

AS NORMAS BRASILEIRAS DE PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO: HISTÓRIA E EVOLUÇÃO

CARNEIRO, Fernando Luiz L. B

CRONOLOGIA

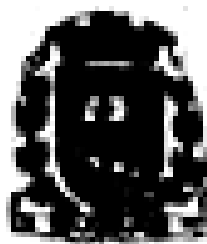
EVOLUÇÃO DAS NORMAS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO UTILIZADAS NO BRASIL

- 1905 - SATURNINO DE BRITO: "CADERNETAS DE INSTRUÇÕES E ESPECIFICAÇÕES PARA A CONSTRUÇÃO DE ESGOTOS", OBRAS DE SANEAMENTO DE SANTOS
- 1925 - 1931 - UTILIZAÇÃO PARCIAL DA NORMA ALEMÃ DIN 1045, COM INOVAÇÕES DEVIDAS PRINCIPALMENTE A EMILIO BAUMGART. BAUMGART FOI AUTOR DOS PROJETOS DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DO EDIFÍCIO DA "A NOITE" (E DA PONTE DO HERVAL, SOBRE O RIO DO PEIXE (1930), QUE FORAM RECORDS INTERNACIONAIS
- 1929 - CÓDIGO DE OBRAS ARTHUR SABOYA, ADOTADO EM 1934 PELO ESTADO DE SÃO PAULO
- 1931 - NORMA DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO (A.B.C.), ORIENTADA POR JOSÉ FURTADO SIMAS, E ADOTADA PELA PREFEITURA DO DISTRITO FEDERAL (MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO). REVISTA EM 1935 E 1937. TAMBÉM ADOTADA PELO ESTADO DO PARANÁ E PELA PREFEITURA DE BELO HORIZONTE
- 1937 - NORMA PARA EXECUÇÃO E CÁLCULO DE CONCRETO ARMADO, DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (A.B.C.P.), ORIENTADA POR TELEMACO VAN LANGENDONCK
- 1938 - REALIZAÇÃO POR INICIATIVA DE PAULO SÁ DA 1ª REUNIÃO DOS LABORATORIOS NACIONAIS DE ENSAIOS DE MATERIAIS, NA QUAL FORAM APROVADAS AS PRIMEIRAS NORMAS BRASILEIRAS (EB-1, ESPECIFICAÇÃO PARA CIMENTO PORTLAND, E MB-1 E MB-2, MÉTODOS DE ENSAIO DE CIMENTO E DE CONCRETO)
- 1939 - NOMEAÇÃO DE UMA COMISSÃO PARA ELABORAR UM PROJETO DE NORMA ÚNICA, NA 2ª REUNIÃO DOS LABORATORIOS NACIONAIS DE ENSAIOS DE MATERIAIS, PRESIDIDA POR HUMBERTO FONSECA E COM PARTICIPAÇÃO DE JOSÉ FURTADO SIMAS E TELEMACO VAN LANGENDONCK.
- 1940 - FUNDAÇÃO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, POR INICIATIVA DE PAULO SÁ, NA 3ª REUNIÃO DE LABORATÓRIOS NACIONAIS DE ENSAIOS DE MATERIAIS.

- 1940 - NORMA BRASILEIRA NB-1/1940, PARA CÁLCULO E EXECUÇÃO DE CONCRETO ARMADO, RESULTANTE PRINCIPALMENTE DA FUSÃO DAS NORMAS PROPOSTAS PELA A.B.C. (1931/35/37) E PELA A.B.C.P. (1937). ESSA NORMA, EM INICIATIVA PIONEIRA, JÁ PRESCREVA O 'MÉTODO DE CÁLCULO NA RUPTURA - ESTADIO III' PARA O CÁLCULO DE PEÇAS SOLICITADAS POR COMPRESSÃO AXIAL, E PERMITIA, COMO ALTERNATIVA, A UTILIZAÇÃO DESSE MÉTODO PARA A FLEXÃO, INOVAÇÕES ESTAS SUGERIDAS POR TELEMACO VAN LANGENDONCK. EMENDADA EM 1943, NA 5ª REUNIÃO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
- 1941 - APROVAÇÃO DA NORMA BRASILEIRA NB-2 PELA 4ª REUNIÃO DA A.B.N.T.
- 1950 - NORMA BRASILEIRA NB- 1/1950, TEXTO REVISTO DA NB-1/1940.
- 1951 - PROJETO DE NORMA BRASILEIRA PEB-130 - 'ESPECIFICAÇÃO PARA BARRAS DE AÇO TORCIDAS A FRIO PARA CONCRETO ARMADO'. ESTE PROJETO DEU INÍCIO ÀS DISCUSSÕES SOBRE AS MODIFICAÇÕES DA NB-1, QUE VIRIAM A SER ADOTADAS EM 1960. POSTERIORMENTE FORAM INCLUÍDAS AS BARRAS DE AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA NÃO-ENCRUADAS, CATEGORIA A.
- 1956 - PRIMEIROS CONTACTOS DA A.B.N.T. COM O COMITÊ EUROPEU DO CONCRETO (C.E.B.), REALIZADOS POR FERNANDO L. CARNEIRO, POR INCUMBÊNCIA DE PAULO DE SÁ, COM YVES SAILLARD, SECRETÁRIO DAQUELA ORGANIZAÇÃO (REUNIÃO DA I.S.O., EM VIENA).
- 1960 - NORMA BRASILEIRA NB-1/1960, CUJOS FUNDAMENTOS SÃO EXPOSTOS, NAS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 1, 2 E 3, POR FERNANDO L. CARNEIRO, RELATOR DA COMISSÃO INCUMBIDA PELA A.B.N.T. DA REVISÃO DA NB-1. A NB-1/1960, AO PRESCREVER COMO MÉTODO PRIORITÁRIO, PARA TODOS OS TIPOS DE SOLICITAÇÃO, O "CÁLCULO NA RUPTURA - ESTÁDIO III", ANTECIPOU-SE ÀS "RECOMENDAÇÕES PRÁTICAS/1963" DO C.E.B. NA DEFINIÇÃO DE UMA "RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA", BASEADA EM PRINCÍPIOS ESTATÍSTICOS. ESSA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA" É DENOMINADA NA NORMA "TENSÃO MÍNIMA NA RUPTURA À COMPRESSÃO" PARA UM "FRACTIL" DE 1%, EM DISTRIBUIÇÃO GAUSSIANA. MAIS TARDE O C.E.B. ALTEROU ESSE FRACTIL, QUE PASSOU A 5%, E ADOTOU A DENOMINAÇÃO "RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA". NA ZONA COMPRIMIDA DAS PEÇAS FLETIDAS É ADOTADO UM DIAGRAMA DE TENSÕES RETANGULAR, O ENCURTAMENTO DE RUPTURA DO CONCRETO É FIXADO EM 0,15%, VALOR CONVENCIONAL.

- 1960 - INÍCIO DA COLABORAÇÃO EFETIVA DA A.B.N.T. COM O C.E.B., SENDO DELEGADOS DO BRASIL TELEMACO VAN LANGENDONCK E FERNANDO L. CARNEIRO, (SUPLENTE: A.C. VASCONCELOS E J.L. CARDOSO, ESTE ATUALMENTE SUBSTITUÍDO POR LIDIA SHEHATA.
- 1963 - PROJETO DE NORMA BRASILEIRA PNB-116/1963, PARA CONCRETO PROTENDIDO, INSPIRADA NA NORMA ALEMÃ DIN 4227/1951.
- 1963 - PUBLICAÇÃO DO PRIMEIRO TEXTO DA NORMA DO C.E.B. PARA CÁLCULO E EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO, INTITULADA "RECOMENDATIONS PRATIQUES".
- 1964 - SÃO SUGERIDAS MODIFICAÇÕES ÀS NORMAS NB-1 E PNB-116 NO QUE SE RELACIONA COM A RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE, COMO ESTÁ EXPOSTO NA REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA (4).
- 1967 - ANEXO DA ESPECIFICAÇÃO PEB-130, QUE MODIFICA A NB-1/60 LIMITANDO O DIAGRAMA RETANGULAR A 3/4 DA ALTURA DA ZONA DE COMPRESSÃO, E SUBSTITUINDO O VALOR CONVENCIONAL DO ENCURTAMENTO DE RUPTURA DO CONCRETO, 0,15%, PELO VALOR 0,35%, RECOMENDADO PELO CEB.
- 1970 - PUBLICAÇÃO DO SEGUNDO TEXTO DA NORMA C.E.B./F.I.P. (COMITÊ EUROPEU DO CONCRETO E FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DA PROTENSÃO). NOS ANOS SEGUINTE, ENQUANTO SE ESPERAVA UMA NOVA REVISÃO DE NB-1, A NORMA C.E.B./F.I.P./ DE 1970 PASSOU A SER ADOTADA EXTRA OFICIALMENTE POR MUITOS PROJETISTAS BRASILEIROS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO.
- 1978 - NORMA BRASILEIRA NB-1/1978, QUE PASSOU A SER DESIGNADA COMO NBR 6118/78. ESTA NORMA, ATUALMENTE EM VIGOR, FOI ELABORADA EM SÃO PAULO POR UMA COMISSÃO DA A.B.N.T., PRESIDIDA INICIALMENTE POR NILO AMARAL, E, DEPOIS DE SEU FALECIMENTO, POR PERICLES BRASILIENSE FUSCO. É BASEADA NA NORMA C.E.B./F.I.P., DE 1970.
- 1978 - PUBLICAÇÃO DA TERCEIRA VERSÃO DA NORMA C.E.B./F.I.P., AGORA INTITULADA "CÓDIGO MODELO", E DIVIDIDA EM 2 VOLUMES: O 1º APLICÁVEL A ESTRUTURAS EM GERAL, E O 2º ÀS ESTRUTURAS DE CONCRETO (ARMADO E PROTENDIDO). ESTA VERSÃO APERFEIÇA E GENERALIZA O MÉTODO "SEMI-PROBABILÍSTICO" BASEADO EM COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA, APLICADOS ÀS SOLICITAÇÕES E ÀS RESISTÊNCIAS E APROFUNDA TEMAS COMO A RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE E À ANÁLISE DE ESTRUTURAS NA FASE PLÁSTICA.
- 1992 - CÓDIGO MODELO CEB-FIP-90 EUROCODE 2
- 1992 - DA NECESSIDADE DE REVISÃO DA NB-1 (NBR-6118/78) EM FUNÇÃO, PRINCIPALMENTE, DOS NOVOS CONCEITOS DO CÓDIGO-MODELO DO CEB DE 1978 E 1990, SURTIU A ATUAL ATIVIDADE DO COBRACON, POR DECISÃO DA ABNT. ESSA NORMA DEVERÁ ABRANGER O CONCRETO ARMADO E O CONCRETO PROTENDIDO.

1929 - SÃO PAULO



Prefeitura do Municipio

Lei N. 3.427, de 19 de Novembro de 1929.

CODIGO DE OBRAS ARTHUR SABOIA

1931 - RIO DE JANEIRO



Prefeitura do Districto Federal

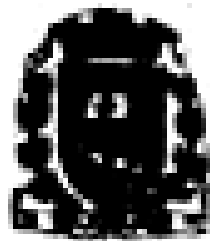
EXPEDIENTE DO DIA 9 DE DEZEMBRO DE 1931

**REGULAMENTO PARA CONSTRUÇÕES
EM CONCRETO ARMADO**

PÁGINA EM BRANCO

1929 - SÃO PAULO

BIBLIOTECA NACIONAL DIGITAL



Prefeitura do Município

Lei N. 3.427, de 19 de Novembro de 1929.

CODIGO DE OBRAS ARTHUR SABOIA

José Pires do Rio - Prefeito do Município de São Paulo

O código contém 595 artigos. A maioria aborda Urbanismo.

Apenas 25 desses artigos são referentes ao Concreto Armado.

1929 - CÓDIGO DE OBRAS ARTHUR SABOIA - SÃO PAULO

RESUMO :

- 1 - CORPOS DE PROVA CÚBICOS 20X20X20 CM , OBTER A RESISTÊNCIA MÉDIA R_{c28} médio cúbico
- 2 - CÁLCULO DE TENSÕES ATUANTES NO ESTÁDIO 2, REGIME ELÁSTICO.
- 4 - TENSÃO ADMISSÍVEL DE COMPRESSÃO EM SERVIÇO, EM PILARES E VIGAS = R_{c28} médio cúbico / 4
- 5 - NO CÁLCULO DOS ESTRIBOS CONSIDERAR $V_C = 1/3$ DA FORÇA CORTANTE SENDO RESISTIDO PELO CONCRETO.
(BEM ANTES DOS ENSAIOS DE FRITZ LEONHARDT, 1960 / 1961, QUE INTRODUZIU O V_C .)
- 6 - ESPAÇAMENTO ENTRE ESTRIBOS DE PILARES < 15 DIÂMETROS DAS BARRAS DA ARMADURA LONGITUDINAL PARA EVITAR FLAMBAGEM DESSAS BARRAS
- 7 - COBRIMENTO MÍNIMO = 2,5 CM
- 8 - TRAÇO : MAIS QUE 220 KG DE CIMENTO PORTLAND PARA 1 METRO CÚBICO DOS AGREGADOS (PEDRA + AREIA)
- 9 - A BETONEIRA DEVE DAR, NO MÍNIMO, 20 REVOLUÇÕES, E ATÉ QUE O CONCRETO FIQUE COM BOA CONSISTÊNCIA.
- 10 - CURA ÚMIDA = 7 DIAS

+ + +

CAPITULO IV

DO CONCRETO ARMADO

Art. 314.º — Serão os seguintes os trabalhos máximos no concreto armado:

a) — para o concreto será verificada a carga de esmagamento após vinte e oito (28) dias de pega, em cubos não armados de vinte centímetros de lado; o limite admissível será uma fracção desta carga de ruptura e igual a:

Vinte e cinco por cento (25 o/o), para o caso do emprego de armaduras simples;

quarenta por cento (40 o/o), para o caso do emprego de armaduras cintadas;

b) — para o cisalhamento, escorregamento longitudinal do concreto e sua adherencia ás armaduras, o trabalho admissível será, no máximo, igual a dez por cento (10 o/o) do limite indicado na alinea anterior;

c) — para as armaduras, o trabalho máximo será, por centimetro quadrado: de mil á mil e duzentos (1.000 a 1.200) kilos, para o aço; de seiscentos a oitocentos (600 a 800) kilos, para o ferro.

Art. 315.º — São acceltas as seguintes hypotheses, no sentido da resistencia e estabilidade do concreto armado:

Art. 315.º — São acceltas as seguintes hypotheses, no sentido da resistencia e estabilidade do concreto armado:

a) — a secção plana antes da flexão, mantêm-se plana depois da flexão;

b) — o modulo de elasticidade do concreto á compressão, mantem-se constante dentro dos limites de trabalho fixados nesta lei. Portanto, a curva de distribuição das forças compressivas em uma viga é uma funcção linear;

c) — é perfeita a adhesão do concreto á armadura. Sob o effeito de forças compressivas, dos dois materiaes trabalham, portanto, na proporção de seus modulos de elasticidade;

d) — nos calculos é abandonada a resistencia do concreto á tracção;

e) — a armadura deve resistir aos esforços de tracção;

f) — a relação entre o modulo de elasticidade do metal e o do concreto, varia entre oito e quinze (8 e 15);

g) — é abandonada a resistencia inicial da armadura devida á contracção ou expansão do concreto.

Art. 316 — O comprimento do vão para o calculo das vigas e lagos, será o vão livre augmentado, em cada tópo, da espessura total da viga ou lago. No caso de vigas continuas, o vão será medido de centro a centro do suporte.

Art. 317 — As vigas e lajes continuas, sobre varios supports, serão consideradas como apoiadas ou engastadas nos pontos, conforme os casos, e o calculo dos momentos positivos e negativos devidos a cargas uniformemente distribuidas, será feito do seguinte modo:

a) — no caso de lajes, para o momento flector no centro e no support, será applicada a

formula $\frac{p l^2}{12}$, em que p repre-

senta a carga (peso proprio mais sobrecarga) por unidade linear, e l o vão da mesma unidade;

b) — no caso de vigas, no momento flector no meio dos vãos centrais e nos supports intermediarios será calculado pela

formula $\frac{p l^2}{12}$, e no meio dos

vãos do tópo, pela formula $\frac{p l^2}{10}$

c) — no caso de vigas e lajes continuas sobre dois vãos sómente, e apenas apoiadas nei tópos, o momento flector, no support central, e proximo do meio dos vãos será calculada pe-

la formula $\frac{p l^2}{10}$;

d) — nos tópos das vigas con-

tinuas, o momento negativo será calculado pela formula $\frac{p l^2}{15}$;

Paragrapho unico — Os momentos flectores em vãos de des-egual complementos e em vãos fóra das bitolas communs, a jul-zo da Directoria de Obras, assim como os provenientes de cargas concentradas serão calculadas para as secções criticas, de ac-cordo com a theoria.

Art. 318 — No caso de la- ges apoiadas pelos quatro la- dos e de comprimento menor que uma vez e meia a largura, a carga uniformemente distribuida sobre a armadura transversal se- rá uma fracção da carga total, determinada pela formula

$r = \frac{c^4}{c^4 + b^4}$, onde c representa

o comprimento da laje e b a largura. A parte restante será distribuida sobre a armadura longitudinal.

Paragrapho unico — Si o com- primento da laje exceder uma vez e meia a sua largura, a car- ga, em sua totalidade, será dis- tribuida pela armadura transver- sal.

Art. 319 — A espessura mi- nima das lajes de concreto ar- mado, será de oito centimetros quando em pisos, e de seis centi-

Art. 319 — A espessura mínima das lajes de concreto armado, será de oito centímetros quando em pisos, e de seis centímetros em coberturas.

Parapho unico — O revestimento final das lajes de concreto, não será considerado nos calculos de resistencia.

Art. 320 — Nas vigas, dois terços da força cortante exterior, serão equilibrados com auxilio de "reforço da alma", constituido por estribos ou por barras inclinadas, reforço esse collocado de alto a baixo da viga e convenientemente ligado á armadura horizontal. O terço restante da força constante será equilibrado pelo concreto, de accordo com a letra b do artigo 314.

Art. 321 — Quando houver perfeita amarração entre as lajes e as vigas e forem construidas simultaneamente, a laje pode ser considerada como secção da viga. O banzo superior desta viga "T", medido da intersecção da alma com a laje, não terá, para cada lado, mais do que um sexto do vão livre nem mais que seis vezes a espessura da laje.

Parapho unico — Nestas vigas, sómente a espessura da alma será considerada no calculo das forças cortantes. No caso da armadura da laje ser parallela á viga, haverá amarração transversal, convenientemente encaixada na laje.

Art. 322 — A altura dos postes e columnas não excederá de-

Art. 322 — A altura dos postes e columnas não excederá dezoito (18) vezes o menor lado ou diametro, que, em caso algum será menor que vinte e cinco (25) centímetros. A altura aqui definida include misulas, capitels ou qualquer outro accessorio á columna.

Parapho unico — Para o caso de cargas excentricas, deverá o interessado apresentar os respectivos calculos de resistencia e estabilidade.

Art. 323 — Os postes ou columnas não cintados, deverão apresentar:

a) — armaduras verticaes em proporção do concreto comprehendidas entre meio a tres por cento (1/2 a 3 0/0) convenientemente garantidas contra o deslocamento lateral por travessas metallicas;

b) — o numero de hastes verticaes não será inferior a quatro, e haste alguma poderá ter area inferior a cento e cincoenta millimetros quadrados;

c) — as travessas não podem distar uma das outras mais do que quinze (15) vezes o diametro das hastes verticaes e nunca mais que vinte e cinco (25) centímetros;

d) — essas travessas não terão lado menor ou diametro inferior a cinco (5) millimetros.

Art. 324 — Os postes ou columnas de concreto cintado, deverão apresentar cintas ou espiras, nas seguintes condições:

a) — volume de metal igual a um por cento (1 0/0) do volume do concreto contido dentro das cintas, para cada unidade de comprimento do poste ou columna;

Art. 324 — Os postes ou columnas de concreto cinto, deverão apresentar cintas ou espiras, nas seguintes condições:

a) — volume de metal igual a um por cento (1 0/0) do volume do concreto contido dentro das cintas, para cada unidade de comprimento do poste ou columna;

b) — além do limite estabelecido na alínea anterior, o metal em cintas estará compreendido entre um e quatro por cento (1 e 4 0/0) da armadura em hastes verticais;

d) — As cintas estarão afastadas umas das outras, no máximo, da sexta parte do diametro do concreto por ellas envolvido; este máximo nunca poderá exceder setenta e cinco (75) millímetros;

d) — estas cintas estarão uniformemente espassadas e rigidamente ligadas, pelo menos, a quatro barras verticais em cada volta;

e) — as barras verticais serão,

e) — as barras verticais serão, no mínimo, em numero de oito, e terão afastamento medido na circumferencia, nunca superior a vinte centímetros;

f) — em caso algum, o concreto exterior ás cintas será considerado nos calculos de resistencia.

Art. 325 — Quando as vigas forem monolithicas com as columnas, estas serão projectadas para resistir a momento flector igual á differença dos momentos em sentidos contrarios, além da carga directa.

Art. 326.o — A armadura não será considerada como reforço do concreto quando estiver exposta, em virtude de qualquer defeito de execução. A camada do concreto de protecção terá a espessura minima de vinte e cinco (25) millímetros.

Art. 327.o — Nas lages ou vigas continuas, serão junto aos tôpos tomadas as necessarias

precauções; a armadura negativa irá além dos pontos de inflexão e será perfeitamente ancorada no concreto.

Art. 328.º — A superfície das armaduras metálicas será isenta de ferrugem, graxa, pintura ou qualquer revestimento que diminua ou elimine a adherencia do metal ao concreto. As armaduras não podem offerecer bolhas ou qualquer outro defeito de fabrico.

Art. 329.º — Serão tomadas as precauções necessarias para que, durante o apisoamento do concreto, a armadura se mantenha na posição projectada.

Paragrapho 1.º — Nas lajes, ou espaçamento das barras não será maior que duas e meias vezes a espessura da laje.

Paragrapho 2.º — Nas lajes armadas em um unico sentido, haverá barras transversaes, de diametro minimo de cinco millimetros, afastadas no maximo cincoenta centimetros e fixadas pela parte superior da armadura.

Paragrapho 3.º — Nas vigas as barras parallelas estarão afastadas no minimo e do centro a centro, do comprimento de tres diametros, não podendo, comtudo, este afastamento ser menor que vinte e cinco millimetros. O espaçamento livre entre dois leitos de barras não será, tambem, menor que vinte e cinco millimetros. A distancia do paramento da viga ao centro da barra mais proxima não será menor que dois diametros, nem inferior a vinte e cinco millimetros.

Art. 330.º — Para o concreto

Art. 330.º — Para o concreto armado, exige-se a dosagem minima de duzentos e vinte kilos de cimento Portland, para um metro cubico dos outros dois agglomerantes, devendo estes satisfazer ás condições do Paragrapho unico do art. 261. Este concreto deverá offerecer o limite de trabalho indicado no art. 314.

Paragrapho 1.º — As experiencias de resistencia serão feitas em corpos de prova previamente preparados, de accôrdo com as especificações dos laboratorios de resistencia. A Directoria de Obras pode, porém, exigir que durante a edificação sejam feitas experiencias com material retirado do amassador ou mesmo das formas.

Paragrapho 2.º — Na fabricação do concreto, a quantidade de agua será tal que reflua para a parte superior, durante o apisoamento, mas não em quantidade que possa separar o pedregulho da argamassa.

Art. 331.º — A argamassa para concreto, constituida de uma parte de cimento Portland para tres partes de areias, medidos em volume, deve resistir, no fim de sete dias, á carga de ruptura de doze (12) kilos, por centimetros quadrado.

Paragrapho 1.º — Si esta resistencia for inferior, será augmentada a quantidade de cimento, na proporção necessaria.

Paragrapho 2.º — Na argamassa para concreto, a areia pode ser substituida por areião ou pó de pedra, comtanto que estes materiaes passem em annel de cinco millimetros e apenas seis

materiaes passem em annel de cinco millímetros e apenas seis por cento (6 o/o) em peneira de trinta (30) malhas por centimetro linear. Uns e outros serão completamente limpos de argilla ou qualquer impureza.

Art. 332.o — O pedregulho, ou pedra britada, será tal que passe em annel de trinta (30) millímetros de diametro e seja retido no de cinco (5) millímetros. Será perfeitamente lavado e peneirado, para fazer desaparecer qualquer vestigio de argilla ou pó.

Art. 333.o — Os diversos agglomerantes do concreto serão cuidadosamente medidos e perfeitamente misturado, de modo a offerecer massa homogenea, de cor uniforme e sufficientemente plastica, para se adaptar ás formas sem occasionar a separação do predregulho da argamassa.

Paragrapho 1.o — Quando misturados á mão, o trabalho será feito sobre estradado de madeira, ou equivalente, de modo a evitar aggregação de terra ou outro material extranho.

Paragrapho 2.o — No caso do emprego de misturador meca-nico, a massa só será considerada em boas condições após vinte revoluções, devendo, comtudo, a operação continuar até que a consistencia seja constante. O misturador deverá fazer vinte revoluções, no mínimo, em um minuto.

Art. 334.o — O concreto será

Art. 334.o — O concreto sera collocado nas formas e perfeitamente aploado antes do inicio da péga.

Paragrapho 1.o — No caso de suspensão do serviço, serão deixadas, antes da péga, amarrações convenientes, com superficie rugosa, para continuação do trabalho.

Paragrapho 2.o — Antes da collocação do concreto fresco sobre outro já endurecido, a superficie de contacto será limpa de qualquer material extranho e convenientemente molhada.

Art. 335.o — Serão tomadas as precauções necesasrias para que a massa se mantenha humida no mínimo, durante os primeiros sete dias.

Art. 336.o — Os diversos simples, formas, escorramentos, etc. serão construidos de modo a offerecer a necessaria resistencia á carga do concreto e ás sobrecargas eventuaes, durante o periodo da construcção.

Art. 337 — A retirada das fôrmas e do simples será executada sem choques, por meio de esforços puramente estaticos, e somente depois que o concreto tenha adquirido a resistencia para supportar sem inconvenientes os esforços a que deve ficar submettido.

Art. 338 — Para o emprego do concreto, será o projecto acompanhado das especificações respectivas, designando não só a qualidade e proporções dos materiaes, como os methodos de preparação

Art. 338 — Para o emprego do concreto, será o projecto acompanhado das especificações respectivas, designando não só a qualidade e proporções dos materiaes, como os methodos de preparação e emprego da argamassa, sendo lletto á Directoria de Obras fazer depender a expedição do alvará das modificações que entender.

Art. 339 — Nos calculos e execução de obras de concreto armado, poderão ser seguidas regras differentes das estabelecidas na presente lei, desde que ellas sejam justificadas pelo interessado e acceltas pela Directoria de Obras.

CAPITULO V

DAS CONSTRUÇÕES DE MADEIRA

PÁGINA EM BRANCO

1931 - RIO DE JANEIRO

BIBLIOTECA NACIONAL DIGITAL



Prefeitura do Districto Federal

EXPEDIENTE DAS REPARTIÇÕES

SECRETARIA DO GABINETE

EXPEDIENTE DO DIA 9 DE DEZEMBRO DE 1931

1931 - REGULAMENTO PARA CONSTRUÇÕES EM CONCRETO ARMADO - RIO DE JANEIRO

RESUMO E COMENTÁRIOS DE EDUARDO THOMAZ:

1 - CÁLCULO DE LAJES COM O MÉTODO DE MARCUS

2 - CÁLCULO DE TENSÕES ATUNTES NO ESTÁDIO 2, REGIME ELÁSTICO.

3 - CORPO DE PROVA CÚBICO 20X20X20 CM , OBTER A RESISTÊNCIA MÉDIA

4 - TENSÃO DE COMPRESSÃO ADMISSÍVEL NO CONCRETO, EM SERVIÇO,

EM PILARES = $R_c \text{ cúbico médio} / 4 < 60 \text{ kgf/cm}^2$

EM GERAL = $R_c \text{ cúbico médio} / 3 < 65 \text{ kgf/cm}^2$

5 - AÇO DOCE COMUM

TENSÃO DE RUPTURA : 3700 kgf.cm^2

LIMITE DE ELASTICIDADE : 2400 kgf/cm^2

6 - AÇO ESPECIAL

TENSÃO DE RUPTURA : 5000 kgf.cm^2

7 - TENSÃO ADMISSÍVEL DE TRAÇÃO DO AÇO, EM SERVIÇO :

AÇO DOCE: 1200 kgf/cm^2

AÇO ESPECIAL: 1500 kgf/cm^2

8 - NO CÁLCULO DOS ESTRIBOS NENHUMA RESPONSABILIDADE PODERÁ SER DADA AO CONCRETO PARA RESISTIR À TENSÃO TAU DE CISALHAMENTO

(OBS. DE EDUARDO THOMAZ : CONSIDERAR $V_c=0$, NADA SENDO RESISTIDO PELO CONCRETO.)

9 - ESPAÇAMENTO ENTRE ESTRIBOS DE PILARES < 12 DIÂMETROS DAS BARRAS DA ARMADURA LONGITUDINAL PARA EVITAR FLAMBAGEM DESSAS BARRAS

10 - COBRIMENTO MÍNIMO = 1,5 cm (ÁREAS INTERNAS) E 2,0cm (ÁREAS AO AR LIVRE)

" EM PONTES E EM GRANDES ESTRUTURAS SITUADAS EM CONDIÇÕES DESFAVORÁVEIS USAR COBRIMENTO > 2,0cm "

11 - TRAÇO DO CONCRETO:

DOSAGEM ARBITRÁRIA : MAIS QUE 300 KG DE CIMENTO PORTLAND PARA 1 METRO CÚBICO DE CONCRETO

DOSAGEM RACIONAL :

PONTES : MAIS QUE 300 KG DE CIMENTO PARA 1 METRO CÚBICO DE CONCRETO

EDIFÍCIOS :

PARTES EXPOSTAS AO AR LIVRE : MAIS QUE 270 KG DE CIMENTO PARA 1 METRO CÚBICO DE CONCRETO

OUTRAS PARTES : MAIS QUE 240 KG DE CIMENTO PARA 1 METRO CÚBICO DE CONCRETO

12 - ABATIMENTO MÉDIO :

CONCRETO ÚMIDO : 5CM

CONCRETO PLÁSTICO : 10CM

CONCRETO FLÚIDO : 15CM

13 - " PARA FACILITAR O ENVOLVIMENTO DOS FERROS DURANTE A CONCRETAGEM, ACONSELHA-SE ENVOLVÊ-LOS COM LEITE DE CIMENTO. ESSA OPERAÇÃO DEVERÁ SER FEITA IMEDIATAMENTE ANTES DA COLOCAÇÃO DO CONCRETO. DO CONTRÁRIO A CAPA DE CIMENTO SECO IMPEDIRÁ A ADERÊNCIA DO FERRO AO CONCRETO."

(OBS. DE EDUARDO THOMAZ : ARTIGO INVIÁVEL)

14 - " ANTES DA CONCRETAGEM DEVE SER FEITA UMA CUIDADOSA LIMPEZA DAS FORMAS, AS QUAIS SERÃO MOLHADAS. " (OBS. DE EDUARDO THOMAZ : ARTIGO INVIÁVEL)

15- ACEITAÇÃO DO AÇO NA OBRA : DOBRAR AS BARRAS EM TORNO DE UM PINO COM DIÂMETRO IGUAL AO DOBRO DO DIÂMETRO DA BARRA ENSAIADA

16 - DIÂMETROS MÍNIMOS

EM EDIFÍCIOS

PILARES - ARMADURA LONGITUDINAL = 1/2" = 12,5mm , ESTRIBOS = 5mm

VIGAS - ARMADURA LONGITUDINAL = 8mm , ESTRIBOS = 5mm

LAJES - ARMADURA PRINCIPAL = 6mm . ARMADURA TRANSVERSAL=5mm

17 - CURA ÚMIDA = " LOGO APÓS A CONCRETAGEM FAZER CURA CUIDADOSA"

18 - RETIRADA DAS FORMAS :

FACES LATERAIS DAS VIGAS E DOS PILARES : 3 DIAS

LAJES : 8 DIAS

VIGAS : 21 DIAS

+ + +

1931

PROJECTO DE REGULAMENTO PARA AS CONSTRUCÇÕES EM CONCRETO ARMADO

SECÇÃO I

APRESENTAÇÃO DOS PROJECTOS — 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 conjuncto e

b) desenhos estruturacs.

3 — Os desenhos de conjuncto mostrarão por meio de elevações, secções verticaes e plantas (escalas: 1:300, 1:100, 1:50), a obra como deverá ficar após a conclusão.

6 — Quando se tratar de edificio cujo volume de concreto armado e constarão de:

a) *Desenhos dos 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 diâmetro de cada ferro.

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

6 — Quando se tratar do edificio cujo volume de concreto armado seja superior a 50 m³, para effeitos de approvação do projecto pela Fiscalisação, basta apresentar, dos desenhos de armação a que se refere o § 2, 4, os referentes ás 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 constructor ou o responsavel pela obra fica obrigado a avisar, por escripto 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:

- a) Cargas admittidas. (Secção II);
- b) Taxas limites adoptadas. (Secção V);
- c) Determinação das forças internas solicitantes, para todos os elementos da estrutura. (Secção II);
- d) Determinação das forças internas resistentes, ou calculo de verificação das secções adoptadas, para todas as peças da estrutura. (Secção II).

2 — Os calculos serão acompanhados, no texto da memoria, de schemas dos systemas estaticos adoptados e de croquis das secções dos differentes elementos da estrutura.

3 — Além da numeração de referencia de que trata o § 2, 5, será rigorosamente observada a notação indicada no § 5.

§ 4 — Relatório justificativo

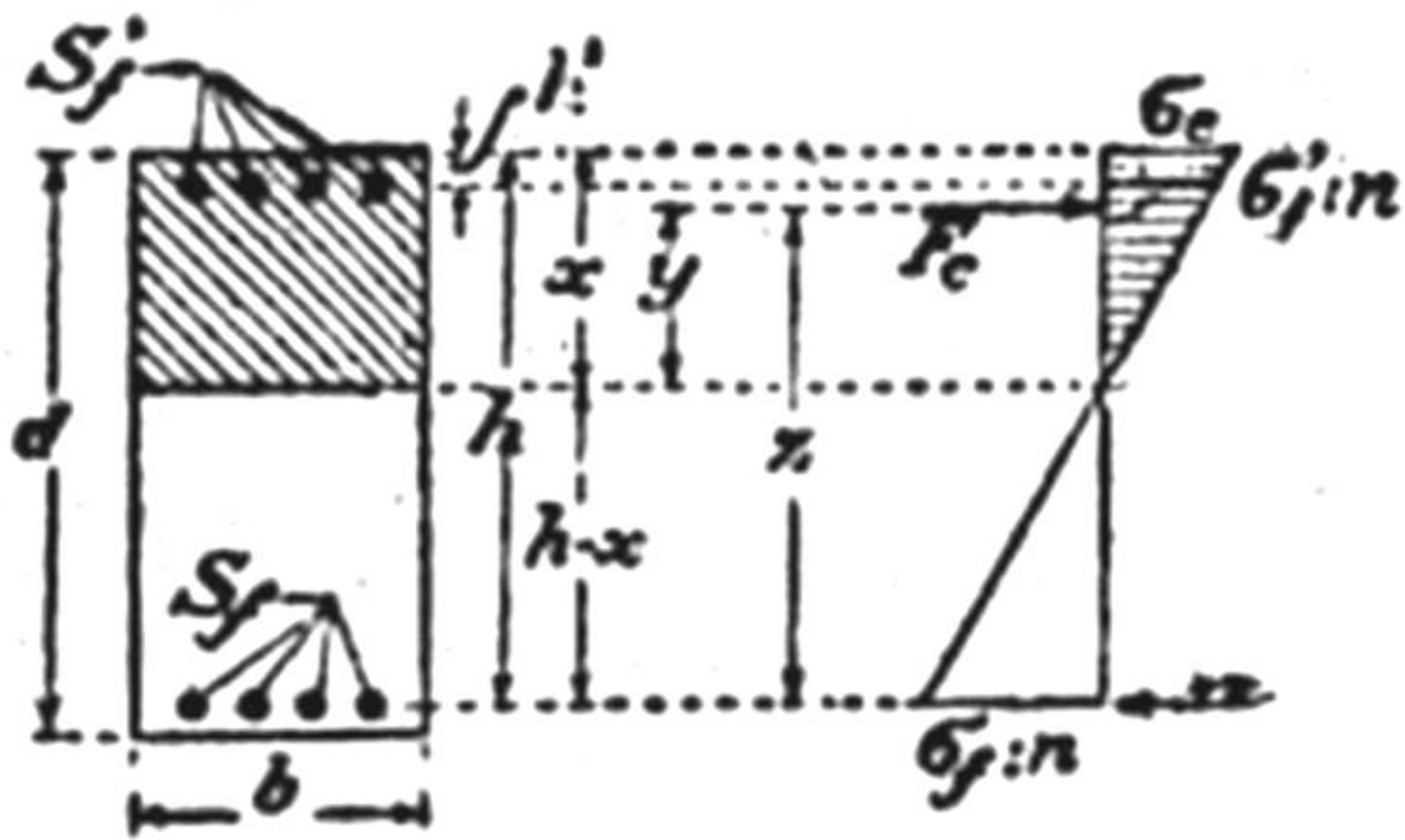
No Relatório justificativo o projectista tratará das principaes soluções adoptadas, como sejam: typo de fundação, dosagem do concreto (quando feita pelo methodo racional), typo de escoreamento e marcha da concretagem em arcos, etc., etc.

§ 5 — Notações

As notações que deverão ser usadas na Memoria de calculos são as seguintes:

1 — *Esforços internos*

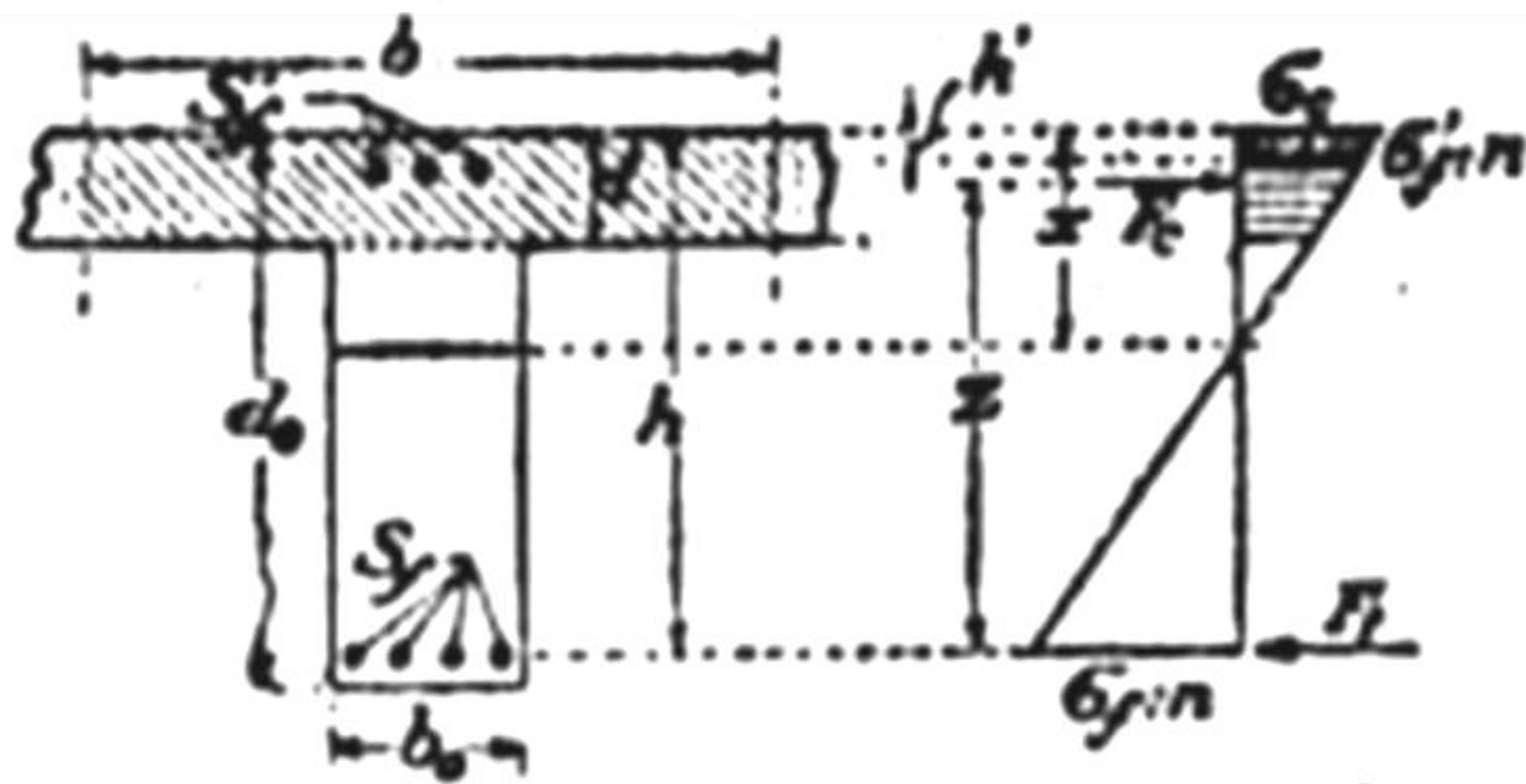
a) — DIMENSÕES — *Unidade: o centimetros (cm).*



- h = altura total das lajes ou das vigas de secção rectangular
- h_0 = altura total das vigas em T.
- b = largura das vigas rectangulares ou da parte da laje que intervem no calculo das vigas em T.
- b_0 = largura da nervura de uma viga em T.
- h = distancia do centro de gravidade dos ferros de tracção á face externa comprimida (altura util).
- h' = distancia do centro de gravidade dos ferros de compressão á face externa comprimida.
- e = distancia do eixo neutro á face externa comprimida.
- y = distancia do centro de compressão ao eixo neutro.
- s = distancia do centro de compressão ao centro de tracção (brago de alavanca).
- ϕ = diametro do ferros (abreviação).
- u = perimetro dos ferros.
- D_n = diametro do nucleo de concreto nas peças fretadas.
- e = espaçamento dos estribos ou das fretas.

b) — SECÇÕES — Unidade: o centimetro quadrado (cm²).
 So — secção do concreto sem deducção da area dos ferros.

B — SECÇÕES — Unidade: o centimetro quadrado
 (cm²).



S_0 = secção do concreto sem deducção da area dos ferros.
 S_f = secção dos ferros nas peças submettidas a esforço axial simples, ou por ferros de tracção nas peças flectidas.
 S'_f = secção dos ferros de compressão nas peças flectidas.
 S_n = secção do nucleo de concreto nas peças fretadas.
 S_s = secção das fretas.
 S_i = secção ideal ou homogeneizada.

e) — SOLICITAÇÕES UNITARIAS — *Unidade: kilos por cm²*
 (kg/cm²).

σ_c = solicitações do concreto á compressão.
 σ_f = solicitações do ferro á tracção na flexão (estado II).
 σ'_f = solicitações do ferro á compressão na flexão (estado II).

σ_{cc} = solicitações do concreto á compressão	} (estado I)
σ_{ct} = solicitações do ferro á tracção.	
σ_{fc} = solicitações do ferro á compressão	
σ_{ft} = solicitações do ferro á tracção.	

τ_0 = solicitações de cisalhamento no concreto (estado II).
 τ_1 = solicitações de adherencia do concreto ao ferro.

- I = Momento de Inercia (em cm^4).
 W = momento resistente (em cm^3).
 M_s = momento estatico (em cm^3).
 E_f = modulo de elasticidade do ferro (em kg. por cm^2).
 E_c = modulo de elasticidade do concreto (em kg. por cm^2).

$$n = \frac{E_f}{E_c} = \text{relação dos modulos de elasticidade do ferro do ferro e do concreto.}$$

Σ — Forças solicitantes, etc.

- M = momento flector (em metros toneladas: mt.).
 N = força normal (em toneladas: tons.).
 C = força cortante (e mtons.).
 R = Reacção de apoio (em tons.).
 V = reacção vertical de apoio (em tons.).
 H = reacção horizontal de apoio (em tons.).
 F_v = força do vento (em tons.).
 f_v = pressão do vento (em tons/ m^2).
 G = carga concentrada permanente (em tons.).
 P = sobrecarga concentrada accidental (em tons.).
 $Q = G + P$ = carga concentrada total (em tons.).
 q = carga permanente uniformemente distribuida (em toneladas por metro quadrado = tons/ m^2).

das por metro quadrado = tons/m²).

p = sobrecarga accidental uniformemente distribuida (em tons/m²).

$q = g + p$ = carga total uniformemente distribuida (em tons/m²).

l = vão theorico (em metros: m.).

l_1 + vão livre (em metros: m.).

$b'c$ = largura da "voute" contada a partir do eixo da viga.

b_0 = largura da "voute" contada a partir da face da viga.

v' = altura da "voute" contada a partir de sua intersecção com o eixo da viga.

v = altura da "voute" contada a partir de sua intersecção com a face da viga.

Re 28 = Resistencia do concreto á ruptura por compressão após 28 dias, ensaios realizados com cubos.

¹
Re 28 = idem, ensaios realizados com cylindros.

^{II}
Re 28 = idem, ensaios realizados com vigas de prova.

SECÇÃO II

CALCULO DAS FORÇAS INTERNAS SOLICITANTES

(ESTÁTICA E HYPERESTÁTICA)

§ 6 — Generalidades

3

1 — Em todos os pontos da estrutura, as *forças internas solicitantes* deverão ser inferiores às *forças internas resistentes*, e que em se tratando de estruturas importantes (pisos e coberturas de vãos superiores a 12 metros ou vãos menores com sobrecargas que ultrapassem 500 kg m², pontes em vigas rectas, em quadros ou em arcos, cúpulas, cascas cylíndricas, etc.) deverá ser indicado pelo traçado de duas curvas, a de solicitação e a de resistência.

2 — Para estruturas de melhor importancia que as mencionadas na alinea acima, será permitido em principio seja apresentada somente a verificação ahí referida para os pontos de esforços máximos.

3 - 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 indispensaveis ao calculo dos sistemas hyperestaticos.

4 - A deformabilidade elastica sera caracterizada pelos denominados *coefficientes de rigidez* das pecas, os quaes são:

$$\text{para a compressão: } \frac{l}{ES}$$

$$\text{para a flexão: } \frac{l}{EJ}$$

Para a compressão o E deverá ser tomado na base de $n = 15$. A área S só será calculada sem armagem até um limite de 2 % de ferro, a partir do qual é obrigatório o computo de metal. Para a flexão, tendo em vista o concreto armado, material anisotrópico e heterogêneo, introduzir-se-á no coeficiente de rigidez um E médio na base de $n = 10$, tanto para a tracção como para a compressão e referente à secção total do concreto.

Além do limite de 2% de ferro, será obrigatória a introdução deste no computo de J . No caso de vigas em T ou em L , contínuas ou engastadas, ainda é permitido serem feitos os cálculos com um J médio, na avaliação do qual intervirá uma mesa com uma das seguintes larguras:

Além do limite de 2% de ferro, será obrigatória a introdução deste no computo de J . No caso de vigas em T ou em L , contínuas ou engastadas, ainda é permitido serem feitos os cálculos com um J médio, na avaliação do qual intervirá uma mesa com uma das seguintes larguras:

Para lajes de dois lados,

$$c d + b o + b r$$

Para lajes de um só lado,

$$2,5 d + b o + b r$$

respeitadas as condições dos § 10.3 e § 10.6.

O coeficiente de Poisson (μ) deverá ser tomado igual a ϵ .

5 — De uma maneira geral, salvo disposições expressas nos 11 seguintes desta Secção, o cálculo dos sistemas hiperestáticos será apresentado e resolvido pelas *equações de coerência linear* ou *equações gerais de elasticidade*.

6 — É obrigatória, no início do cálculo dos sistemas hiperestáticos, a declaração explícita do seguinte:

6 — É obrigatória, no início do cálculo dos sistemas hyperestáticos, a declaração explícita do seguinte:

1.º — Processo hyperestático, de acordo com o	§ 6.7.7
2.º — Grau de hyperestaticidade, de acordo com o	§ 6.8.
3.º — Processo de cálculo dos $\delta\delta$, de acordo com o ..	§ 6.10.
4.º — Hiperestáticos e incógnitas elásticas, de acordo com o	§ 6.11.
5.º — Processo de resolução das equações de coerência, de acordo com o	§ 6.11.

7 — A introdução no cálculo dos sistemas hyperestáticos da propriedade elástica, poderá ser feita por qualquer dos dois processos — indeterminação geométrica ou indeterminação mecânica ou mesmo pela utilização sequente dos dois.

8 — O número das incógnitas elásticas elementares será chamado: *grau de hyperestaticidade*. Para boa compreensão é obrigatória a apresentação em croquis, das *estructuras básicas*, ou *sistemas principais* adoptados, com a representação das necessárias incógnitas elásticas consideradas, feita ao lado da estrutura ou sistema real, independente do exigido no § 3.2.

9 — No estabelecimento do problema hyperestático pelas equações, utilizar-se-á o seguinte symbolismo, apresentado schematicamente:

MATRIX

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

MATRIX

δ_{ma}	δ_{mb}	δ_{mc}	
β_{aa}	β_{ab}	β_{ac}	$= X_a$
β_{ba}	β_{bb}	β_{bc}	$= X_b$
β_{ca}	β_{cb}	β_{cc}	$= X_c$

10 — Os $\delta\delta$ poderão ser calculados por qualquer processo, analytico ou grapho-analytico, sendo preferivel pelos processos do trabalho elastico. Nos casos correntes sera permittido apenas introduzir para o calculo dos $\delta\delta$ os esforços flectivos. Exige-se a verificacão dos $\delta\delta$ pelo processo de que a sua somma total seja igual ao trabalho de deslocamento geral, antes de proceder á resolução das equações de coherencia.

11 — Não ha obrigatoriedade da inclusão dos XX como sendo as proprias incognitas clasticas, poderão ellas ser relações entre estas ultimas.

Para a resolução das equações de coherencia aconselha este Regulamento o processo denominado — *Algorithmus de Gauss*, com as correspondentes verificações parciais, e quando se tratar das equações Clapeyronianas pelo processo schematico do *rectangulo numerico de Leice*.

12 — Dever-se-á nas construcções em geral, introduzir a influencia das voutes no calculo dos $\delta\delta$ das equações de coherencia, integrando approximativamente, ou concisamente mediante variação regular do momento de inertia.

13 — São considerados casos particulares do processo geral de que tratam as alíneas 5, 6, 7, 8, 9, 10 e 11 do § 6, os methodos analyticos de *Castigliano*, *Menabréa*, etc., e os grapho-analyticos baseados nos estudos de *Mohr*, *Ritter* e outros.

14 — Nos casos em que os systemas hyperstaticos considerados já se encontrem resolvidos em livros e tabellas, approvadas pela Associação Brasileira de Concreto, faculta este Regulamento o emprego dos resultados que nelles figurem.

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

§ 7 — Agentes exteriores sobre a estrutura

1 — Considerar-se-ão *cargas mortas* as que agindo estaticamente falo-ão durante 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, avallado em 2.400 kgs., no minimo.

2 — As cargas vivas serão as constantes dos Regulamentos existentes para edificios, rodovias, ferrovias, etc., ou as recommen-dadas por este Regulamento no Anexo n. 1.

Para as cargas provindas da acção do vento e da acção do peso da terra, areia e outros ingredientes, 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 distribuida uniformemente sobre uma superficie rectangular com as seguintes dimensões:

3 — Em placas armadas em um só sentido, a secção de cargas isoladas, como rodas de veículos, 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 egual 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:

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

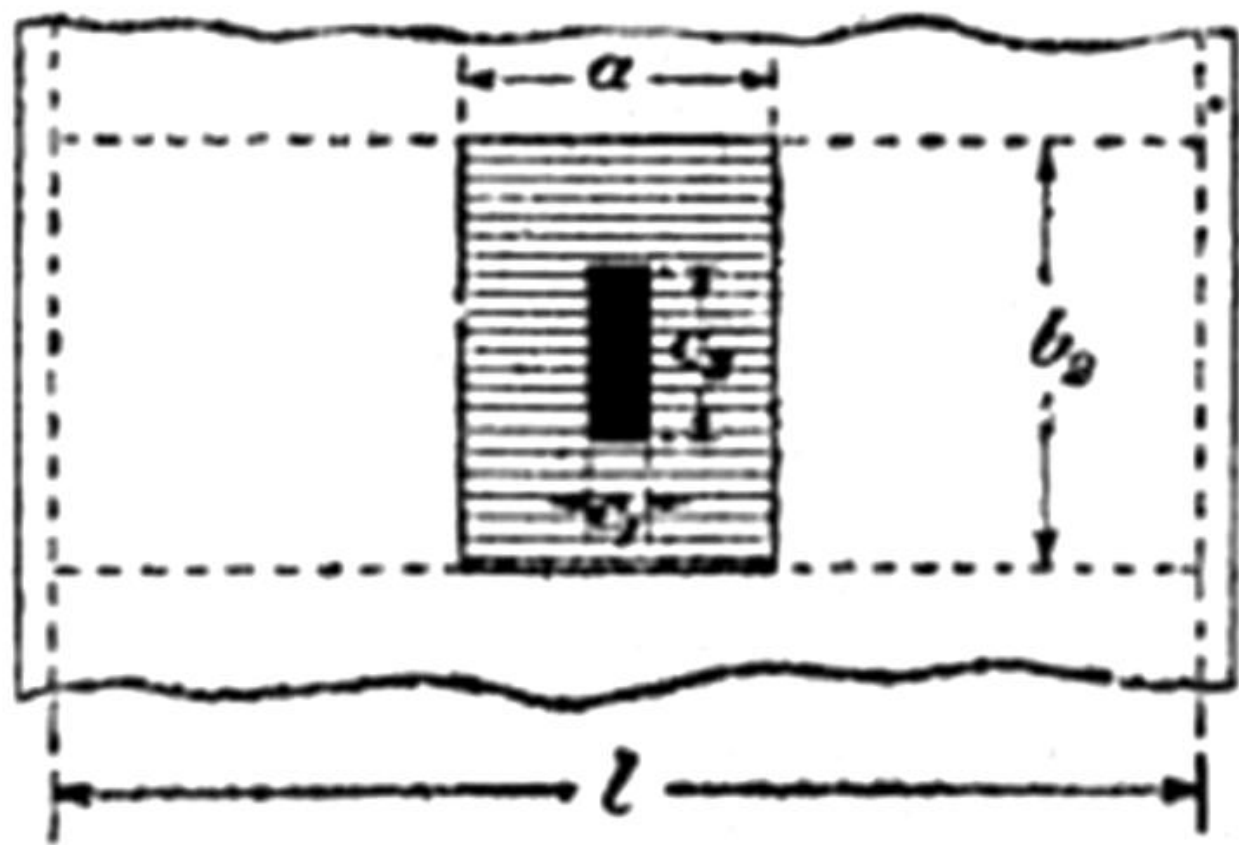
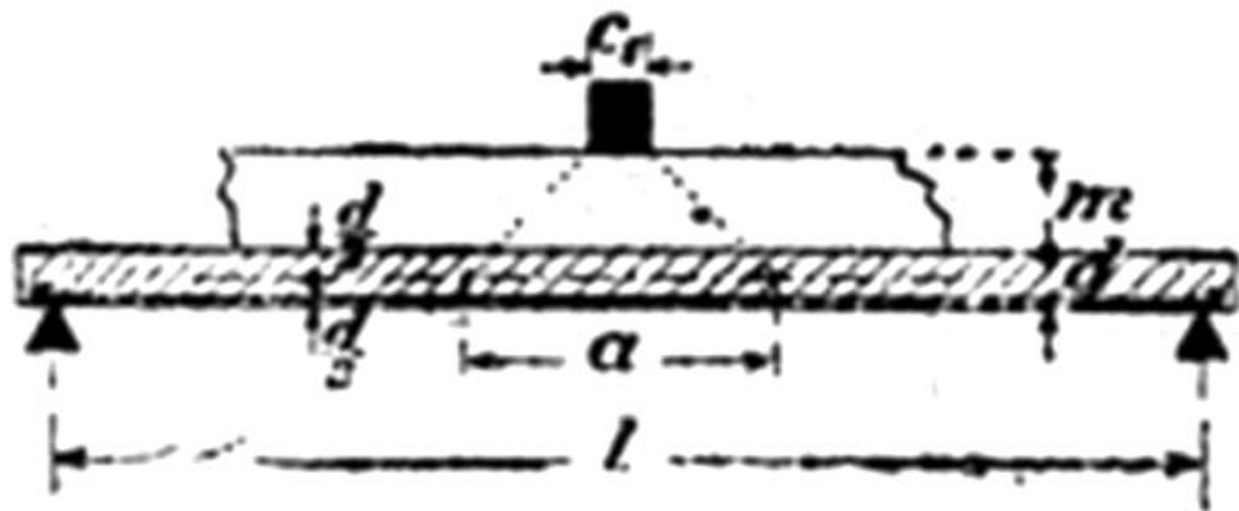
no caso de superestructuras, o enchimento será a espessura do lastro sob o dormente.

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

$$b_1 = 2/3.l$$

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

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 20δ .

4 -- Em lajes armadas em cruz, apoiadas ou engastadas nos 4 lados, a repartição das cargas uniformemente distribuídas (salvo o disposto no § 9, 1-b, c) obedecerá às 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 — Lages armadas num unico sentido

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

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

2 — Quando as lages 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 lages deverão ser calculadas como vigas continuas sobre apoios livres à rotação, sempre para as condições de carga mais desfavoraveis. Os resultados deste calculo dever-se-ão subordinar os seguintes valores extremos:

1.º) Em nenhum vão o momento maximo positivo, entre os apoios, para os effeitos do calculo do dimensionamento, deverá ser tomado menor do que o de uma viga de igual vão e idênticamente

1.º) Em nenhum vão o momento máximo positivo, entre os apoios, para os efeitos do cálculo do dimensionamento, deverá ser tomado menor do que o de uma viga de igual vão e identicamente carregada, considerada 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 empreguem detalhes constructivos apropriados e se demonstre pelo cálculo os resultados adoptados.

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

Momentos nos apoios:

Para os casos de lajes com voutes, cuja largura ($b'v$) medida a partir do centro do apoio seja no mínimo igual a $1/10$ de l e cuja altura útil (v'), também medida no eixo do apoio pelo seu prolongamento, seja no mínimo igual a $1/30$ de l :

Dois vãos
Mais de dois vãos:

$$M = - 1/7 q l^2$$

Primeiro apoio:
Restantes apoios:

$$M = - 1/8 q l^2$$

$$M = - 1/9 q l^2$$

Lajes sem voutes (nestas compreendidas as que tiverem voutes menores que as referidas acima):

Dois vãos.
Mais de dois vãos:

$$M = - 1/8 q l^2$$

Primeiro apoio:
Restantes apoios:

$$M = - 1/9 q l^2$$

$$M = - 1/10 q l^2$$

Lages sem voutes (nestas comprehendidas as que tiverem voutes menores que as referidas acima):

Dois vãos.	$M = - 1/8 \quad q^2$
Mais de dois vãos:	
Primeiro apoio:	$M = - 1/9 \quad q^2$
Restantes apoios:	$M = - 1/10 \quad q^2$

Momentos nos vãos:

Lages com voutes (condições acima):

Vãos extremos:	$M = 1/12 \quad q^2$
Vãos centrais:	$M = 1/18 \quad q^2$

Lages sem voutes:

Vãos extremos:	$M = 1/11 \quad q^2$
Vão centrais:	$M = 1/15 \quad q^2$

§ 9 — Lages armadas em cruz

1 — Quando lages quadradas ou rectangulares estiverem apoiadas ou engastadas nos quatro lados, ou apoiadas em um ou mais lados e engastadas nos restantes e forem armadas em duas direcções paralellas 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 volventes (Drillungsmomente);
- b) Como placa e pela theoria mathematica da elasticidade;
- c) Como lage e pela theoria simplificada de H. Marcus, com a utilização empirica dos effectos dos momentos volventes. (1).

(1) Em vernaculo: 1.º volume da revista: "Cimento Armado"
— 1930.

Em allouão: — Original — "Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten".

2 — Pelo primeiro processo far-se-á o calculo das lages como grelhas, isto é, como se fossem constituídas de duas series de faixas isoladas (vigas) de largura unitaria, cortando-se em angulo recto e apresentando sob o carregamento, nos pontos de contacto, flexas identicas. 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, admittindo-se para deno-

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

4 — Será permitido, em lugar da assimilação do § 9.2, proceder a exame mais preciso por meio da teoria elastica das placas, admitindo 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, porém unicamente sob a triplice condição seguinte:

a) Nas linhas dos momentos flectores nulos, distribuir-se-a ferro sufficiente á resistencia aos momentos volventes;

b) Pelo menos em uma linha, no meio da distancia entre as de momentos maximos — flector e volvente — calcular-se-á o momento principal, para o effeito de uma armacão local sufficiente;

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

§ 10 — Vigas

1 — Como vão teórico de viga simplesmente apoiada ou engastada nas duas extremidades, dever-se-á tomar a distancia entre os centros dos supports, não precisando contudo ir além 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.

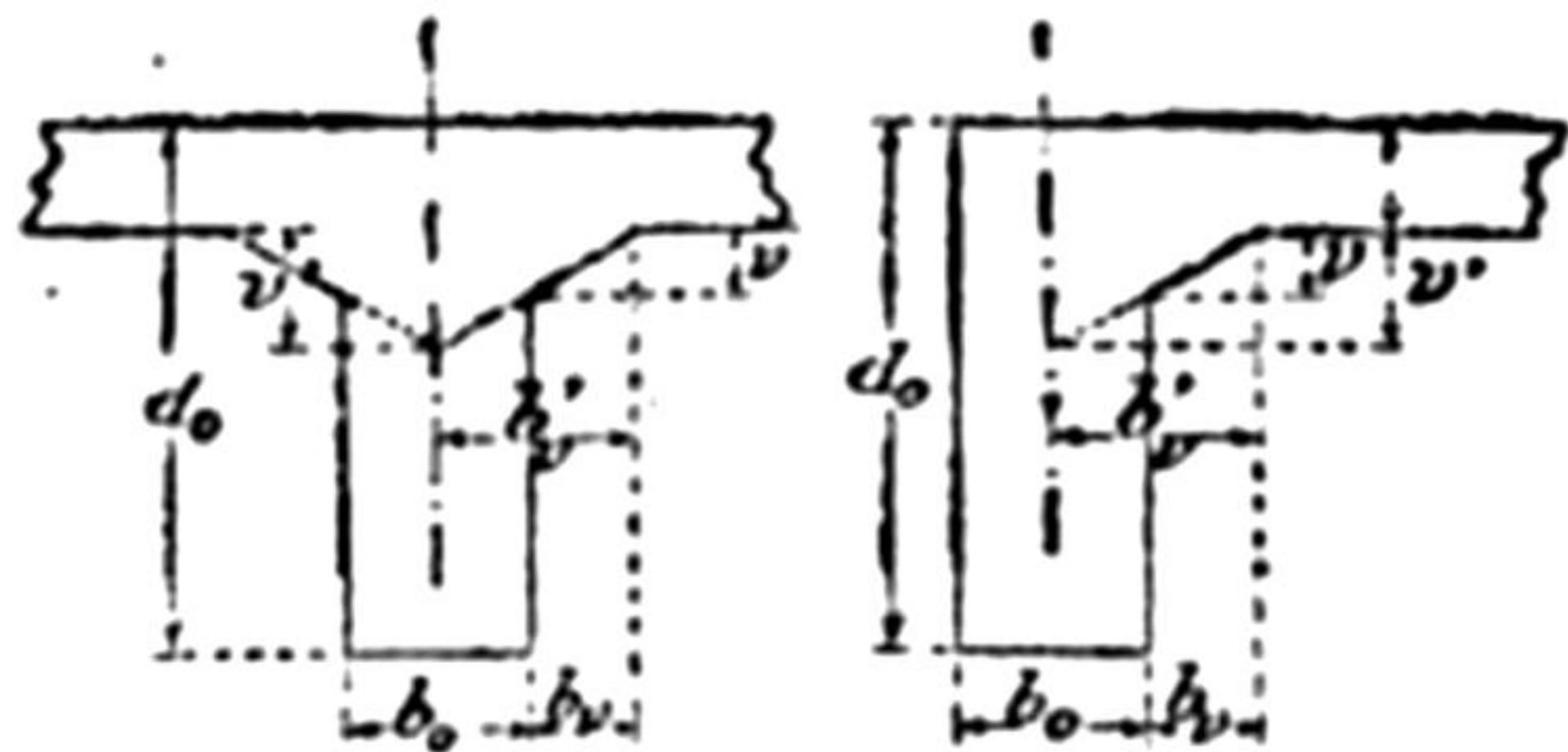
Em vigas continuas, os vãos theoreticos serão os comprehendidos entre os centros dos apoios.

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 á resistencia e constituindo uma viga de secção transversal em T, nos trechos em que o sentido do momento fór tal, que a laje trabalhe á compressão. A espessura minima da laje, quando se deseje que ella goze 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, permittir-se-á, mediante a construcção de voutes, considerar como constituindo mesa um trecho de laje igual a:

$$b = b_0 + v + d$$



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

- a) à metade do vão livre da viga;
- b) ao vão teórico da laje entre nervuras;
- c) a 5 vezes a espessura da alma;

d) a 12 vezes a espessura da lagem acrescida da alma, não havendo voutes nas condições abaixo:

e) à 12 vezes a espessura da lagem, mais a da alma e mais os comprimentos horizontaes $b'v$ das voutes da lagem, quando estas não sejam maiores em comprimento ao triplo da espessura da lagem e não façam um angulo com a horizontal cuja tangente seja > 0.333 .

b --- Numa nervura em extremidade da lagem, poder-se-á considerar uma secção em L invertido, respeitando os detalhes da Secção IV, não devendo a mesa ser superior, nesse caso, a qualquer das seguintes dimensões:

a) ao quarto do vão livre da viga;

b) a metade do vão theorico da lagem entre nervuras;

c) a tres vezes a espessura da alma;

d) a 4,5 vezes a espessura da lagem, mais a espessura da nervura;

e))a 4,5 vezes a espessura da lage, mais a espessura da nervura e mais o comprimento horizontal da voute, quando esta satisfaza ás exigencias da alinea precedente.

7 — Em casos especiaes é obrigatoria a garantia da rigidez da mesa da viga contra a flambage, a qual só será isenta de prova analytica quando fôr apoiada entre pontos que distem no maximo 24 vezes a espessura da mesa.

8 — Correspondendo ao limite imposto com referencia ás columnas (§ 11), será permittido calcular as vigas continuas, independente da ligação rija dos apoios, devendo os calculos nessas condições serem rigorosamente procedidos e com distribuições de cargas as mais desfavoraveis, para cada vão e caso.

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

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

2.º — Poder-se-á considerar em parte a rizeza dos apoios, quando ella exista, para o calculo dos momentos negativos nos vãos, reduzindo, para este effeito, a consideração da carga viva a $\frac{2}{3}$ do seu valor.

3.º — Quando em edificios a espessura dos supportes, medida na direcção do vão, fór maior ou igual a 0,20 da altura do andar ou do vão livre da viga, dever-se-á calcular esta como engastada completamente nos supportes, e não mais como continua, isto para o caso de construcção monolithica. No caso de pilares de alvenarias, ou construcções não monolithicas, é exigida a demonstração de que a carga do pilar superior é maior do que a reacção da viga.

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

$$0,5 \cdot (M_1 - M_2) = q \cdot \frac{l^2}{24} \frac{\kappa_1 + \kappa_2}{\kappa_1 + 1 + \kappa_2}$$

Nesta formula, M_s e M_i representam os momentos no pé e no topo das columnas superior e inferior (§ 11.2).

10 — As forças cortantes em vigas continuas, necessarias ao calculo da adherencia e do cisalhamento poderão, em edificios, ser calculadas sempre na base do vãos inteiramente occupados com a carga viva.

Ao contrario, para cargas rolantes será obrigatorio o estudo dos maximos, theoreticamente baseados nas posições as mais desfavoraveis.

11 — As reacções dos apoios de vigas continuas para o effeito 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 da continuidade, excepto os dois casos abaixo, nos quaes se deverá considerar a continuidade:

1.º — Vigas continuas de dois vãos:

2.º — Vigas continuas com vãos desiguaes, variando entre si mais de 20 %.

§ 11 — Columns

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

Nas disposições correntes, usuas em edificios, isto é, vão não variando em comprimento de mais de 20 %, poder-se-á dimensionar as columnas e as fundações, embora rijamente ligadas em as vigas, sómente para a compressão axial de uma reacção, calculada de accordo com o § 10.11.

2 — As columnas exteriores, porém, deverão sempre ser verificadas à flexão. Não se procedendo ao calculo exacto da acção do quadro, poder-se-ão utilizar as seguintes formulas empiricas:

$$M_1 = + \frac{q l^2}{12} \frac{x_1}{x_1 + 1 + x_2}$$

$$M_2 = - \frac{q l^2}{12} \frac{x_2}{x_2 + 1 + x_1}$$

para o calculo dos momentos flectores no pé da columna superior (M_s) e no topo da columna inferior (M_i). Os numeros α , relação entre os coefficients de rigeza representam:

$$\alpha_s = \frac{l}{h_s} \frac{J_s}{J_v}$$

$$\alpha_i = \frac{l}{h_i} \frac{J_i}{J_v}$$

l = vão theorico da viga;

h_i = altura da columna inferior;

h_s = altura da columna superior;

J_i = momento de inercia da columna inferior;

J_s = momento de inercia da columna superior;

J_v = momento de inercia da ~~columna~~ da viga.

§ 12 — Lage chata (1).

1 — Permittirá este Regulamento sejam calculados os momentos e as forças cortantes em lages chatas, por dois processos, classificados segundo a ordem decrescente de sua approximação e crescente de restricções impostas, a saber:

a) Pelo methodo preciso da theoria de lages apoiadas em pontos isolados, onde são introduzidos os momentos volventes e os momentos nas columnas:

b) Pelo methodo simplificado de substituição da lage chata por vigas continuas orthogonaes elasticamente engastadas em todas as columnas, vale dizer, por series de quadros longitudinaes e transversaes.

2 — O processo a) do calculo pelo methodo preciso da theoria das lages, será feito pela assimilação da lage armada a lages homogeneas e isotropas, e obedecerá, quaesquer que sejam os resultados do calculo, aos detalhes constructivos expostos no § 28,3 e § 30,8.

(1) *Flab-slab, Plzdecken.*

3 — O processo b) de substituição por duas series de vigas continuas elasticamente engastadas nas columnas, ou quadros, basea-se na hypothese de que toda a largura l da laje, para a viga ou quadro, em cada uma das duas direcções que se considere, repousa não mais em simples trechos (columnas) mas em toda a sua largura. Ainda é permittido considerar em logar de todos os quadros superpostos, 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 contiguos. Em qualquer dos dois systemas hyperestaticos mencionados calcular-se-ão as distribuições de cargas mais desfavoraveis para cada elemento.

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

5 — Os momentos resultantes da conexão 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:

$$6. M_{mz}^{(x)} = \frac{1}{2} M_{mx} \left[1 - \frac{1}{5\pi} \left(2 - \cos \pi \frac{x}{a} \right) \right]$$

$$7. M_{mz}^{(x)} = \frac{1}{2} M_{mx} \left[1 + \frac{1}{5\pi} \left(2 - \cos \pi \frac{x}{a} \right) \right]$$

• outras duas similares respectivamente para a direcção y . Os dois momentos $M_{mz}^{(x)}$ e $M_{mz}^{(x)}$ significam momentos na direcção z , o primeiro na faixa central e o segundo nas faixas lateraes. Faixa central é a compreendida pelos $2/4$ centrais da largura da laje e faixas lateraes são as constituídas cada uma pelo quarto de cada lado. (Distancia entre eixos de columnas na direcção considerada).

SECÇÃO III

FORÇAS INTERNAS RESISTENTES

§ 13 — Bases para o cálculo das forças internas resistentes

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

2 — O coeficiente de deformação do concreto, trabalhando dentro das taxas permitidas neste Regulamento, será considerado uniforme (*Hook*), vedados os cálculos sobre variações parabólicas e outras.

3 — Será sempre considerada válida a hypothese da secção plana (*Bernoulli*), nas vigas, e a da conservação das perpendiculares ao plano médio 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 duas alneas precedentes.

5 — É vedada a introdução, nos calculos das forças internas resistentes, de qualquer cooperação do concreto na absorpção dos esforços tractivos: todas as solicitações unitarias preconizadas por este Regulamento o são mediante essa consideração.

6 — A relação entre os coefficients de elasticidade do ferro e do concreto, n , variará de accordo com a qualidade do segundo, isto é, de accordo com as solicitações unitarias para elle permittidas, a saber:

a) $n = 15$ para as solicitações do concreto até 50 kg/cm^2 :

b) $n = 15 - \lambda$ para as solicitações do concreto superiores a 50 kg/cm^2 : sendo λ igual a tantas unidades quantas forem as parcelas de 5 kg/cm^2 acima desse limite.

7 — Quando haja concomitancia de esforços flexivos e cisalhantes — o caso corrente de vigas — faculta este Regulamento processos simplificados para o calculo das forças internas resistentes mediante as considerações moladas 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 (X) braço de alavanca do momento resistente, isto é:

$$\tau_1 = \frac{C}{uX}$$

A solicitação limite de adherencia, τ_1 , será tomada egual a 5kg/cm².

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

3 — Em vigas onde sejam levantadas barras horizontaes de tracção para resistirem conjunctamente, ou não, com estribos, aos esforços tensis inclinados (esforços principais), dever-se-a proceder a verificação da resistencia á adherencia das restantes barras horizontaes, pela formula preconizada no § 14.1: (incluindo-se metade da força cortante)

§ 15 — Compressão axial

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

a) 15 vezes a menor dimensão transversal, no caso de *armação simples* (§ 21.5):

b) 13 vezes no caso de *armação fretada* (§ 21.6).

2 — Considera-se *armação simples* a prescrita neste Regulamento (§ 21.5), sendo nesse caso applicavel a seguinte formula:

$$N = \sigma c (S_c + n S_f)$$

3 — Considera-se *armação fretada* a prescrita por este Regulamento (§ 21.6), sendo neste caso applicavel a seguinte formula (admittidos somente nucleos fretados de forma circular):

$$N = \sigma c (S_c + n S_f + 3n S_s)$$

§ 10 — Flexão simples

1 — Admittido o estabelecido no § 13, considerando-se que o eixo neutro de uma peça flectida é o lugar geometrico dos centros de gravidade das secções transversaes, e designado por μ o *modulo de armadão* (porcentagem), dever-se-á ter para uma secção transversal constante e rectangular, o ferro só a tracção:

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

2 — Para ferro tambem na zona compressiva, de uma viga, em condições identicas ás da alinea precedente, dever-se-á ter:

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

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

$$\mu' = \frac{S'}{b.d}$$

3 — Todos os demais casos de flexão simples deverão ser estudados dentro de condições identicas, e de accordo 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 producto da menor largura (b) existente na secção pelo braço de alavanca do momento resistente (s):

$$\tau_s = \frac{C}{b_s}$$

É claro que se tratando de secções em T, b_s será a largura da nervura, ou da alma. Em todos os casos, b_s será sempre a menor largura que apresente a secção transversal considerada.

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

$$\tau_v = \frac{C}{b_0 z} + \frac{M \frac{1}{8} \operatorname{tg} \alpha}{b_0 z^2}$$

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 α é o comprehendido entre a tangente à curva da viga e a horizontal.

3 — Em edificios poder-se-á empregar nos voutes, 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 voute:

$$r_s = \frac{C}{b_s z} \pm \frac{M_s}{b_s z^2} \cdot \frac{7}{8} l g a$$

Para o ponto que faceja o pilar:

$$r_s = \frac{C}{b_s z} \pm \frac{M_s + \frac{1}{2} M_v}{b_s z^2} \cdot \frac{1}{8} l g a$$

4 — Em hypothese alguma será permittido para τ_0 , esforço cisalhante unitario, calculado pelas formulas das alneas precedentes, um valor superior a 2,5/10 da taxa admittida para a compressão, devida a flexão, sendo que em caso algum esse valor poderá ultrapassar para o concreto commum 14 kg/cm² e 15 kg/cm² para o concreto de alta resistencia.

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

5 — Qualquer peça de concreto em que o valor de τ_0 seja inferior a 1/10 da taxa de flexão simples, e nunca superior a 6 kg/cm², estará isenta de armação transversal e posterior verificação nos calculos, quanto á resistencia ao cisalhamento.

6 — Como excepção ao estabelecido na alinea acima figuram os casos excepcionaes em que os esforços normaes devidos á pura flexão sejam de getto a fendilharem o concreto, calculado como limite para esse fendilhamento um trabalho elastico quadruplo do permittido para o cisalhamento. Neste caso dever-se-á obedecer o estabelecido na alinea seguinte.

7 — Para valores de τ_0 superiores aos referidos no § 17.5. ou mesmo inferiores, como no caso § 17.6 será exigida uma armação 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 resistência a τ_0 .

8 — A armação transversal poderá ser constituída por cada um dos tres elementos da alinea seguinte, por dois delles ou por um só, recommendando este Regulamento, contudo, a preferencia ao levantamento das barras tractivas, sempre que possível, e o seu prolongamento na zona de compressão.

9 — Os elementos metallicos permittidos para absorverem esforços de cisalhamento horizontal) são:

- a) *barras tractivas* levantadas com um ângulo 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, submettendo-a a uma flexão composta, o cálculo dos esforços resistentes deverá ser feito de dois modos diferentes, segundo seja o limite de taxa de trabalho tractiva 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 primeiro caso, vale dizer, no caso em que a taxa de trabalho do concreto, fornecida pela equação (§ 15.1) fique inferior a 1/10 das taxas de Secção V é applicavel inteiramente a referida formula.

3 — No segundo caso, isto é, o trabalho tractiveivo do concreto sendo superior a 1/10 do prescripto na Secção V, não se poderá considerar o concreto como resistido á tracção alguma, e nessa base de comprehensão dever-se-á proceder ao calculo da armação.

As secções transversaes a introduzir na equação (§15.1) serão em cada caso, de accordo com a construcção, as fornecidas pelas formulas: (§ 15.2) e (§ 15.3).

§ 10 — Flambage

1 — Sendo a relação da altura duma peça comprimida a menor dimensão transversal da mesma, superior aos limites indicados no § 15.1, é obrigatório o exame da segurança à *flambage*.

2 — Proporcionalmente ao perigo da *flambage* serão reduzidas as taxas de trabalho do concreto, de accordo com a tabella 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 I 19

Pilares simples		Pilares fretados	
$\frac{h}{a}$	Coefficiente de redução ψ	$\frac{h}{a}$	Coefficiente de redução ψ
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	0,76	19	0,64
22	0,72	20	0,58
23	0,68	21	0,54
24	0,64	22	0,50
25	0,60	23	0,46
26	0,56	24	0,42
		25	0,38

SECÇÃO IV

DETALHES E PRINCIPIOS A SEREM OBSERVADOS NA CONFECCÃO DOS PROJECTOS E NA EXECUÇÃO 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 respeitadas os seguintes diametros minimos para os ferros:

a) -- Em pontes:

Vigas -- armaduras longitudinaes	12 m/m ou 1/ 2"
armaduras transversaes (estribos)	6 m/m ou 1/ 4"
Lages -- armadura principal	8 m/m ou 5/16"
armaduras de distribução	6 m/m ou 1/ 4"
Pilares -- armaduras longitudinaes	15 m/m ou 5/ 8"
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 distribução	5 m/m ou 3/16"
Lages de forro -- armaduras principal e de dis- tribução	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 indica- da no § 27,1, e com a car- ga maxima de 5 tons	10 m/m ou 3/ 8"

§ 21 — Espaçamento dos ferros

1 — Nas lajes, os ferros das armaduras principais deverão ter, na zona de momentos máximos, um espaçamento máximo igual a 2 vezes a espessura da laje, sem poder todavia ultrapassar 20 cm. Os ferros de distribuição poderão, porém, ser em número de três por metro.

2 — Nas vigas, o espaçamento entre os ferros longitudinaes, deve ser no mínimo igual ao diâmetro 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 máximo igual à metade da altura total da mesma, não podendo ir além de 30 cm.

4 — Quando em uma viga o cálculo indique uma armação de compressão, o espaçamento dos estribos deve ser inferior a 12 vezes o diâmetro 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 diâmetro dos ferros longitudinaes.

6 — Os pilares só poderão ser considerados como fretados, quando o passo da espiral for inferior a 1/5 do diâmetro do núcleo 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 armação na zona de tracção deve ser feita de modo a evitar o deslocamento do envoltorio de concreto.

§ 23 — Juncções de ferros

1 — Deverão ser evitadas, na medida do possivel, as juncções dos ferros de tracção.

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

- a) luvas, com roscas em sentidos contrarios,
- b) soldas;
- c) superposiçao.



3 — Nas junções de luvas, com roscas em sentido contrario, o metal da luva deve ter os mesmos caracteristicos de resistencia que o dos vergalhões, e introduzir-se-á nos calculos a secção util do ferro (descontada a altura do filete).

4 — Só serão permittidas 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 symmetricamente com relação á junção.

6 — O ferro adicional poderá ser supprimido desde que se utilize, no maximo, a resistencia 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 terá 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 submettidas á tracção ou nos ferros de tracção das vigas, não serão permittidas as junções por superposição quando o diametro dos mesmos ultrapassar 20 mm ou 3/4".

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

§ 21 — Cobertura dos ferros

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

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

Quando a armação ficar estendida sobre o terreno (fundações) a cobertura deve ser no mínimo 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 mínima de 2 cm. de espessura.

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

4 -- Quando as estruturas ou partes das mesmas estiverem expostas á acções prejudiciaes ao elemento, deve-se adoptar disposições especiaes de protecção. Os elementos nocivos a considerar são: aguas, acidos, vapores acidos, soluções salinas, gazes sulfurosos de combustão, altas temperaturas, etc.

As acções nocivas só se produzem quando existe ou póde apresentar-se humidade.

§ 25 — Porcentagem de ferro

1 — As lajes consideradas no calculo como flectindo sómente em uma direcção, levarão na outra uma armadura de distribuição, cujo volume minimo por metro quadrado, será egual a $1/5$ da armadura principal, não podendo nunca ser inferior a 60 cm. 3, isto é, 3 Φ 5 m/m ou 3 Φ 3 $1/16$ " por metro de largura.

2 — Nas lajes continuas, de vãos approximadamente 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 egual a $1/5$ dos respectivos vãos, sempre que não se haja determinado exactamente o diagramma dos momentos.

3 — Nos pilares simples (com estribos communs) a percentagem maxima da armadura longitudinal, tomada em relação á secção de concreto, será de 6%. A percentagem minima depen-

derá da relação $\frac{h}{a}$ em que h é a altura do pilar e a a menor dimensão da secção transversal.

$$\text{Para } \frac{h}{a} = 5$$

$$S_f = 0.005 S_c$$

$$\frac{h}{a} \geq 10$$

$$S_f = 0.008 S_c$$

Para valores intermediários 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 do concreto, deve ser comprehendida entre 0,8% e 8%, e no minimo igual a 1/3 da armadura transversal S_t .

§ 26 — Camadas de ferro

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

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

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

§ 27 — Dimensões mínimas para os pilares

1 — A dimensão mínima da secção transversal dos pilares simples será de 23 cm. Excepcionalmente no caso em que não intervenha a flambagem, será admittida a medida mínima de 20 cm.

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

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

§ 28 — Dimensões mínimas para as vigas

1 — Tanto para as vigas rectangulares como para as vigas em T, a altura util minima deverá ser igual a $1/20$ do vão. Quando a altura util de uma viga for inferior $1/16$ do vão, deverá ser verificada a flecha, que não poderá ser maior de $1/300$ em edificios, e $1/1.000$ 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, galpões, etc., terão uma espessura minima de 6 cm. As lajes que constituam 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 util das lajes calculadas em um unico sentido, será tomada no maximo igual a :

4 — A altura util 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 util das lajes armadas em cruz, cuja relação entre o maior e o menor vãos for inferior a 1,25, será tomada no maximo igual 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 effeitos das duas alineas anteriores, a distancia entre os pontos do 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 util será calculada de accordo com o § 29,4.

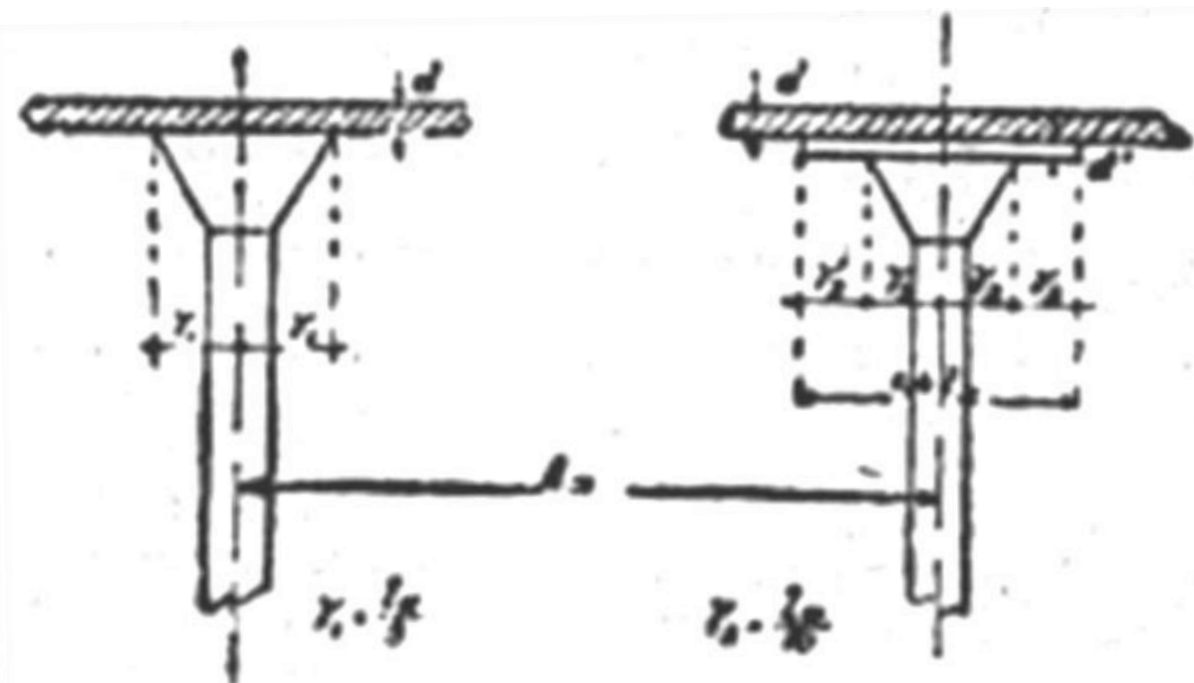
8 — As lajes que repousam directamente sobre columnas (pilzdecken) deverão ter uma espessura minima de 12 cm.

§ 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 inferior 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 uma placa, de espessura mínima igual à 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 inferior 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 satisfaçam 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 impermeabilisação.

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

(1) — Na falta do Anexo II serão observadas as especificações officiaes locais: no Districto Federal, as approvadas pelo decreto n. 3.094 de Julho de 1929.

5 — Durante a execução da obra, deverá o responsável pela mesma proceder, ao menos numa barrica para cada grupo de 200, aos ensaios de invariabilidade de volume com o aparelho de Le Chatelier e de normalidade de água com a agulha de Vicat.

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

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: "grúdo" e "miúdo".

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

3 — Os agregados podem ser naturais ou artificiais. Estes naquelle caso a areia e o pedregulho e neste os materiais obtidos com a britagem da pedra: o 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 accorde com o quadro da pagina seguinte.

Quadro a que se refere o § 32,4

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

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

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

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

7 — São considerados impurezas, ou elementos nocivos:

a) Argilla, que quando não adherente aos orgãos do aggregado e estiver uniformemente distribuida, será tolerada até uma porcentagem de 3%.

b) Materiaes organicos, carvão, e sais em quantidade superior a 1%.

8 — Sempre que haja duvidas quanto á presença de elementos nocivos, o responsavel pela obra deverá realizar os ensaios necessarios.

9 — É porém sempre obrigatoria a execução, no local de obra, de repetidos ensaios para verificar o teor em materias organicas (acido humico), pelo processo Abrams-Harder, vulgarmente chamado ensaio de coloração.

10 — Caso os ensaios venham provar a imprestabilidade da areia, deverá o constructor fazer communicação immediata á Fiscalisação.

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

§ 33 — Agua

1 -- Poderá ser geralmente empregada nos concretos, qualquer agua doce que não apresente um aspecto sujo (agua potavel). Deverá todavia não conter cloratos e sulfatos em porcentagem perigosa, nem substancias organicas que possam prejudicar o endurecimento do concreto.

§ 34 — Ferro

1 — O metal destinado ás armaduras de concreto armado, commummente designado por ferro, será normalmente o aço doce homogeneo (Annexo III).

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

Resistencia limite de ruptura á tracção: 3.700 Kgs/cm².

§ 34 — Ferro

1 — O metal destinado ás armaduras de concreto armado, communmente designado por ferro, será normalmente o aço doce homogéneo (Annexo III).

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

Resistencia limite de ruptura á tracção: 3.700 Kgs/cm².

Limite de elasticidade	2.400 Kgs/cm ²
Alongamento de ruptura	20%

3 — Para os effeitos do § 30 do presente Regulamento, será considerado aço especial um aço que preencha as exigencias mínimas do Anexo III, e cujas principaes características mínimas sejam:

Resistencia limite de ruptura	5.000 Kgs/cm ²
Alongamento de ruptura	20%

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

4 — Para obras importantes, com um volume total de concreto armado superior a 100 m³, deverão ser feitas experiências de laboratório, de accordo com o Anexo III, e exhibidos os respectivos laudos à Fiscalisação.

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 fendilamentos.

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

§ 85 — Dosagem arbitraria

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

2 — Em qualquer concreto dosado arbitrariamente, é obrigatorio um teor minimo de 300 kg. de cimento por m.³ de concreto.

3 — Em geral, os concretos á dosagem arbitraria, compo-se-ão de :

600 litros de aggregado miúdo,
800 litros de aggregado graúdo.
e 300, 350 ou 400 kgs. 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 aggregado mudo e graúdo, 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 agua, a empregar no concreto deverá ser regulada de acordo com o grau de plasticidade necessaria á execução das diferentes partes da obra, a juizo do responsavel pela obra ou da Fiscalização. A quantidade de agua não poderá ultrapassar:

220	litros	para	o	concreto	A	300
250	litros	para	o	concreto	A	350
280	litros	para	o	concreto	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 baselam 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 respeitadas os seguintes leores mínimos de çimento por metro cubico de concreto:

a) Pontes 300 Kgs/m.

b) Edifícios:

partes expostas ao ar livre	370
outras partes	240

7) — RESISTENCIA DOS CONCRETOS. — SOLICITAÇÕES LIMITES

§ 37 — Com dosagem arbitraria

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

CON- CRETO	CIMENTO NORMAL		SUPER-CIMENTO	
	Pilares com cargas axiais	Em geral	Pilares com cargas axiais	Em geral
A 300	40	45	50	55
A. 350	45	50	55	60
A 400	50	55	60	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 frelagem, empuxos, etc) as solicitações que figuram no quadro do § 37,1 poderão ser majoradas de 20%.

3 — Gozarão ainda da majoração da alínea precedente as vigas em T nas zonas de momentos negativos.

§ 38 — Com dosagem racional

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

a) para pilares com cargas axiaes:

$$\sigma_c = \frac{R_c \cdot n}{4} \leq 60 \text{ kg./cm}^2,$$

b) em geral:

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

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 frelagem, empuxos, etc.) as solicitações indicadas do § 38,3 poderão ser majoradas de 20%.

5 — Gozarão ainda do accrescimento 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 realizadas sobre cylindros ou vigas de prova (Annexo IV), a resistencia R_c 28, definida na alinea precedente, será substituída nas formulas do § 38.3, por:

$$A R_c'_{28} \text{ e } B R_c''_{28} \text{ onde } A = \frac{1}{0,9} \quad B = \frac{1}{1,7}$$

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

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

§ 39 — Ferro

1 — Em geral as solicitações limites admissíveis serão:

para o ferro (aço doce)	1.200 kg/cm ²
para o aço especial	1.500 kg/cm ²

2 — Quando se tratar de construções que não estejam submetidas à ação das intempéries ou de elementos nocivos ao concreto e ao metal, poder-se-á ultrapassar os limites indicados no artigo precedente, à condição de provar com experiências que os limites adoptados ficam aquém da metade dos limites de elasticidade.

3 — Nos casos previstos no § 38.1.º, as solicitações limites indicadas na alínea precedente, tanto para o ferro (aço doce) como para o aço especial, poderão ser majoradas de 100 kg/cm².

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 colocado perto do local da mistura.

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

3 — O preparo manual do concreto deverá ser realizado sobre um estrado ou superficie plana impermeavel e resistente. Serão misturados primeiramente a secco, os aggregados e o cimento, de maneira a se obter uma mistura de cor uniforme. Em seguida, adiciona-se, aos poucos, a agua necessaria á consistencia ou ao grau de plasticidade estabelecido, proseguindo-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 rejoltadas as misturas realizadas em menos de 60 segundos. Qualquer que seja o tipo de máquina de mistura utilizado, deverá elle possuir um medidor d'água, o qual além de garantir a affluencia rápida e regular da água, permita medir o volume desta com uma approximação de 3%.

5 — A quantidade de água deve ser regulada de accordo com o § 35,6 ou § 36. Ella depende da graduação, da humidade e da capacidade de absorpção dos aggregados, da proporção do traço e da collocação em obra do concreto.

6 — De accordo com o grau de plasticidade, serão os concretos classificados da seguinte maneira:

concreto humido	recalque medio de 5 cm.
concreto plastico	recalque medio de 10 cm.
concreto fluido	recalque medio de 15 cm.

Os algarismos acima nada tem de absoluto, sendo apenas medias que deverão ser observadas para os concretos.

7 — O *concreto humido* tem uma consistencia de terra humida. Contém elle apenas a quantidade de agua sufficiente para que esta appareça na superficie sómente ao fim do apiloamento. Este typo de concreto só deve ser empregado com apiloamento.

8 — O *concreto plastico* tem uma consistencia tal que, quando collocado nas fôrmas, se amolda com certa difficuldade. Elle exige menor apiloamento do que o concreto humido.

9 — O *concreto fluido* deve conter bastante argomassa para encher os vazios dos aggregados, e a sua porcentagem d'agua deve ser regulada de maneira que o concreto não apresente uma fluidez exagerada. O concreto fluido enche as fôrmas e amolda-se com facilidade, sem o auxilio de apiloamento.

§ 41 — Collocação do concreto

1 — A collocação do concreto deverá, em todos os casos, estar concluída antes do início da péga, seja qual fôr a qualidade do cimento empregado e a porcentagem d'agua incorporada à 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. Quando o trabalho estiver assim interrompido, o concreto deverá ser protegido contra as intemperies, e novamente misturado antes de ser collocado.

3 — Como o aggregado grão do tendo a separar-se da argamassa, deve-se ter o maximo cuidado em conservar a homogeneidade do concreto.

4 — Nas interrupções da concretagem (collocação do concreto na fôrma) deve-se deixar o concreto com uma superficie rugosa e que não apresente elementos destacaveis.

5 — Ao reiniciar 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 formas em proporções taes que, depois do apiloamento, apresente camadas de 10 a 15 cm. As camadas serão apiloadas sem interrupção, afim de constituirem um corpo bem compacto e homogêneo. Para o concreto humido serão utilizados pilões quadrados ou rectangulares, de peso comprehendido entre 10 e 15 kilos. O emprego de concretos humidos só é recommendavel quando as dimensões das peças e o espaçamento dos ferros permittirem um bom e facil apiloamento.

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

8 — *Concreto fluido.* — É 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 rápida evaporação da água.

§ 42 — Collocação 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 superficies dos mesmos.

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

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

4 — Para facilitar o envolvimento dos ferros, aconselha-se banhal-os 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.

§ 48 — Confeção e Collocação das fôrmas e escoramentos

1 — As fôrmas e os seus escoramentos deverão ser taes que as solicitações, nelles 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 materiaes 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 constituídos por cunhas, caixas de areia, macacos e outros dispositivos apropriados, que permittam uma retirada gradual e sem choques.

4 — As escoras ou supportes emendados, com peças lateraes de madeira, deverão ser em numero inferior ou igual á $\frac{2}{3}$ do numero total de supportes. É 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 mínimo de 70 cm., pregados nas extremidades da peça emendada, a fim de evitar os efeitos da flexão transversal. Os supportes 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 supportes ou escoras é de 7 cm. x 5 cm.

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

9 — A repartição das cargas dos supportes sobre o sólo 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 edifícios 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 supportes de altura superior a 5,0 m. deverão ser contraventados em duas direcções orthogonaes, para evitar o perigo de flambagem.

13 — Para a construcção de pisos e abobadas situadas a uma altura superior a 8,0 m. sobre o nivel do sólo, 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 prevêr a necessidade de deixar alguns supportes. Para vãos communs é sufficiente deixar uma escora no centro das vigas e no meio dos paineis de lajes com vãos inferiores a 3,0 m.

15 -- Antes da concretagem deve-se proceder a uma cuidadosa limpeza das fôrmas, as quacs 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 alinea 3 deste §.

1 — A retirada das fôrmas e escoramentos só poderá ser realizada quando o concreto tiver endurecido sufficientemente, 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, depondo de varios elementos, como sejam: condições atmosfericas, vão das vigas, qualidade do elemento empregado, etc. Serão considerados como sufficientes os seguintes tempos mínimos de permanencia:

Cimento empregado	Para as faces das vigas e pilares	Para as lajes	Para os apoios de vigas e lajes de grande vão
Cimento normal	3 dias	8 dias	21 dias
Cimento de alta resistencia	2 dias	4 dias	8 dias

— Quando, immediatamente depois de retiradas as fôrmas e escoramentos, as estruturas se achem submettidas a cargas sensivelmente lentas aquellas para as quaes foram calculadas deve augmentar o tempo de permanencia indicado na tabella acima e adoptar precauções especiais ao retirar o escoramento.

4 — Para as vigas de grandes dimensões e grandes vãos, deve-se dobrar os tempos mínimos da tabella da alinea 3 deste §.

5 — Os supports que ficam depois da retirada geral das fôrmas e escoramentos, devem permanecer no lugar, no mínimo 14 dias, quando se empregar cimento normal, e 8 dias, quando empregado supercemento.

6 — Ao iniciar a retirada das fôrmas, deve-se começar pelo abaixamento das escoras ou supports, 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 Fiscalização.