  | $\frac{P l}{6} \omega_D l'$             | $\frac{P l}{6} \omega'_D l'$             | $\frac{P l}{6} \omega_T (M_a) l'$                                   |
| 11  | $\frac{\rho l^2}{24} \omega \varphi l'$ | $\frac{\rho l^2}{24} \omega' \varphi l'$ | $\frac{\rho l^2}{24} (M_a \omega \varphi + M_b \omega' \varphi) l'$ |
| 12  | $\frac{\rho l^2}{360} \omega \rho l'$   | $\frac{\rho l^2}{360} \omega' \rho l'$   | $\frac{\rho l^2}{360} (M_a \omega \rho + M_b \omega' \rho) l'$      |
| 13  | $\frac{\rho l^2}{360} \omega \tau l'$   | $\frac{\rho l^2}{360} \omega' \tau l'$   | $\frac{\rho l^2}{360} (M_a \omega \tau + M_b \omega' \tau) l'$      |
| 14  | $\frac{M}{6} \omega_M l'$               | $-\frac{M}{6} \omega'_M l'$              | $\frac{M}{6} (M_a \omega_M - M_b \omega'_M) l'$                     |
| 15  | $\frac{P l}{16} l'$                     | $\frac{P l}{16} l'$                      | $\frac{P l}{16} (M_a + M_b) l'$                                     |
| 16  | $\frac{P l}{6} \omega_R l'$             | $\frac{P l}{6} \omega'_R l'$             | $\frac{P l}{6} \omega_R (M_a + M_b) l'$                             |

$$\underline{\omega \varphi} = \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \left[ 2 - \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \right]; \underline{\omega' \varphi} = \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \left[ 2 - \frac{\xi}{l} \right]; \underline{\omega \varphi'} = \left( \frac{\xi'}{l} \right)^2 \left[ 2 - \left( \frac{\xi'}{l} \right)^2 \right]; \underline{\omega' \varphi'} = \left( \frac{\xi'}{l} \right)^2 \left[ 2 - \frac{\xi'}{l} \right];$$

$$\underline{\omega \tau} = 4 \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \left[ 5 - 3 \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \right]; \underline{\omega' \tau} = \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \left[ 40 - 45 \left( \frac{\xi}{l} \right) + 12 \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \right]; \underline{\omega \tau'} = 4 \left( \frac{\xi'}{l} \right)^2 \left[ 5 - 3 \left( \frac{\xi'}{l} \right)^2 \right];$$

$$\underline{\omega_D} = \frac{\xi}{l} - \left( \frac{\xi}{l} \right)^3 = 3 \omega_R - \omega'_D = \omega_R \left( 1 + \frac{\xi}{l} \right) = \omega_R \left( 2 - \frac{\xi'}{l} \right); \underline{\omega'_D} = \frac{\xi'}{l} - \left( \frac{\xi'}{l} \right)^3 = \frac{\xi}{l} \left( 1 - \frac{\xi}{l} \right) \left( 2 - \frac{\xi}{l} \right);$$

$$\underline{\omega_R} = \frac{\xi}{l} - \left( \frac{\xi}{l} \right)^2; \underline{\omega_T} = \omega_D \pm \frac{1}{i} \omega'_D; \underline{\omega_M} = 1 - 3 \left( \frac{\xi}{l} \right)^2; \underline{\omega'_M} = 1 - 3 \left( 1 - \frac{\xi}{l} \right)^2; \left( \frac{1}{i} = \frac{M_b}{M_a} \right);$$

$$\underline{\omega \rho} = \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \left[ 10 - 3 \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \right]; \underline{\omega' \rho} = \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \left[ 20 - 15 \frac{\xi}{l} + 3 \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 \right];$$

$$\underline{\omega_P} = \frac{\xi}{l} - \left( \frac{\xi}{l} \right)^4; \underline{\omega'_P} = \left( \frac{\xi}{l} \right)^4 - 4 \left( \frac{\xi}{l} \right)^3 + 6 \left( \frac{\xi}{l} \right)^2 - 5 \frac{\xi}{l}; \underline{\omega_P'} = \frac{\xi}{l} - 2 \left( \frac{\xi}{l} \right)^3 + \left( \frac{\xi}{l} \right)^4 = \omega_R \left( 1 + \omega_R \right) = 2 \omega_D - \omega_P.$$



$$+\frac{h'_2}{3}.h.h=\frac{h^2}{3}(h'_1+h'_2+3l')$$

Alavendo, pelo contrario, varios momentos d'itineraria, as formulas virto em funcao da rigidez e cipoza das hastas como as TABELLAS "CIMENTARMAVO", n.ºs 9,10 (Pag.50) 10a, 11, 12 (Pg.85). (Todas do 2.º volume) Por outro lado, o uso e abuso destas formulas e quadros, tem o serio inconveniente de atrofiar e abastardir o senso hyperesthetico necessario ao verdadeiro profissional do concreto como, reconheceu Mohr e constitue o vicio que denominamos *Kleinquellismo* da Hyperesthetica.

Comprimidos elásticos:

$$(e) \quad E_{J_c \delta_{66}} = \frac{(5)^2}{3} [6.25 + 10.0 + 3(10.0)]$$

Substituindo estes valores na fórmula (*d*) vem:

$$\delta_{bb} = \frac{(5)^2}{3} [6.2$$

respostas analiticamente determinadas e conectados os valores numéricos das incógnitas elásticas, ou hiperelásticos, (XX) traçando-se as curvas de *solicitação real* da estrutura, a curva dos momentos, seja por exemplo, e imediatamente se vê o projectista se os membros a que foram atribuídas forças de *je* trabalham menos ou mais do que o para o qual se atribuiu *je* e se o fazem nas relações fixas numéricas estabelecidas. Ver-se-á, em resumo, se o *juzo a priori* sob as relações de *solicitação*

(1) A introdução do factor comum  $E_{ij}$  tem também a vantagem de evitar o trabalho de cálculo com números muito pequenos.

Caltemos agora o deslocamento horizontal do mesmo ponto B, (*Fig. 16 b*), causado ainda por uma força unitária, também horizontal, porém desta vez levando em conta os efeitos provenientes da *comprimento axial* e das *tensões cisalhantes*. Conhecemos adaptando a fórmula (15), deduzida na *Pag. 198* do 2.º volume, para o que multiplicamos todos os termos do 2.º membro por  $J_c$ .

(2) Pode-se ter em mente que, salvo mui fortes discrepâncias nos valores atribuídos a  $J_{\text{el}}$ , são estes de mui pequena influencia nos valores finais dos hiperestáticos,  $X^{\text{p}}$ .

havendo grande incerteza preliminar quanto às relações  $J_1 J_2$  a serem atribuídas aos vários membros da estrutura, aconselha-se fazer um primeiro cálculo provisório para todos a relação unitária ( $J_1 J_2 = 1$ ), concluindo, nesse caso, uma base para proceder a novo cálculo, se preciso, com nova relação  $J_1 J_2$ . Ainda nesta avaliação convém refletir que quanto maior for a rigidez dum membro da estrutura, tanto maior será o momento que lhe caberá atribuir o cálculo hipotético, — e vice-versa —, tanto menor sua rigidez, tanto menor o momento que lhe corresponderá no mesmo cálculo. Esta última indicação provém da propriedade minimal do Trabalho de deformação real da estrutura, a qual será explicada em detalhe no capítulo seguinte.

$$(15a) \quad E_{\epsilon} \delta_{bb} = \sum \int N_a N_b \frac{I_c}{S_c} \cdot \frac{S_c}{S} dl + \sum \int M^a M^b \frac{I_c}{J} dl + \sum \int \Omega_a \Omega_b \kappa \cdot \frac{E_{I_c}}{G} \cdot \frac{I_c}{J} \frac{S_c}{S} dl +$$

$$(15b) \quad E J_a \delta_{bb} = \Sigma \frac{J_c}{J} \cdot \frac{S_c}{S} \int N_a N_b dl +$$

$$+\sum \frac{I_c}{J} \int M_a M_b dl + \sum \kappa \frac{E}{G} \frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S} \int Q_a Q_b dl$$

As constantes intrínsecas a cada haste deverão ser calculadas antes de refinarmos as integrações que, como se verifica na fórmula (15-b), possuem todas o mesmo aspecto identico, vale dizer, exprimem todas, integrações do producto de duas areas, consideradas como tais, alem dos MM, tambem os NN e os QQ. Procedamos ao calculo das constantes para a estrutura que nos interessa, e cujos JJ e SS estão indicados na *Fig. 18a*.

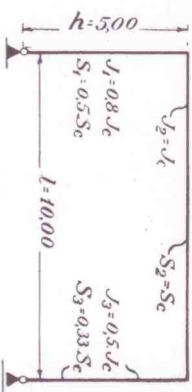


Fig. 18-a

Restam-nos ainda 2 valores, a saber:  $\kappa$  e  $G$ . Quanto ao primeiro, poderemos tomar para a repartição sobre a secção transversal, considerada rectangular 1.2. Para  $G$ , atendendo a que o material é o



concreto armado poderemos tomar 0,43 E. (SEN-DO E o módulo de Young) G como se sabe está na seguinte relação a E:

$$G = \frac{m}{2(m+1)} \text{ onde } m = \frac{E}{2(6+1)} = \frac{6}{14} = 0,43. \quad (1)$$

é o coeficiente de Poisson, o REGULAMETNO DA A B C manda tomar para m o valor 6 donde:

$$G = \frac{6}{2(6+1)} = \frac{6}{14} = 0,43. \quad (1)$$

Vindo então:

QUADRO 1 (\*)

| Comp. | $\frac{l}{f} = l'$ | $\frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S}$ | $\frac{mE}{G} \frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S}$ |
|-------|--------------------|---------------------------------|--|
| b1    | 5,0                | 6,25                            | 0,9594                                       |
| 1     | 10,0               | 10,00                           | 0,9594                                       |
| 1b    | 5,0                | 10,00                           | 0,6896                                       |

Obtidos os valores do Quadro 1 procedemos as integrações. A correspondente aos flectores já foi realizada. A proveniente das compressões axiais chega-se apenas a haste 2, ou a viga DC, a qual é submetida a uma tracção unitária através todo o seu comprimento. A superfície diagramática da resultante é pois, um rectângulo de altura N=1 e de base l=10m. Como os 2 eixos de carga são também iguais. Basta recorrer a TABELLA 21 (Pag. 110 DESTA VOLUME) e ler o resultado da integração dado pela formula 4, eil-a:

$$\frac{I_c}{f} \int M \bar{M} dl = \frac{I_c}{f} M_a \bar{M}_a l = M_a \bar{M}_a l'$$

No caso vertente as áreas referidas medem NN e não MM, e a constante vem a ser:

$$\frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S} \text{ já calculada no}$$

Quadro 1, donde o seu valor:

$$(f) \frac{I_c}{S_c} \cdot \frac{S_c}{S} \int N \bar{N} dl = \frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S} N \bar{N} l = 0,0533 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10,0 = 0,5333$$

Quanto a contribuição das forças cortantes QQ, também não precisamos traçar as suas superfícies diagramáticas, pois tendo já a dos momentos Fig. 17, e sendo estas triangulares, representando consequentemente variações lineares, a das cortantes QQ serão flectores, sabida a sua relação aos flectores —  $Q = dM/dl$  — constantes, isto é, são as superfícies diagramáticas dos QQ nos 2 pilares A1 e B2, rectangulares. Pela mesma razão são as cortantes na trave CD nulas, atendendo-se a constância dos momentos flectores ao longo da referida trave CD. Assim, já calculadas as 2 constantes vem:

$$\Sigma \int Q \bar{Q} \frac{mE}{G} \frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S} dl = \frac{\kappa_1 E}{G} \frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S} \cdot \frac{I_c}{S_c} \cdot \frac{S_c}{S} \cdot \frac{I_c}{S_c} \cdot \frac{S_c}{S}$$

(1) V. Pg. 9 deste volume.

Tabelas "Cimento Armado"

Tabela N.º 23

| x  | $\omega_b$ | $\omega'_b$ | x   |
|----|------------|-------------|-----|
| 0  | 0,000000   | 0,000000    | 100 |
| 1  | 0,009999   | 0,019701    | 99  |
| 2  | 0,019992   | 0,038808    | 98  |
| 3  | 0,029975   | 0,057327    | 97  |
| 4  | 0,039936   | 0,075264    | 96  |
| 5  | 0,049875   | 0,092625    | 95  |
| 6  | 0,059784   | 0,109416    | 94  |
| 7  | 0,069657   | 0,125645    | 93  |
| 8  | 0,079488   | 0,141312    | 92  |
| 9  | 0,089271   | 0,156429    | 91  |
| 10 | 0,099000   | 0,171000    | 90  |
| 11 | 0,108669   | 0,185031    | 89  |
| 12 | 0,118272   | 0,198528    | 88  |
| 13 | 0,127803   | 0,211497    | 87  |
| 14 | 0,137256   | 0,223944    | 86  |
| 15 | 0,146625   | 0,235875    | 85  |
| 16 | 0,155904   | 0,247296    | 84  |
| 17 | 0,165087   | 0,258213    | 83  |
| 18 | 0,174168   | 0,268632    | 82  |
| 19 | 0,183141   | 0,278559    | 81  |
| 20 | 0,192000   | 0,288000    | 80  |
| 21 | 0,200739   | 0,296961    | 79  |
| 22 | 0,209352   | 0,305448    | 78  |
| 23 | 0,217833   | 0,313467    | 77  |
| 24 | 0,226176   | 0,321024    | 76  |
| 25 | 0,234375   | 0,328125    | 75  |
| 26 | 0,242424   | 0,334776    | 74  |
| 27 | 0,250317   | 0,340983    | 73  |
| 28 | 0,258048   | 0,346752    | 72  |
| 29 | 0,265611   | 0,352089    | 71  |
| 30 | 0,273000   | 0,357000    | 70  |
| 31 | 0,280209   | 0,361491    | 69  |
| 32 | 0,287232   | 0,365568    | 68  |
| 33 | 0,294063   | 0,369237    | 67  |
| 34 | 0,300696   | 0,372504    | 66  |
| 35 | 0,307125   | 0,375375    | 65  |
| 36 | 0,313344   | 0,377856    | 64  |
| 37 | 0,319347   | 0,379953    | 63  |
| 38 | 0,325128   | 0,381672    | 62  |
| 39 | 0,330681   | 0,383019    | 61  |
| 40 | 0,336000   | 0,384000    | 60  |
| 41 | 0,341079   | 0,384621    | 59  |
| 42 | 0,345912   | 0,384888    | 58  |
| 43 | 0,350493   | 0,384807    | 57  |
| 44 | 0,354816   | 0,384384    | 56  |
| 45 | 0,358875   | 0,383635    | 55  |
| 46 | 0,362664   | 0,382536    | 54  |
| 47 | 0,366177   | 0,381123    | 53  |
| 48 | 0,369408   | 0,379392    | 52  |
| 49 | 0,372351   | 0,377349    | 51  |
| 50 | 0,375000   | 0,375000    | 50  |

$$\times \int Q_a \bar{Q}_a dl + \frac{\kappa_2 E}{G} \frac{I_c}{S_c} \frac{S_c}{S} \int Q_s \bar{Q}_s dl.$$

Com as constantes tiradas do Quadro 1 e sabidas serem rectangulares as áreas dos QQ ao longo dos dois pilares, com a mesma formula utilizada

(\*) V. Formulas 6 das Tabelas 19 e 21, Pgs. 81 e 110.

Tabelas "Cimento Armado"

Tabela N.º 24

| x  | $\omega_R$ | x   | $\omega_R$ |
|----|------------|-----|------------|
| 0  | 0,0000     | 50  | 0,2300     |
| 1  | 0,0099     | 51  | 0,2399     |
| 2  | 0,0196     | 52  | 0,2496     |
| 3  | 0,0291     | 53  | 0,2591     |
| 4  | 0,0384     | 54  | 0,2684     |
| 5  | 0,0475     | 55  | 0,2775     |
| 6  | 0,0564     | 56  | 0,2864     |
| 7  | 0,0651     | 57  | 0,2951     |
| 8  | 0,0736     | 58  | 0,3036     |
| 9  | 0,0819     | 59  | 0,3119     |
| 10 | 0,0900     | 60  | 0,3200     |
| 11 | 0,0979     | 61  | 0,3279     |
| 12 | 0,1056     | 62  | 0,3356     |
| 13 | 0,1131     | 63  | 0,3431     |
| 14 | 0,1204     | 64  | 0,3504     |
| 15 | 0,1275     | 65  | 0,3575     |
| 16 | 0,1344     | 66  | 0,3644     |
| 17 | 0,1411     | 67  | 0,3711     |
| 18 | 0,1476     | 68  | 0,3776     |
| 19 | 0,1539     | 69  | 0,3839     |
| 20 | 0,1600     | 70  | 0,3900     |
| 21 | 0,1659     | 71  | 0,3959     |
| 22 | 0,1716     | 72  | 0,4016     |
| 23 | 0,1771     | 73  | 0,4071     |
| 24 | 0,1824     | 74  | 0,4124     |
| 25 | 0,1875     | 75  | 0,4175     |
| 26 | 0,1924     | 76  | 0,4224     |
| 27 | 0,1971     | 77  | 0,4271     |
| 28 | 0,2016     | 78  | 0,4316     |
| 29 | 0,2059     | 79  | 0,4359     |
| 30 | 0,2100     | 80  | 0,4400     |
| 31 | 0,2139     | 81  | 0,4439     |
| 32 | 0,2176     | 82  | 0,4476     |
| 33 | 0,2211     | 83  | 0,4511     |
| 34 | 0,2244     | 84  | 0,4544     |
| 35 | 0,2275     | 85  | 0,4575     |
| 36 | 0,2304     | 86  | 0,4604     |
| 37 | 0,2331     | 87  | 0,4631     |
| 38 | 0,2356     | 88  | 0,4656     |
| 39 | 0,2379     | 89  | 0,4679     |
| 40 | 0,2400     | 90  | 0,4700     |
| 41 | 0,2419     | 91  | 0,4719     |
| 42 | 0,2436     | 92  | 0,4736     |
| 43 | 0,2451     | 93  | 0,4751     |
| 44 | 0,2464     | 94  | 0,4764     |
| 45 | 0,2475     | 95  | 0,4775     |
| 46 | 0,2484     | 96  | 0,4784     |
| 47 | 0,2491     | 97  | 0,4791     |
| 48 | 0,2496     | 98  | 0,4796     |
| 49 | 0,2499     | 99  | 0,4799     |
| 50 | 0,2500     | 100 | 0,4800     |

temas estaticamente indeterminados, ou hyperestaticos. E mais — o que deve ser mantido constantemente em memoria — ainda que se faça uso do Principio da Reducção.

(\*) V. Formula 6 da Tabela 21, Pg. 112.

(g)  $0,9594 \cdot 1 \cdot 1,5 + 0,6896 \cdot 1 \cdot 1,5 = 4,7970 + 3,4480 = 8,2450$

De posse do valor (c) do exemplo precedente, que permanece o mesmo, e (f) e (g) só resta effectuarmos a somma, o que dá

$$E J \delta_{th} = 385,4175 + 0,5333 + 8,2450 = 394,2158$$

Como se acaba de verificar, as influencias levadas ás deformações pelas TENSÕES AXIAES E CISA-LHANTES são em comparação com a das tensões oriundas dos flectores, bem reduzidas. No caso presente, as 2 primeiras não vão a 3% da ultima, sendo que daquelas duas, a proveniente da compressão axial é da ordem de menos de 2%.

No entanto, como a sua consideração nos calculos acresce sempre os valores do deslocamento acima  $\delta_{th}$ , e como o acrescimo deste  $\delta$  diminua o valor do hyperestatico, (X) tal corresponde a um excesso de segurança, eis a razão pela qual se aconselha seu compo. Mais explicitamente, se a estrutura da Fig. 16a correspondesse a uma estrutura quadrado bi-articulado — o calculo do empuxo, H, deveria ser realizado, pois é um sistema mono-hyperestatico, pela mesma formula I (Pag. 24 do 1.º Volume), onde os  $\delta$  representam deslocamentos produzidos na direcção do empuxo (Horizontal); o numerador, pela carga real, e o denominador, pela carga unitaria horizontal em B. Assim  $\delta_{th}$ , ou seja este ultimo deslocamento, sendo maior, diminuirá o valor do hyperestatico, aqui o empuxo (H) do quadro bi-articulado.

E como a formula geral que dará o momento flector em qualquer ponto do quadro, ou seja a formula do 3.º Passo, (Pag. 135 do 1.º Volume) traz sempre o termo em H com signal negativo, é evidente, quanto maior for o empuxo tanto menor será o momento flector, o que forçosamente não será do lado da segurança da estrutura. Em outras palavras, introduzindo-se os termos provenientes de *tensões axiais e cisalhantes* no calculo do  $\delta$  denominador da fracção que dá o empuxo, este será menor; e como o empuxo devera ser substituido do momento flector no sistema principal (formula do 3.º passo, Pag. 135 do 1.º Volume) para se obter o momento no arco bi-articulado (aqui sistema real), este flector será tanto maior quanto menor o empuxo, o que fal-o corresponder a um excesso de segurança, como queriamos demonstrar.

B) Antes de proseguirmos no calculo das deformações do exercicio 7, uma vez que mostramos a extensão da applicação das Tabelas das *Áreas* a solicitações axiais e cisalhantes, mostramos logo a utilização das mesmas 1.º, para o calculo de deslocamentos em sistemas hyperestaticos e 2.º, para o de deslocamentos de sistemas com hastes curvas. As TABELLAS DE AREAS 19, 20, e 21, é evidente, tambem se applicam ao calculo das deformações de sys-



VALORES  $\omega_T$  (\*)

Tabelas "Cimento Armado"

| $\frac{M_b}{M_a}$ | $\alpha: l =$ |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |  |  |  | $\frac{M_b}{M_a}$ |
|-------------------|---------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--|--|--|-------------------|
|                   | 0,1           | 0,2     | 1/4     | 0,30    | 1/3     | 0,4     | 0,5     | 0,6     | 2/3     | 0,7     | 3/4     | 0,8     | 0,9     |  |  |  |                   |
| 0,200             | 0,15120       | 0,24960 | 0,28125 | 0,30240 | 0,31111 | 0,31680 | 0,30000 | 0,25920 | 0,22222 | 0,20160 | 0,16875 | 0,13440 | 0,06480 |  |  |  | 0,200             |
| 0,2               | 100           | 922     | 078     | 185     | 052     | 615     | 0,29925 | 845     | 148     | 089     | 809     | 382     | 446     |  |  |  | 0,2               |
| 0,04              | 080           | 885     | 051     | 131     | 0,30995 | 546     | 850     | 766     | 074     | 017     | 744     | 325     | 412     |  |  |  | 0,04              |
| 0,06              | 061           | 845     | 0,27984 | 076     | 935     | 478     | 775     | 690     | 000     | 0,19946 | 678     | 267     | 377     |  |  |  | 0,06              |
| 0,08              | 041           | 806     | 938     | 022     | 874     | 411     | 700     | 613     | 0,21926 | 874     | 613     | 210     | 343     |  |  |  | 0,08              |
| 0,210             | 0,15021       | 0,24768 | 0,27891 | 0,29967 | 0,30815 | 0,31344 | 0,29625 | 0,25356 | 0,21852 | 0,19803 | 0,16547 | 0,13152 | 0,06309 |  |  |  | 0,210             |
| 12                | 012           | 730     | 844     | 912     | 756     | 277     | 550     | 459     | 075     | 407     | 375     | 153     | 806     |  |  |  | 12                |
| 14                | 014881        | 691     | 797     | 858     | 696     | 210     | 475     | 362     | 060     | 660     | 416     | 037     | 241     |  |  |  | 14                |
| 16                | 962           | 653     | 750     | 803     | 637     | 142     | 400     | 306     | 704     | 589     | 350     | 0,12979 | 206     |  |  |  | 16                |
| 18                | 942           | 614     | 703     | 749     | 578     | 075     | 325     | 229     | 556     | 517     | 284     | 922     | 172     |  |  |  | 18                |
| 0,220             | 0,14922       | 0,24576 | 0,27656 | 0,29694 | 0,30519 | 0,31008 | 0,29250 | 0,25152 | 0,21482 | 0,19446 | 0,16219 | 0,12864 | 0,06138 |  |  |  | 0,220             |
| 22                | 902           | 538     | 609     | 639     | 459     | 0,30941 | 175     | 075     | 407     | 375     | 153     | 806     | 104     |  |  |  | 22                |
| 24                | 882           | 499     | 565     | 585     | 400     | 874     | 100     | 0,24998 | 335     | 303     | 088     | 749     | 070     |  |  |  | 24                |
| 26                | 863           | 467     | 516     | 530     | 341     | 806     | 025     | 922     | 259     | 232     | 022     | 691     | 035     |  |  |  | 26                |
| 28                | 843           | 422     | 469     | 476     | 282     | 739     | 0,28960 | 845     | 185     | 160     | 0,15936 | 634     | 001     |  |  |  | 28                |
| 0,230             | 0,14823       | 0,24384 | 0,27422 | 0,29421 | 0,30222 | 0,30672 | 0,28875 | 0,24768 | 0,21111 | 0,19089 | 0,15891 | 0,12576 | 0,05967 |  |  |  | 0,230             |
| 32                | 803           | 346     | 375     | 366     | 163     | 605     | 800     | 691     | 037     | 018     | 825     | 518     | 933     |  |  |  | 32                |
| 34                | 783           | 307     | 328     | 312     | 104     | 538     | 725     | 614     | 0,20963 | 0,18946 | 759     | 461     | 899     |  |  |  | 34                |
| 36                | 764           | 269     | 281     | 265     | 045     | 470     | 650     | 538     | 889     | 875     | 694     | 403     | 864     |  |  |  | 36                |
| 38                | 744           | 230     | 234     | 203     | 0,29985 | 403     | 575     | 461     | 815     | 803     | 628     | 346     | 830     |  |  |  | 38                |
| 0,240             | 0,14724       | 0,24192 | 0,27188 | 0,29148 | 0,29926 | 0,30356 | 0,28500 | 0,24384 | 0,20741 | 0,18732 | 0,15663 | 0,12288 | 0,05796 |  |  |  | 0,240             |
| 42                | 704           | 154     | 141     | 093     | 867     | 269     | 425     | 307     | 667     | 661     | 497     | 230     | 752     |  |  |  | 42                |
| 44                | 684           | 115     | 094     | 039     | 807     | 202     | 350     | 230     | 595     | 589     | 431     | 173     | 728     |  |  |  | 44                |
| 46                | 664           | 077     | 047     | 0,28984 | 748     | 134     | 275     | 154     | 519     | 518     | 366     | 115     | 693     |  |  |  | 46                |
| 48                | 645           | 038     | 000     | 930     | 689     | 067     | 200     | 077     | 444     | 446     | 300     | 058     | 659     |  |  |  | 48                |
| 0,250             | 0,14625       | 0,24000 | 0,26953 | 0,28875 | 0,29630 | 0,30000 | 0,28125 | 0,24000 | 0,20370 | 0,18375 | 0,15234 | 0,12000 | 0,05625 |  |  |  | 0,250             |
| 52                | 605           | 0,23962 | 906     | 820     | 570     | 0,29935 | 060     | 0,23923 | 296     | 304     | 169     | 0,11942 | 591     |  |  |  | 52                |
| 54                | 585           | 923     | 859     | 766     | 511     | 866     | 0,27975 | 846     | 222     | 232     | 103     | 885     | 557     |  |  |  | 54                |
| 56                | 565           | 885     | 813     | 711     | 452     | 798     | 900     | 770     | 148     | 161     | 038     | 827     | 522     |  |  |  | 56                |
| 58                | 546           | 846     | 766     | 657     | 393     | 731     | 825     | 693     | 074     | 089     | 0,14972 | 770     | 488     |  |  |  | 58                |
| 0,260             | 0,14526       | 0,23808 | 0,26719 | 0,28602 | 0,29333 | 0,29664 | 0,27750 | 0,23616 | 0,20000 | 0,18018 | 0,14906 | 0,11712 | 0,05454 |  |  |  | 0,260             |
| 62                | 506           | 770     | 672     | 547     | 274     | 597     | 675     | 539     | 0,19926 | 0,17947 | 841     | 654     | 420     |  |  |  | 62                |
| 64                | 486           | 731     | 625     | 493     | 215     | 530     | 600     | 462     | 852     | 875     | 775     | 597     | 356     |  |  |  | 64                |
| 66                | 467           | 693     | 578     | 435     | 156     | 462     | 625     | 386     | 777     | 804     | 709     | 539     | 351     |  |  |  | 66                |
| 68                | 447           | 654     | 551     | 384     | 096     | 395     | 450     | 309     | 703     | 732     | 644     | 482     | 317     |  |  |  | 68                |
| 0,270             | 0,14427       | 0,23616 | 0,26484 | 0,28329 | 0,29037 | 0,29528 | 0,27375 | 0,23232 | 0,19629 | 0,17691 | 0,14578 | 0,11424 | 0,05253 |  |  |  | 0,270             |
| 72                | 407           | 578     | 438     | 274     | 0,28978 | 261     | 500     | 155     | 556     | 590     | 513     | 366     | 249     |  |  |  | 72                |
| 74                | 387           | 539     | 391     | 220     | 919     | 194     | 225     | 078     | 481     | 518     | 447     | 309     | 215     |  |  |  | 74                |
| 76                | 368           | 501     | 344     | 165     | 859     | 126     | 150     | 002     | 407     | 448     | 381     | 251     | 180     |  |  |  | 76                |
| 78                | 348           | 462     | 297     | 111     | 800     | 059     | 075     | 0,22925 | 333     | 375     | 316     | 194     | 146     |  |  |  | 78                |
| 0,280             | 0,14328       | 0,23424 | 0,26250 | 0,28056 | 0,28741 | 0,28992 | 0,27000 | 0,22848 | 0,19239 | 0,17704 | 0,14250 | 0,11136 | 0,05112 |  |  |  | 0,280             |
| 82                | 308           | 356     | 203     | 001     | 682     | 925     | 0,26925 | 771     | 135     | 233     | 184     | 078     | 078     |  |  |  | 82                |
| 84                | 288           | 347     | 156     | 022     | 622     | 888     | 850     | 694     | 111     | 161     | 119     | 021     | 049     |  |  |  | 84                |
| 86                | 269           | 309     | 063     | 838     | 563     | 790     | 775     | 541     | 0,18963 | 018     | 0,13988 | 906     | 0,04975 |  |  |  | 86                |
| 88                | 249           | 270     |         |         | 504     | 723     | 700     |         |         |         |         |         |         |  |  |  | 88                |

(\*) V. Formulas 6 (direita) das Tabelas ns. 19 e 21. Figs. 81 e 110.

VALORES  $\omega_T$  (\*)

Tabela N.º 25

| $\frac{M_b}{M_a}$ | $\alpha: l =$ |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |                   | $\frac{M_b}{M_a}$ |
|-------------------|---------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------------------|-------------------|
|                   | 0,1           | 0,2     | 1/4     | 0,3     | 1/3     | 0,4     | 0,5     | 0,6     | 2/3     | 0,7     | 3/4     | 0,8     | 0,9               |                   |
| 0,290             | 0,14229       | 0,23232 | 0,26016 | 0,27783 | 0,27444 | 0,28656 | 0,26625 | 0,22464 | 0,18889 | 0,16947 | 0,13922 | 0,10848 | 0,04941           | 0,290             |
| 92                | 209           | 194     | 0,25969 | 728     | 385     | 589     | 550     | 387     | 814     | 876     | 856     | 790     | 907               | 92                |
| 94                | 189           | 155     | 922     | 674     | 326     | 522     | 475     | 310     | 740     | 804     | 791     | 733     | 873               | 94                |
| 96                | 170           | 117     | 875     | 619     | 267     | 454     | 400     | 234     | 666     | 733     | 725     | 675     | 838               | 96                |
| 98                | 150           | 078     | 828     | 565     | 207     | 387     | 325     | 157     | 592     | 661     | 659     | 618     | 804               | 98                |
| 0,300             | 0,14130       | 0,23040 | 0,25781 | 0,27510 | 0,28148 | 0,28520 | 0,26250 | 0,22080 | 0,18518 | 0,16590 | 0,13594 | 0,10560 | 0,04770           | 0,300             |
| 02                | 110           | 002     | 734     | 455     | 089     | 253     | 175     | 003     | 444     | 519     | 528     | 502     | 736               | 02                |
| 04                | 090           | 0,22963 | 688     | 401     | 030     | 186     | 100     | 0,21926 | 370     | 447     | 463     | 445     | 702               | 04                |
| 06                | 071           | 925     | 641     | 346     | 0,27970 | 118     | 025     | 850     | 296     | 376     | 397     | 387     | 667               | 06                |
| 08                | 051           | 886     | 594     | 292     | 911     | 051     | 0,25950 | 773     | 222     | 304     | 331     | 330     | 633               | 08                |
| 0,310             | 0,14031       | 0,22848 | 0,25547 | 0,27257 | 0,27852 | 0,27984 | 0,25875 | 0,21696 | 0,18148 | 0,16233 | 0,13266 | 0,10272 | 0,04599           | 0,310             |
| 12                | 011           | 810     | 500     | 182     | 793     | 917     | 800     | 619     | 074     | 162     | 200     | 214     | 565               | 12                |
| 14                | 0,13991       | 771     | 453     | 128     | 733     | 850     | 725     | 542     | 000     | 090     | 134     | 157     | 531               | 14                |
| 16                | 972           | 733     | 406     | 073     | 674     | 782     | 650     | 466     | 0,12925 | 019     | 069     | 099     | 496               | 16                |
| 18                | 952           | 694     | 359     | 019     | 615     | 715     | 575     | 389     | 851     | 0,15947 | 003     | 042     | 462               | 18                |
| 0,320             | 0,13932       | 0,22656 | 0,25313 | 0,26964 | 0,27556 | 0,27648 | 0,25500 | 0,21312 | 0,17777 | 0,15876 | 0,12938 | 0,09984 | 0,04428           | 0,320             |
| 22                | 912           | 618     | 266     | 909     | 496     | 581     | 425     | 235     | 703     | 805     | 872     | 926     | 394               | 22                |
| 24                | 892           | 579     | 219     | 855     | 437     | 514     | 350     | 158     | 629     | 733     | 806     | 869     | 360               | 24                |
| 26                | 873           | 541     | 172     | 800     | 378     | 446     | 275     | 082     | 555     | 662     | 741     | 811     | 325               | 26                |
| 28                | 853           | 502     | 125     | 746     | 319     | 379     | 200     | 005     | 481     | 590     | 675     | 754     | 291               | 28                |
| 0,330             | 0,13833       | 0,22464 | 0,25078 | 0,26691 | 0,27259 | 0,26312 | 0,25125 | 0,20928 | 0,17407 | 0,15519 | 0,12609 | 0,09696 | 0,04257           | 0,330             |
| 32                | 813           | 426     | 031     | 636     | 200     | 245     | 050     | 851     | 333     | 448     | 544     | 638     | 223               | 32                |
| 34                | 793           | 387     | 0,24984 | 582     | 141     | 178     | 0,24975 | 774     | 259     | 376     | 478     | 581     | 189               | 34                |
| 36                | 774           | 349     | 938     | 527     | 182     | 110     | 900     | 698     | 185     | 305     | 413     | 523     | 154               | 36                |
| 38                | 754           | 310     | 891     | 473     | 022     | 043     | 825     | 621     | 111     | 233     | 347     | 466     | 120               | 38                |
| 0,340             | 0,13734       | 0,22272 | 0,24844 | 0,26418 | 0,26963 | 0,26976 | 0,24750 | 0,20544 | 0,17037 | 0,15162 | 0,12281 | 0,09408 | 0,04086           | 0,340             |
| 42                | 714           | 234     | 797     | 563     | 904     | 909     | 675     | 467     | 0,16962 | 091     | 216     | 350     | 052               | 42                |
| 44                | 694           | 195     | 750     | 309     | 847     | 842     | 600     | 390     | 888     | 019     | 150     | 293     | 018               | 44                |
| 46                | 675           | 157     | 703     | 254     | 785     | 774     | 525     | 314     | 814     | 0,14948 | 084     | 235     | 0,03983           | 46                |
| 48                | 655           | 118     | 636     | 200     | 726     | 707     | 450     | 257     | 740     | 876     | 019     | 178     | 949               | 48                |
| 0,350             | 0,13535       | 0,22080 | 0,24609 | 0,26145 | 0,26667 | 0,26640 | 0,24375 | 0,20160 | 0,16666 | 0,14805 | 0,11953 | 0,09120 | 0,03915           | 0,350             |
| 52                | 615           | 042     | 516     | 090     | 607     | 573     | 300     | 083     | 592     | 734     | 888     | 062     | 881               | 52                |
| 54                | 595           | 003     | 563     | 036     | 548     | 506     | 225     | 006     | 518     | 662     | 822     | 005     | 847               | 54                |
| 56                | 576           | 0,21965 | 469     | 0,25981 | 489     | 438     | 150     | 0,19930 | 444     | 591     | 756     | 0,08947 | 878               | 56                |
| 58                | 556           | 926     | 422     | 927     | 430     | 371     | 075     | 853     | 370     | 519     | 691     | 890     | 712               | 58                |
| 0,360             | 0,13536       | 0,21888 | 0,24375 | 0,25872 | 0,26370 | 0,26304 | 0,24000 | 0,19776 | 0,16236 | 0,14448 | 0,11625 | 0,08832 | 0,03744           | 0,360             |
| 62                | 516           | 850     | 328     | 817     | 311     | 237     | 0,23925 | 699     | 222     | 377     | 559     | 774     | 710               | 62                |
| 64                | 496           | 811     | 281     | 753     | 252     | 170     | 850     | 622     | 148     | 305     | 494     | 717     | 676               | 64                |
| 66                | 477           | 773     | 234     | 708     | 193     | 102     | 775     | 546     | 073     | 234     | 428     | 659     | 641               | 66                |
| 68                | 457           | 734     | 188     | 634     | 133     | 035     | 700     | 469     | 0,15999 | 162     | 363     | 602     | 607               | 68                |
| 0,370             | 0,13437       | 0,21696 | 0,24141 | 0,25599 | 0,26074 | 0,25968 | 0,23625 | 0,19392 | 0,15925 | 0,14091 | 0,11297 | 0,08544 | 0,03573           | 0,370             |
| 72                | 417           | 658     | 093     | 544     | 015     | 901     | 550     | 315     | 852     | 029     | 232     | 486     | 539               | 72                |
| 74                | 397           | 581     | 046     | 430     | 0,25955 | 834     | 475     | 258     | 778     | 0,13948 | 166     | 429     | 505               | 74                |
| 76                | 378           | 519     | 0,22999 | 435     | 896     | 766     | 400     | 132     | 704     | 877     | 101     | 371     | 470               | 76                |
| 78                | 358           | 542     | 952     | 381     | 837     | 699     | 325     | 085     | 630     | 805     | 035     | 314     | 436               | 78                |
| 0,380             | 0,13338       | 0,21504 | 0,23906 | 0,25326 | 0,25778 | 0,25632 | 0,23250 | 0,19008 | 0,15556 | 0,13734 | 0,10969 | 0,08256 | 0,03402           | 0,380             |
| 0,9               | 0,8           | 3/4     | 0,7     | 2/3     | 0,6     | 0,5     | 0,4     | 1/3     | 0,3     | 1/4     | 0,2     | 0,1     | $\frac{M_b}{M_a}$ |                   |





superfície diagramática dos momentos, correspondente a um dos 2 estados de carregamento, ou deformações, referida ao sistema real de estrutura dada — a correspondente ao outro estado, de deformação, ou de carregamento, poderá ser retirada a qualquer sistema principal correlato do sistema real dado.

Assim, uma vez que verificamos serem idênticos os deslocamentos  $\gamma_a$  calculados por intermédio — (I) — dos 2 estados de carregamento e de deformação referidos ao próprio sistema real e depois — (II) e (III) — por intermédio de estados de carregamento diversos, afimantes à sistemas principais — vamos agora, continuando, verificar que mantendo agora o estado de carregamento no sistema real (Fig. 19b) podemos retirar o estado de deformação, a qualquer outro sistema principal correlato do sistema da Fig. 19a. Consideremos pois o 2.º sistema principal  $\gamma_a$  referidos, e cujas superfícies diagramáticas apresentam o aspecto visto nas Figs. 19e e 19f.

$$(I) \quad \tau_a = \frac{l'}{6} \left[ 1 + \left( 2M_a - \frac{1}{2}M_a \right) - \right]$$

$$\frac{1}{2} (-M_a + M_a') = \frac{1}{6} (1,5 M_a) = \frac{1}{4} M_a' = \underline{\underline{0,25 M_a'}}.$$

$$\text{(II)} \quad \tau_a = \frac{l'}{2} \cdot 1 \left( M_a - \frac{1}{2} M_a \right) = \frac{l'}{2} (0.5 M_a) = \underline{\underline{0.25 M_a l'}}.$$
$$(III) \quad \tau_a = \frac{\ell'}{6} \cdot 1 \left( 2M_a - \frac{1}{2}M_a \right) =$$

$$= \frac{\ell'}{6} \cdot 1 \left( 2M_a - \frac{1}{2} M_a \right) =$$

Com se verifica, os 3 resultados acima, (I), (II) e (III) são identicos.

Não é só porem o *estado de carregamento*, que pode variar no calculo das deformações quando se utilize o *Princípio da Redução*, (Pg. 199 do 2.º Vol. e 79 deste Volume); foi demonstrado que tambem poderíamos fazer variar o proprio *estado de deslocamento*, considerando-o em qualquer *sistema principal* que substitua o *sistema real* da estrutura dada.

Resumindo: uma vez que mantenhemos uma das *superfícies diagonais dos momentos*, correspondente a um dos 2 *estados de carregamento*, ou *deslocamento*, referida ao sistema real, da estrutura dada — a correspondente ao outro estado, de *deslocamento*, ou de *carregamento*, poderá ser referida a qualquer *sistema principal* conectado ao *sistema real* dado.

Assim, uma vez que verificamos serem identicos os deslocamentos  $7a$  calculados por intermedio (I) - dos 2 estados de carregamento e deslocamento referidos ao proprio *sistema real* e depois (II) e (III) - por intermedio de *estados de carregamento* diversos, atinentes a *sistemas principais* - vemos agora, cotinuando, verificar que mantendo-se o estado de carregamento no *sistema real* (Fig. 19b) podemos repetir o estado de deslocamento, a qualquer outro *sistema principal* correlato do sistema da Fig. 19a. Consideremos pois *o sistema principal* já referido, e cujas super-fices diagramaticas apresentam o aspecto visto nas Figs. 19c e 19f.

$$(IV) \tau_a = \frac{l'}{2} \cdot M_a \left( 1 - \frac{1}{2} \right) = 0,25 M_a l'.$$

5.º CASO — Cálculo do ângulo  $\tau_a$  utilizando o Princípio da Redução, porém com outro estado de deslocamento — Fig. 19f.

$$(V) \quad \tau_a = \frac{l'}{6} M_a \left( 2 \cdot 1 - \frac{1}{2} \right) = \underline{\underline{0,25 M_a l'}}.$$

Considerando a grande utilidade do *Princípio da Redução* e o facto do mesmo não ser convenientemente estudado nos *Tratados de Hysterica*, ainda os mais modernos, resolvemos proceder a mais 2 aplicações capazes de fazer bem aprendida pelo estudante a sua grande fecundidade. Na sequência deste Curso dever-se-á fazer inúmeras aplicações deste utilíssimo *Princípio*.

1.º CASO — Ha a notar a superfície diagramática do estado de deslocamento, (Fig. 19g) a qual pode ser considerada como a diferença de duas, a saber, uma limitada pela parábola de vertice pl 2/8

$$\tau_a = \frac{l' p^l}{3 \cdot 8} \left(1 - \frac{1}{2}\right) - \frac{l' p^l}{6 \cdot 8} \left(1 - 2 \cdot \frac{1}{2}\right) =$$

$$\tau_a = \frac{l'}{12} \cdot \rho l^2 \cdot \frac{l'}{2} \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{\rho l^2}{48} = \frac{\rho l^2}{48} \cdot l'.$$

3.º CASO — Figs. 19 d e 19 e. Formulas 8 e 2 da TABELLA 19 (esquerda):

$$\tau_a = \frac{l'}{24} p l^2 l \frac{l'}{6} \cdot 1 \cdot \frac{p l^2}{8} = \frac{p l^2}{48} \cdot l'.$$

$$\tau_a = \frac{l'}{24} p l^2 \cdot 1 - \frac{l'}{6} \cdot 1 \cdot \frac{p l^2}{8} = \frac{p l^2}{48} \cdot l'.$$

4.º CASO — Figs. 19 b e 19 h. Fórmula 9 da TABELA 21 (diretta):

$$\tau_a = \frac{l'}{12} \cdot \frac{p l^2}{2} \left( 3 \cdot \frac{1}{2} - 1 \right) = \frac{p l^2}{48} \cdot l'.$$

$$\tau_a = \frac{1}{3} \cdot \frac{\rho_i}{8} \left( 1 - \frac{1}{2} \right) = \frac{\rho_i}{48} \cdot l'.$$

O exemplo acima da margem para algumas reflexões, muito úteis e necessárias que deverão ser feitas pelo estudante.

C) Para a circunstância de um  $d_i$  pertencente a uma curva, e não a uma reta, poder-se-á, ainda utilizar as TABELAS 19, 20 e 21, observando nestas que a integral permanença a mesmo, quando se passa para fora do sinal / a relação do elemento  $d_i$  à sua projeção, vale dizer, quando se passe a realidade, mas sobre a sua projeção num eixo horizontal.

$$ds = \frac{dx}{\cos \varphi},$$

$$\int_M \overline{J_c} d\sigma = \int_M \overline{J_c} \frac{1}{J \cos \varphi} dx$$

constante, o que equivale a manter a projecção vertical dos momentos d'inércia de todas as secções da peça sempre a mesma, tal relação sendo constante, no sentido analítico, poderemos colocar a fórmula do sinal  $I$  e então verificar-se-á que a integral permanece a mesma que para o caso de peças rectilíneas e momentos d'inércia constantes. Ou seja:

$$\int_M \overline{M} \frac{J_c}{\int_{\cos \varphi}} dx = \frac{J_c}{\int_{\cos \varphi}} \int_M \overline{M} dx$$

Assim, servindo as retículas **LABELLAS** para peças retas, quando os momentos d'inércia das secções transversaes forem constantes ao longo de toda a peça. E servindo para peças curvas que sequestram — circulares, parabólicas, etc — quando se der as secções transversaes, momentos d'inércia taes, que ellas satisficam ao longo de toda a peça a relação.

ticamente para referencia.  
Ja=ao momento d'inercia da secção A  
(qualquer) da peça

$\phi_a$  = ao angulo que o eixo da peça no ponto A faz com a horizontal, esta sendo comumente o eixo dos x, sobre o

qual se projecta o eixo da peça e se realiza a integrado.

(A direcção deste *eixo de referência* pode ser outra qualquer, mas os ângulos  $\varphi$  devem ser sempre medidos entre o eixo da haste curva e paralelas ao eixo de referência.)

Alem disso, *de* passarão a ser nas hastes curvas o *trecho* medido sobre o *eixo de referência*.



## SECÇÃO: COMUNICAÇÕES DIVERSAS

## Sindicato Central de Engenheiros

### Dos Estatutos aprovados pelo Governo

## CAPÍTULO I — DO SINDICATO E DEUS FINIS

Art. 1.º — O Sindicato Central de Engenheiros, sociedade civil fundada em 22 de Setembro de 1931, com sede na cidade do Rio de Janeiro e regida pelos Estatutos constantes deste código, constitua-se de acordo com as disposições expressas no Decreto do Governo Provisório de 13 de Março de 1931, como entidade de classe, visando:

a) a defesa dos interesses da classe de um modo geral;

b) o amparo moral e material aos engenheiros sindicados, em qualquer emergência;

c) concorrer de maneira electiva para o desenvolvimento economico do País; e,

d) pleitear que a administração publica federal, estadual e municipal se realice com a cooperação sistemática de técnicos nacionais.

Art. 2.º — Na defesa dos interesses da classe, o Sindicato trabalhará para:

a) eliminar a concorrência indevida de leigos, isto é, os que não satisficam as condições do artigo seguinte, pleiteando junto ao Governo a decretação de leis que regulamentem o exercicio da profissão de engenharia no País;

b) desdobrar os atuais cursos de engenharia civil em cursos especializados, para possibilitar o encaminhamento racional dos vocacionados a determinado curso, a sua realisação sem a obrigatoriedade de estudos não desejados, e para o desenvolvimento mais rapido do nosso corpo de técnicos;

c) aperfeiçoar o nosso aparelhamento de ensino tecnico, melhorando os metodos de ensino e criando melhores laboratorios para treinamento;

d) crear-se o "Departamento de Engenharia Experimental", com os necesarios Institutos de pesquisas;

e) impedir a organização de projectos gratuitos, na maioria dos casos sem responsabilidade tecnica definida — taes os constantes grandes prejuizos da decorrentes para a economia nacional, segundo o discutido e comprovado no 5.º Congresso Internacional de Engenheiros Consultores.

Art. 3.º — Afim de realisar o amparo moral e material dos engenheiros sindicados, visará o Sindicato:

a) crear uma Caixa de Previdência para o amparo dos engenheiros em retirada da profissão;

b) instituir os serviços de assistência judiciaria e medica;

c) instituir os serviços de empregos para collocação dos sindicados que se encontram sem trabalho; e,

d) crear um serviço de assistência para amparo dos sem trabalho.

Art. 4.º — Afim de concorrer de maneira efectiva para o desenvolvimento economico do País, procurará o Sindicato:

a) colaborar para a adoção de metodos psicologicos para orientação e selecção profissional, na distribuição do homem pelas atividades da vida;

b) orientar a racionalisação da produção, circulação, distribuição e consumo das utilidades dentro do territorio nacional;

c) assegurar a direcção tecnica pelos engenheiros, das industrias nacionais, — unico meio que reconhece o Sindicato para diminuir, por um lado, os danos decorrentes para o consumidor e, por outro lado, os danos e riscos das pessoas dos operarios;

d) propagar pela nacionalisação dos serviços publicos ora em mãos de organizações estrangeiras;

e) propagar pela prohibição expressa da circulação de qualquer moeda estrangeira dentro do País, impedindo-se que os pagamentos de serviços sejam calculados em outras bases que não a moeda nacional;

f) propagar pela nacionalisação da exploração das riquezas nacionais do sub-solo;

g) organizar planos gerais para o desenvolvimento economico nacional, atacando as questões referentes ao aproveitamento das fontes de energia hidro-electrica, das jazidas carboniferas e petroliferas; dos recursos para electrificação do desenvolvimento da industria metalurgica no País; e questões de interesse nacional.

Art. 5.º — Afim de concorrer para que a administração publica federal estadual, e municipal se realice com a cooperação sistemática de técnicos nacionais o Sindicato propagará para que:

a) sejam creados Conselhos Técnicos para orientação dos administradores nas realisações de ordem administrativa e economica que tenham a efetivar;

b) sejam reconhecidas pelos Governos as vantagens da coparticipação dos engenheiros nas administrações publicas;

c) sejam adotados os processos racionais para reorganisação da administração publica no País, sistematizando-se sob bases uniformes os processos de selecção de funcionarios, a distribuição dos serviços, as regras para movimentação de papéis e tudo, o mais que a tecnica aconselha.

## CAPÍTULO II — DOS SOCIOS

Art. 7.º — Poderão associar-se ao Sindicato os engenheiros civis, arquitetos, electricistas, industrias, geographos, militares reformados, maquinistas, navios, de estradas, mecanicos, quimicos, de minas, agromomos e outros titulos por escolas nacionais e officias equiparadas ou estrangeiras, com revellação de diploma no Brasil, ou brasileiros natos formados em escolas estrangeiras com diploma, reconhecido oficialmente no país de origem e a criterio do Conselho Director do Sindicato.

§ unico — Afim de facilitar o desenvolvimento do espirito associativo e despertar o interesse de colaboração ás realisações a que se propõe o Sindicato, fica creada a classe de aspirantes a socios em que serão inscriptos e recebidos os academicos de Engenharia que satisficam as demais exigencias dessas Estatutos.

Art. 10.º — Os socios são obrigados ao pagamento adiantado da mensalidade de cinco mil reis, para custeio das despesas do Sindicato. (1)

§ 1.º — Os socios aspirantes são obrigados ao pagamento adiantado da mensalidade de tres mil reis.

§ 2.º — Os regulamentos que se venham a estabelecer, para Caixa de Previdência, assistência aos sem trabalho, fornecimento de carteiras aos socios, etc., criação os onus mensais que não afetarem aquella mensalidade.

Art. 14.º — Os socios que se afastarem da Capital Federal por mais de um mez, deverão notificar a Secretaria para os devidos fins, podendo permanecer licenciados durante o tempo da ausencia.

(1) Não ha pagamento de joias de qualquer natureza.  
Sede: Rua 7 de Setembro n. 73, 2.º and.  
Expediente da Secretaria: — Diariamente das 4 as 6.  
Phone da Secret.: 4-0087 — Phone do Presd.: 3-5163  
RIO DE JANEIRO