

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA RUÍNA
DE LAJES RETANGULARES DE TABULEIROS DE PONTES

ENG. JOSÉ SAMUEL GIONGO

ORIENTADOR: PROF. DR. ILIO MONTANARI

SÃO CARLOS, NOVEMBRO DE 1982

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA RUÍNA DE LAJES
RETANGULARES DE TABULEIROS DE PONTES

Dissertação apresentada à Escola
de Engenharia de São Carlos, da
Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para a ob
tenção do título de "Mestre em
Engenharia de Estruturas".

COMISSÃO EXAMINADORA:

PROF. DR. WALTER SAVASSI
PROF. DR. DANTE GUELPA
PROF. DR. ILIO MONTANARI

SUPLENTES:

PROF. DR. DANTE A.O. MARTINELLI
PROF. DR. LAFANEL PETRONI

SÃO CARLOS, NOVEMBRO DE 1982

Para:

Meus Pais
e Irmãs.

Maria Ângela,
Renata e Samuel.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Ilio Montanari, pela orientação cons
tante e precisa em todas as fases do trabalho.

Ao Engenheiro Francisco José Marcelo Thomaz Ramos,
da Faculdade de Engenharia de Barretos, que, como professor
e amigo, incentivou o Autor à pesquisa e docência.

Ao Engenheiro Libânio Miranda Pinheiro, pela con
tribuição na fase de laboratório da pesquisa e, posterior
mente, na vida profissional do Autor.

Ao Engenheiro Toshiaki Takeya, pelos valiosos co
mentários e sugestões ao trabalho.

Ao Engenheiro Dauro Ribeiro da Silva (Chefe), e
aos técnicos do LE-EESC-USP, Guarino Zambon Júnior, Tomaz
de Aquino Kawauche, Caetano Nicola Spaziano, Jorge Luiz Ro
drigues Brabo, Valdir Carlos de Lucca, Pedro Vall, pelo cui
dado com que executaram as tarefas de laboratório.

À Sra. Wilma Provinciali Vall e Srta. Sylvia Helene
Moretti, pelos trabalhos de datilografia e desenho.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São
Paulo (FAPESP), pelo constante apoio, sem o qual este traba
lho não teria sido realizado.

RESUMO

Este trabalho apresenta resultados de ensaios de modelos reduzidos de lajes retangulares de pontes, construídos em micro concreto armado e submetidos a carregamentos e quivalente ao veículo tipo classe 36, da Norma Brasileira NB-6/1960 - Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias. Os valores das cargas de ruína experimentais, são comparados com os valores estimados pelo item 24 da Norma Brasileira NB-2/1961 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado e pela teoria das charneiras plásticas.

No primeiro capítulo, faz-se o estudo dos processos de cálculo de lajes retangulares de tabuleiro de pontes. Ênfase especial é dada à teoria das charneiras plásticas aplicadas àquelas lajes.

O capítulo dois apresenta: as características do modelo utilizado, o estudo completo dos materiais que compõem o micro concreto armado, a construção do modelo quanto à moldagem, desforma e cura, bem como os dispositivos de ensaios.

No terceiro capítulo mostram-se os resultados dos ensaios para a determinação das características mecânicas dos materiais, dos valores experimentais dos momentos de plastificação, determinados através de ensaios de faixas de lajes e dos ensaios dos modelos.

O quarto capítulo é reservado para o estudo das cargas de ruína, estimadas pelos processos de cálculo (item 24 da NB-2 e teoria das charneiras plásticas), utilizando-se os momentos de plastificação obtidos experimentalmente.

Finalmente, no quinto capítulo faz-se a comparação entre os resultados experimentais e os estimados pelos processos de cálculo, e apresentam-se as conclusões do trabalho realizado. Ainda, para o prosseguimento da pesquisa, sugerem-se alguns tópicos possíveis de serem desenvolvidos em futuros planos de pesquisas.

A B S T R A C T

This work presents experimental results obtained using bridge rectangular slab models constituted of reinforced micro concrete, when subjected to a load computed according to Brazilian Specifications NB-6/1960 - class 36. The collapse loads observed in the experiments are compared with the values obtained applying the formulation given in the Brazilian Specifications NB-2/1961 and also with the yield line theory.

In the first chapter the process for reinforced bridge slab determination is analysed. In particular, the use of the yield line theory for this kind of slab is discussed.

Chapter two presents the main features of the chosen model, the material components of the microconcrete, the experimental devices, and also the technique used for the preparation, form removal, and cure of the model.

In the third chapter the mechanical properties of the materials obtained experimentally are shown and the yield moments, observed in both the actual models analysed and slab strips, are also presented.

The fourth chapter is concerned with the analysis of the collapse loads computed by the design process given in the Brazilian Specifications - NB-2/1961; for this determination, experimental values of the yield moments have been employed.

Finally, a comparison between experimental and computed results is given in the fifth chapter where concluding remarks for the present work with suggestions for the continuation of this research are also presented.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1.1
1.1 - Considerações Gerais	1.1
1.2 - Objetivos	1.3
1.3 - Norma Brasileira NB-2/1961 - item 24	1.4
1.4 - Teoria das Charneiras Plásticas	1.8
1.4.1 - Noções Fundamentais	1.8
1.4.2 - Momentos de Plastificação	1.8
1.4.3 - Definição	1.10
1.4.4 - Configurações de Charneiras	1.11
1.4.5 - Energia e intensidade de carga	1.14
1.4.6 - Isotropia e Anisotropia	1.15
1.4.7 - Processo de Cálculo	1.17
1.5 - Charneiras Plásticas Aplicadas Às Lajes Re- tangulares Isótropas Engastadas com Cargas Concentradas	1.18
1.5.1 - Análise Inicial	1.18
1.5.2 - Força Única	1.18
1.5.3 - Duas Forças	1.19
1.5.4 - Três Forças Alinhadas	1.25
1.5.5 - Quatro Forças Dispostas em Retân- gulo	1.26
1.5.6 - Seis Forças Dispostas em Retângulo.	1.31
1.6 - Lajes Retangulares Engastadas com Cargas Distribuídas	1.36
1.6.1 - Lajes Isótropas	1.36
1.6.2 - Lajes Ortótropas	1.37
1.7 - Charneiras Plásticas Aplicadas Às Lajes Re- tangulares de Pontes	1.40

1.7.1 - Utilização prática	1.40
1.8 - Redução da Armadura Superior	1.44
1.8.1 - Redução devida às cargas permanentes	1.48
1.8.2 - Redução devida às cargas móveis	1.49
2. DESCRIÇÃO DO MODELO E DO ENSAIO	2.1
2.1 - O Modelo Utilizado	2.1
2.1.1 - Nomenclatura dos modelos	2.6
2.2 - Materiais Para o Micro Concreto Armado	2.7
2.2.1 - Micro Concreto	2.8
2.2.2 - Armaduras	2.11
2.3 - Fôrmas	2.12
2.4 - Moldagem, Desforma e Cura	2.13
2.5 - Dispositivos e Procedimentos de Ensaio	2.20
2.5.1 - Ensaio dos modelos	2.20
2.5.2 - Ensaio das faixas	2.26
2.5.3 - Ensaio do micro concreto	2.27
2.6 - Os Modelos	2.28
2.6.1 - Pré-Dimensionamento	2.28
2.6.2 - Detalhamento das armaduras	2.30
3. RESULTADOS DOS ENSAIOS	3.1
3.1 - Valores Experimentais dos Momentos de Plas tificação	3.1
3.2 - Características Mecânicas do Micro Concreto	3.7
3.3 - Características Mecânicas dos fios das arma duras	3.10
3.4 - Resultados dos Ensaio dos Modelos	3.14
4. RESULTADOS TEÓRICOS-EXPERIMENTAIS	4.1
4.1 - Análise do Comportamento das Seções	4.1
4.2 - Momentos de Plastificação Teórico	4.2
4.3 - Cargas de Ruína Estimadas	4.6

4.3.1 - Cargas últimas estimadas pelo item 24 da NB-2	4.6
4.3.2 - Cargas últimas estimadas pela Teo <u>r</u> ria das Charneiras Plásticas	4.10
5. ANÁLISE E CONCLUSÕES	5.1
5.1 - Comparação entre os Resultados Experimen <u>t</u> ais e os Estimados Pelos Processos de Cál <u>u</u> culo	5.1
5.2 - Considerações Finais	5.4
5.3 - Prosseguimento da Pesquisa	5.6
6. BIBLIOGRAFIA	6.1
APÊNDICE I - MODELOS PARA ESTUDO DO EFEITO DE ARQUEAMENTO E MEMBRANA	A.1
APÊNDICE II - DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA	A.6

1. INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

As pontes, em toda a história da humanidade, ocuparam posição de destaque entre as construções devido à necessidade de comunicação entre os homens e, consequentemente, transpor os acidentes que os separavam.

No princípio eram construídas empiricamente e com os materiais disponíveis. Na época atual, com o advento de técnicas modernas e com materiais artificiais facilmente industrializados, os pesquisadores buscaram processos de cálculo e ensaiaram modelos reduzidos e protótipos, com o fim de se transpor grandes vãos com segurança e economia global.

São conhecidos da Resistência dos Materiais os critérios de resistência, que relacionam os esforços internos resistentes (tensões) em um ponto da estrutura, com a desagregação do material (ruptura) ou com a deformação que ultrapassa um certo limite (escoamento).

A relação entre a tensão de escoamento obtida no ensaio do material, e a tensão admissível (método determinístico), fornecia o coeficiente de segurança. Posteriormente, passou-se a adotar a relação entre o carregamento, que rompe a estrutura, e o carregamento real.

Atingida, porém, a ruptura em um ponto (ou em alguns pontos), pode-se ainda ter a estrutura capacidade de

suportar um acréscimo de carga devido à redistribuição de esforços, até atingir a ruína (estágio em que a estrutura deixa de ser útil aos fins a que se destina).

Atualmente é utilizado o método semi-probabilístico dos estados limites. A NB-1/1978 diz que uma estrutura atinge um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável (estado limite último) ou quando deixa de satisfazer as condições para sua utilização (estados limites de utilização).

No caso de lajes de concreto armado, os processos de cálculo, que possibilitam análise mais racional do comportamento estrutural, por ocasião da ruína, são baseados na Teoria da Plasticidade.

A teoria das charneiras plásticas cujo conceito fundamental pode ser visto no processo de BACH [1890]⁽¹⁾ para o cálculo de placas apoiadas, tem seu ponto de partida ligado a um trabalho de INGERSLEV [1921] e, principalmente ao de JOHANSEN [1932], nas Memórias da Association Internationale des Ponts et Charpentiers.

Até 1950, pouco desenvolvimento foi dado à teoria, salientando-se os trabalhos de GVOZDEV [(1934, 1938, 1939, 1948, 1949a, 1949b e 1953)] na União Soviética e de JOHANSEN [1943 e 1949] na Dinamarca. Estes dois últimos trabalhos foram condensados e traduzidos para o português, no Brasil, por MASON.

O desenvolvimento da teoria tomou grande impulso pelo mundo todo e citam-se ainda JONES e WOOD [1967], na Inglaterra, além de outros trabalhos também expressivos. No Brasil têm-se POLILLO [1964], AMARAL [1964], FERRAZ [1968], ZAGOTTIS [1967], MONTANARI [1969], coroados pelos trabalhos de LANGENDONCK [1970 e 1975].

Nesses estudos, foram deliberadamente despreza

(1) Autor e data identificam as referências bibliográficas, ordenadas alfabeticamente no capítulo 6.

dos alguns efeitos, considerados secundários, tais como, e feito de membrana, progresso da fissuração, efeito da de formabilidade das vigas de borda e efeito de arqueamento. SICILIANO [1972], BASTOS [1977], PADILHA [1979] e PINHEIRO [1980] desenvolveram estudos experimentais, em modelos re duzidos de micro concreto armado, com o fim de analisar es tes e outros parâmetros. Salientam-se também os artigos que têm sido publicados em revistas especializadas e que são relacionados na Bibliografia.

1.2 - OBJETIVOS

Apresentam-se, neste trabalho, os resultados e as análises dos ensaios de modelos reduzidos em micro con creto armado de lajes de pontes, com as cargas equivalentes às cargas previstas na Norma Brasileira - NB-6/1960 - Car g as Móveis em Pontes Rodoviárias. Comparam-se os resulta dos com os obtidos teoricamente pela aplicação do processo misto prescrito pela NB-2/1961 - item 24 e pelo processo das charneiras plásticas.

Os estudos desenvolvidos até aqui, foram feitos, partindo da premissa de não haver ruína prematura por pun ção, nem alterações apreciáveis decorrentes do arqueamento e das ações de membrana. Ainda, o processo das charneiras plásticas leva a um dimensionamento mais econômico, em re lação ao processo misto e este, em relação ao elástico, por exemplo, usando-se as Tabelas de RÜSCH [1952], como pode ser visto em MAZZARELLI e MASCHIETTO [1963] e LANGENDONCK [1971].

A contribuição do trabalho está em analisar expe rimentalmente aqueles processos, com o fim de levar em con ta as condições reais da estrutura. Assim, montou-se um pro grama de ensaios visando os seguintes pontos:

- a - Comportamento inicial em regime aproximadamente e lástico.

- b - Variação da armadura superior (negativa), segundo o item 24 da NB-2/1961.
- c - Progresso da fissuração e das flechas.
- d - Carga de ruína (carga última).
- e - Efeito de redução (charneiras plásticas) e acréscimo (processo misto) de armadura.
- f - Influência da rigidez das vigas de borda.
- g - Efeito de arqueamento e membrana.

1.3 - NORMA BRASILEIRA NB-2/1961 - ITEM 24

"No cálculo de lajes contínuas - apoiadas em vigas no seu contorno, não sujeitas a deslocamentos angulares apreciáveis, de vãos iguais ou em que o menor vão não seja inferior, em cada direção, a 70% do maior - permite-se adotar o seguinte processo aproximado:

No contorno de cada painel da laje, dispor-se-á armadura superior uniformemente distribuída, de modo que a peça não fique super-armada. O momento de ruptura correspondente será designado por "momento de borda" ($m_b > 0$) e deverá estar entre os limites adiante estabelecidos.

O cálculo de cada painel é feito isoladamente, com as cargas multiplicadas pelos respectivos coeficientes de segurança, como se fosse livre o apoio de suas bordas sobre as vigas, modificados apenas os momentos fletores m_o achados, como a seguir se expõe:

- nos trechos em que $m_o < m_b$, considerar-se-ão momentos negativos

$$m = m_o - m_b \quad \dots (1.1)$$

- nos trechos em que $m_o > 0,6 m_b$, considerar-se-ão momentos positivos

$$m = m_0 - 0,6 m_b \quad \dots (1.2)$$

A armadura superior ao longo das bordas será a que leva o valor de m_b entre 1/2 e 2/3 do máximo m_0 da placa, mas não excedendo 3/4 do maior m_0 , que se verifica na direção perpendicular à daquele momento máximo.

Havendo placa ou balanço adjacente à placa considerada, que obrigue a existência de armadura maior que a do limite superior especificado, colocar-se-á armadura igual em todo o seu contorno, mas no cálculo dos momentos positivos não se considerará valor de m_b maior que o correspondente a esse limite.

Para lajes contínuas, só em uma direção e que não se apoiem em vigas paralelas a essa direção, também se pode aplicar o cálculo aproximado citado, usando-se armadura superior sobre as vigas de apoio, que leve o m_b entre 1/2 e 2/3 do máximo m_0 . A armadura transversal será calculada com o critério do item 23".

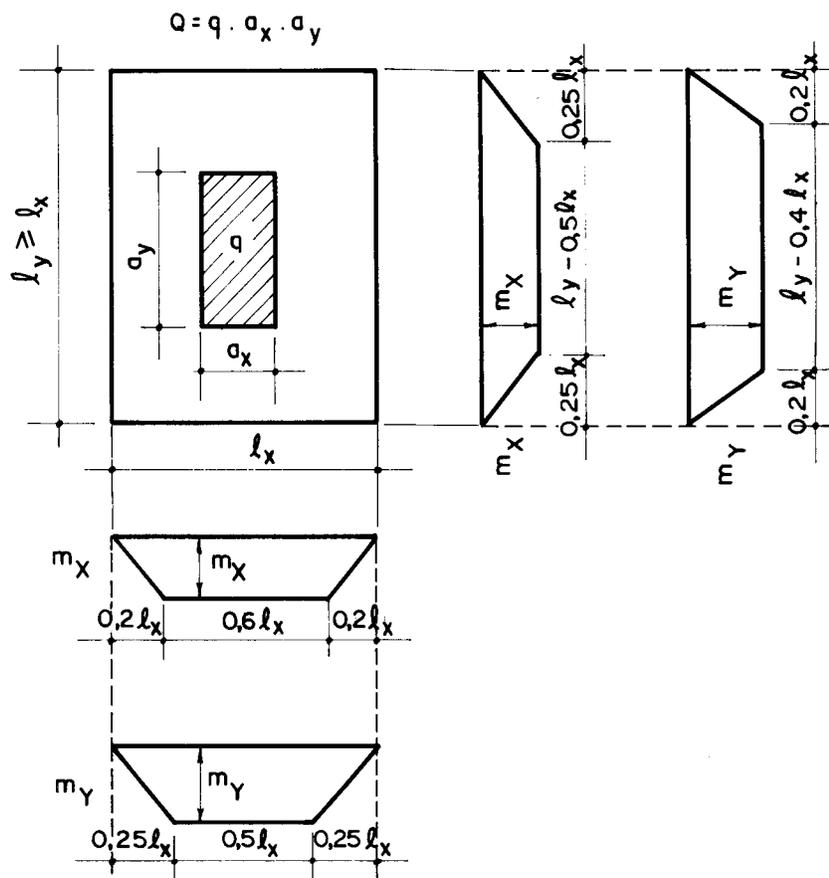
Este processo aproximado da NB-2/1961 foi o embrião para o cálculo das solicitações na fase plástica, combinado com os resultados do cálculo na fase elástica das lajes isoladas.

HOELAND [1957], utilizando superfícies de influência para lajes contínuas, concluiu que, para vãos entre 4 e 10 metros, as tabelas de Rüsç fornecem momentos negativos de 60 a 70% superiores aos reais.

Comprova-se que, para uma mesma laje, os momentos negativos são substancialmente inferiores neste processo do que naquele, em que se utilizam as Tabelas de Rüsç e os momentos positivos são relativamente próximos.

As superfícies de momentos fletores para uma laje retangular livremente apoiada, submetida a uma carga concentrada $Q = q \cdot a_x \cdot a_y$, são mostradas na Figura 1.1.

Determinam-se os diagramas finais, para o dimensionamento das armaduras, a partir daqueles da Figura 1.1



**FIGURA 1.1 — DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES
LAJE LIVREMENTE APOIADA**

pela alteração do traçado anterior, onde se desenham duas linhas de fecho retilíneas, como se mostra no primeiro diagrama da Figura 1.2. A primeira linha é retilínea, de ordenada $0,6 m_b$, que se estende por todo o interior do diagrama, determinando os momentos positivos, que se mede a partir dela até a curva do diagrama positivo. A segunda, também retilínea, de ordenada m_b , exterior à figura formada pela curva do diagrama de momentos positivos, na qual se determinam os momentos negativos, medidos a partir dela até aquela curva.

LANGENDONCK [1961] deduziu para o momento de borda (m_b) as seguintes relações (a partir das inequações prescritas pelo item 24 da NB-2), em função dos momentos positivos m_x e m_y , que são os máximos atuantes no centro da laje considerada simplesmente apoiada.

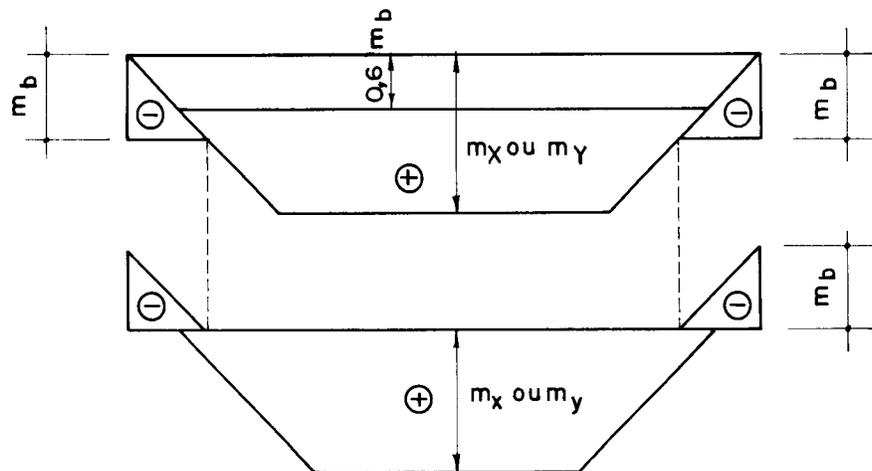


FIGURA 1.2 — DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES FINAIS

$$\begin{aligned}
 \frac{m_X}{2} < m_b < \frac{3m_Y}{4} & \quad \text{se } m_X > \frac{9m_Y}{8} \\
 \frac{m_X}{2} < m_b < \frac{2m_X}{3} & \quad \text{se } m_Y < m_X < \frac{9m_Y}{8} \\
 \frac{m_Y}{2} < m_b < \frac{2m_Y}{3} & \quad \text{se } \frac{8m_Y}{9} < m_X < m_Y \\
 \frac{m_Y}{2} < m_b < \frac{3m_X}{4} & \quad \text{se } m_X < \frac{8m_Y}{9}
 \end{aligned}
 \quad \dots (1.3)$$

Escolhe-se o m_b dentro dos limites impostos, o que só será possível se o maior dos momentos m_X e m_Y não for maior que 1,5 vezes o outro. Em caso contrário, o processo não é aplicável, pois a hipótese de que se dê a plastificação das seções em todo o contorno da laje provavelmente não se verificará antes de plastificarem outras seções da parte central.

Os momentos positivos máximos (m_X e m_Y) atuantes no centro da laje livremente apoiada poderão, portanto, ser calculados por RÜSCH [1952] ou por LANGENDONCK [1961], pois ambos levam a resultados semelhantes.

1.4 - TEORIA DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS

1.4.1 - Noções Fundamentais

Pela teoria das charneiras plásticas determinam-se os momentos de plastificação que se devem atribuir às lajes, para que a ruína não se dê sob a ação de cargas de cálculo (majorados dos coeficientes de segurança e impacto) inferiores às impostas pelo projetista.

Às vezes a solução obtida mantém certa indeterminação quanto à distribuição das armaduras inferior e superior; a maneira de efetuar-se esta distribuição pode ser escolhida tendo em vista condições construtivas ou, especialmente, a diminuição de fissuração no concreto. Por outro lado, a indeterminação da solução obtida é devida à possibilidade de se atribuir às armaduras dispostas em duas direções uma infinidade de pares de valores. A escolha do par de armaduras mais conveniente é feita tendo em vista condições construtivas (armadura mínima em uma direção) ou a condição econômica de consumo de aço.

1.4.2 - Momentos de plastificação

Um estado limite último (de ruína) pode ser atingido de modo convencional devido à ruptura do concreto; pela deformação plástica excessiva da armadura ou por instabilidade do elemento estrutural em estudo.

Na teoria das charneiras plásticas só se consideram as seções cuja plastificação se dê de acordo com o critério da deformação plástica excessiva da armadura.

O comportamento típico de uma peça solicitada aos esforços de flexão simples, apresenta deformações angulares apreciáveis, segundo o valor do momento fletor solicitante (Figura 1.3).

Inicialmente as deformações são pequenas e a peça não está fissurada (estádio I); crescendo-se o momento fletor e atingida a capacidade de resistência à tração do concreto, inicia-se a fase de fissuração, com aumento das deformações (estádio II). Em uma terceira fase nota-se que, para um pequeno acréscimo de momento fletor, as deformações são grandes e, portanto, com o escoamento da armadura.

O momento de plastificação (m_p) é o correspondente ao início da terceira fase, admitindo-se que ele se mantenha constante, durante a deformação plástica da peça. A Figura 1.3b mostra o diagrama ideal a ser usado, que é do material rígido plástico, pois, proporciona o estudo da estrutura deformada sem se preocupar com as deformações elásticas e elasto-plásticas.

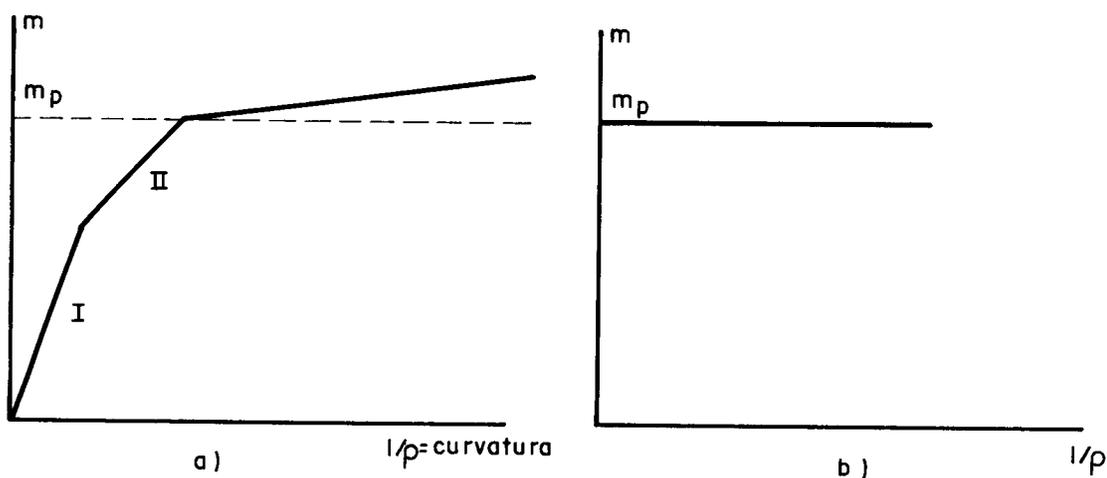


FIGURA 1.3 - DIAGRAMAS MOMENTO - CURVATURA

O valor do momento de plastificação da seção transversal, pode ser obtido, a partir das equações de equilíbrio no estado limite último, domínio 3, para uma peça fletida. Estas expressões encontram-se deduzidas, neste trabalho, no capítulo 4, item 4.2.

O momento fletor, com plano de ação perpendicular ao plano de ação do momento de plastificação considerado, praticamente não altera o valor deste. Se os dois momentos forem de mesmo sinal, o estado de tensão que existe nas faces não fissuradas da laje é um estado com duas tensões principais de mesmo sinal e a outra nula. Na face fissurada do concreto, não haverá influência do segundo momento fletor pois as barras da armadura que resistem nas duas direções não são as mesmas. Se os dois momentos tiverem sentidos diferentes, vale a conclusão citada depois do concreto fissurado, pois os materiais que resistem em cada face não são os mesmos, ou seja, o concreto da direção da compressão e o aço na direção da tração.

1.4.3 - Definição

Normalmente a distribuição das barras da armadura, no caso específico de lajes, é feita ao longo de toda a sua extensão e em duas direções perpendiculares, o que não sendo necessário pelo cálculo, o é pela facilidade e rapidez de execução. Assim, pode-se considerar o momento de plastificação constante para cada direção perpendicular à armadura, embora ele seja diferente em outra direção qualquer (placas anisótropas, definidas no item 1.4.5).

A ruína da laje só se dará com a formação de "linhas" de plastificação: na realidade secções planas ou cilíndricas, normais ao plano da laje, em que o momento de plastificação é atingido, constituindo então as chamadas "charneiras plásticas". As charneiras plásticas não são sempre perpendiculares às armaduras (como pode ser visto nas configurações de ruína obtidas nos ensaios); então torna-se necessário calcular o valor do momento de plastificação de secções diferentes das ortogonais, que vale (Figura 1.4):

$$m = m_1 \cos^2 \alpha + m_2 \sin^2 \alpha \quad \dots (1.4)$$

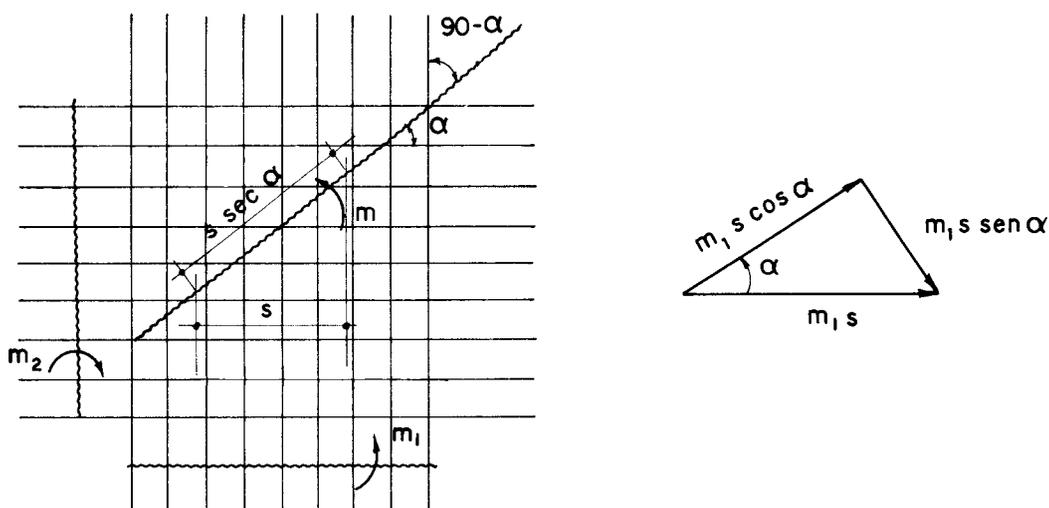


FIGURA 1.4 — MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO EM CHARNEIRA INCLINADA EM RELAÇÃO AS ARMADURAS

1.4.4 - Configurações de Charneiras

Configurações plausíveis são as geometricamente possíveis em função das condições de vinculação da laje, forma e tipo da carga aplicada.

Configuração de ruína é aquela que dentre as possíveis, irá ocorrer, teoricamente.

Se as charneiras forem todas retilíneas, a laje ao deformar-se toma a forma de uma superfície poliédrica cujas arestas são as próprias charneiras. Sobre os trechos retilíneos do apoio, os elementos planos da laje girarão para permitir a formação da superfície poliédrica. Se os apoios forem pontos isolados, haverá eixos de rotação, que por eles passam. Para que a configuração seja geometricamente possível, por exemplo, a aresta que limita dois elementos planos que passam por duas retas adjacentes do contorno, forçosamente passará pela intersecção destas; do mesmo modo, a aresta que separa dois elementos planos adjacentes, com forma de quadrilátero (cujos lados opostos à aresta correspondem a retas do apoio e, portanto, coplana

res) deve, se prolongada, encontrar a intersecção dos prolongamentos dos referidos apoios. LANGÉNDONCK [1970] apresenta a exemplificação geométrica do que foi dito e que aqui se compila na Figura 1.5.

A Figura 1.6b apresenta a configuração para laje de contorno curvilíneo, que é o limite do contorno poligonal (Figura 1.6a) quando seus lados tendem para zero. As charneiras positivas ficarão encostadas umas às outras, formando uma superfície regrada, não plana.

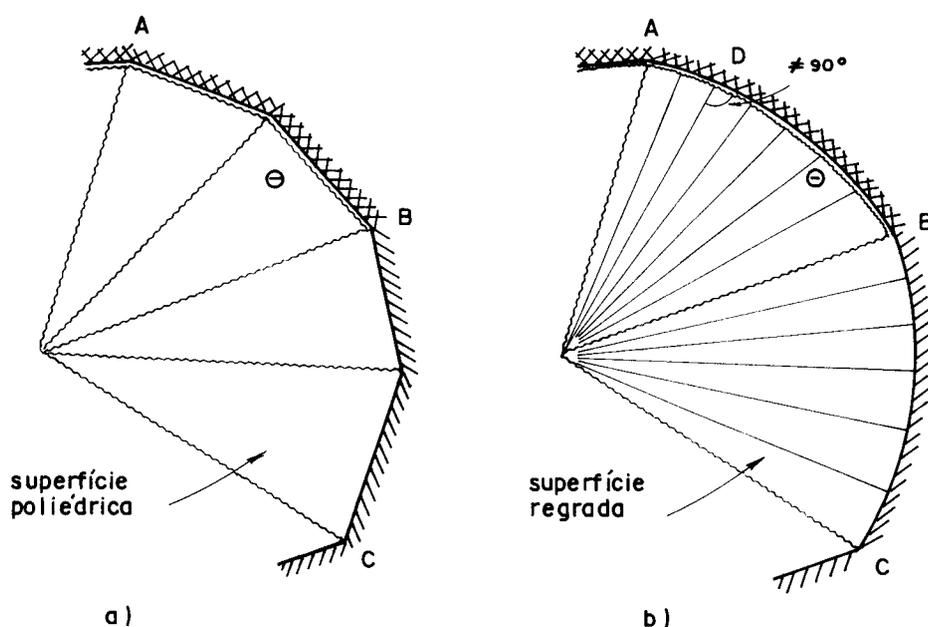


FIGURA 1.6 — LAJES COM CONTORNO POLIGONAL

As vigas de borda, no caso de projetos, são consideradas suficientemente rígidas, para não se deformarem excessivamente, de modo a não alterar a configuração da ruína da laje.

No caso específico deste trabalho, os resultados obtidos mostraram que as configurações de ruína, em todos os ensaios, não sofreram influência apreciável das deformações das vigas de borda.

1.4.5 - Energia e intensidade de carga

A configuração de ruína é determinada pela menor carga obtida entre todas aquelas calculadas, para as configurações possíveis. A carga que provocará a configuração é determinada, igualando a equação da energia desenvolvida durante o deslocamento da laje com a da energia exigida pelas charneiras para se deformarem.

Se o deslocamento de um ponto da laje for considerado unitário, determinam-se os ângulos θ_i das charneiras que multiplicados pelo momento de plastificação, fornecem a energia total:

$$\tau = \sum m_i \ell_i \theta_i = m \sum \ell_i \theta_i + m' \sum \ell'_i \theta'_i \quad \dots (1.5)$$

Essa equação é válida também para laje isótropa (ou ortótropa, alterada convenientemente para isótropa, como se estudará no item 1.4.5) com \underline{m} e \underline{m}' constantes para as charneiras positivas e negativas.

A energia desenvolvida pelas cargas vale:

$$\tau = \sum Q_j a_j + \int a p \, dS \quad \dots (1.6)$$

com a integral e somatório estendidos para a laje toda.

Na igualdade das equações, determinam-se os momentos de plastificação que se devem atribuir à laje isótropa, escolhendo \underline{m} e \underline{m}' ou sua razão $\underline{m}'/\underline{m}$:

$$m \sum \ell_i \theta_i + m' \sum \ell'_i \theta'_i = \tau \quad \dots (1.7)$$

Resolvendo (1.7) em \underline{m} vem:

$$m = \frac{\tau - m' \sum \ell'_i \theta'_i}{\sum \ell_i \theta_i} \quad \dots (1.8)$$

Resolvendo (1.7) em \underline{m}' vem:

$$m' = \frac{\tau - m \sum \lambda_i \theta_i}{\sum \lambda'_i \theta'_i} \quad \dots (1.9)$$

Se se quiser obter a razão m'/m , pode-se dividir ambos os membros de (1.7) por m , obtendo-se:

$$\sum \lambda_i \theta_i + \frac{m'}{m} \sum \lambda'_i \theta'_i = \frac{\tau}{m} \quad \dots (1.10)$$

Multiplicando-se ambos os membros por m' , vem:

$$m'(\sum \lambda_i \theta_i + \frac{m'}{m} \sum \lambda'_i \theta'_i) = \tau \frac{m'}{m} \quad \dots (1.11)$$

e, portanto:

$$m' = \frac{(m'/m)\tau}{\sum \lambda_i \theta_i + (m'/m)\sum \lambda'_i \theta'_i} \quad \dots (1.12)$$

Se p for constante, tem-se:

$$\int a p dS = p \int a dS = pV \quad \dots (1.13)$$

onde V é o volume limitado pela laje deformada e pelo plano dos apoios e, se p se distribuir em parte da laje, o volume é considerado até a projeção sobre a região em que p atua.

τ é dado pela equação (1.6).

1.4.6 - Isotropia e anisotropia

Para facilidade de execução das armaduras e também atendendo as hipóteses de cálculo de lajes em geral, dispõem-se as armaduras em duas direções ortogonais. Elas poderão absorver o mesmo momento resistente (levando-se em

conta a diferença de nível entre elas); nesse caso diz-se que a laje é isótropa. Em caso contrário ela é anisótropa.

A laje é ortótropa, se ela tiver armadura em duas direções perpendiculares, tal que os momentos de plastificação λm e m respectivamente, tenham a mesma razão λ entre si que os respectivos momentos negativos.

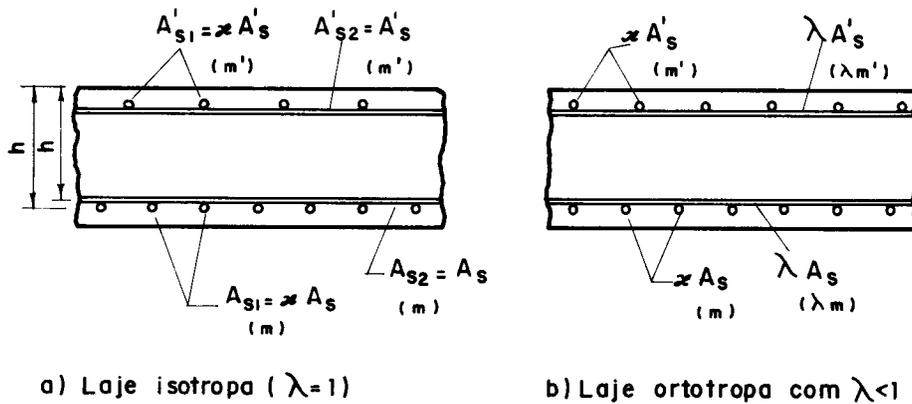


FIGURA 1.7 — LAJES ISÓTROPAS E ORTÓTropa

Para calcular-se uma laje ortótropa, procede-se como se ela fosse isótropa, com momentos de plastificação m e m' , bastando para isso alterar todas as dimensões, na direção normal à das seções que resistem a λm e $\lambda m'$, dividindo-as por $\sqrt{\lambda}$. As cargas distribuídas ficam com seu valor e as concentradas e linearmente distribuídas são aumentadas na proporção de $1/\sqrt{\lambda}$. Isto é demonstrado por LANGENDONCK [1971], a partir da proporcionalidade dos trabalhos realizados nos dois casos (a e b) da Figura 1.8.

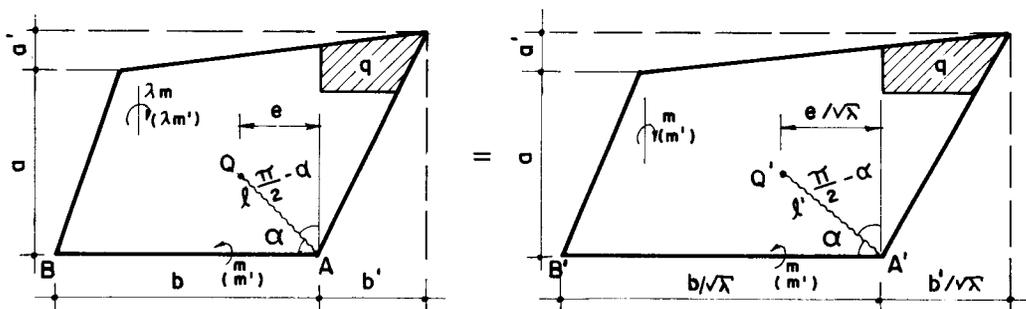


FIGURA - 1.8 — TRANSFORMAÇÃO DE ORTOTROPIA

1.4.7 - Processo de Cálculo

LANGENDONCK [1971] demonstra que a superposição dos efeitos, isto é, a soma dos momentos de plastificação devido às cargas permanentes e acidentais, é a favor da segurança.

As cargas a serem consideradas são proporcionais, isto é, crescem ou decrescem sempre mantendo-se proporcionais entre si e sem mudar de sentido. Se elas não forem proporcionais, pode-se, com alguma delas, atingir o momento de plastificação e, aí, reduzir a capacidade de resistência global da laje.

A carga de ruína é determinada pela Teoria da Elasticidade, pela qual se deve satisfazer as condições:

- a - A estrutura deve tornar-se hipostática com a plastificção provocada pela carga.
- b - As condições de equilíbrio devem ser satisfeitas.
- c - Em nenhum ponto da estrutura pode ter-se esforço superior ao que aí origina a plastificação.

A verificação das duas primeiras condições, sem que seja satisfeita a terceira, leva a valores de carga maior que o real, e a das duas últimas, sem que seja satisfeita a primeira conduz a valores da carga menor que o real.

O método das charneiras plásticas, recai na primeira hipótese, pois, conduz à solução que é verdadeira ou fica contra a segurança, resultando carga de ruína maior que a real. Nos projetos, procura-se obter a solução aparentemente mais desfavorável, deixando por conta do coeficiente de segurança a cobertura de eventual diferença que possa existir.

1.5 - CHARNEIRAS PLÁSTICAS APLICADAS ÀS LAJES RETANGULARES ISÓTROPAS ENGASTADAS COM CARGAS CONCENTRADAS

1.5.1 - Análise Inicial

Os ensaios dos modelos reduzidos de lajes de tabuleiro de ponte foram feitos com o trem tipo, para ponte classe 36 da NB-6/1960, em escala e que foi construído por MONTANARI [1969], conforme se verá no Capítulo 2. O veículo possui seis rodas dispostas em três eixos distantes um metro e meio um do outro; medida na direção transversal a distância entre as rodas é de dois metros (Fig. 1.20).

A posição mais desfavorável do veículo é coincidir seu centro de carga com o centro geométrico da laje; inclusive, é o que foi feito nos ensaios. Para resolver o problema de dimensionamento bastaria deduzirem-se as equações para lajes com aquelas cargas da NB-6. Optou-se, porém, por seguir marcha de cálculo apresentada por LANGENDONCK [1971], onde o problema é solucionado gradualmente.

Inicialmente analisar-se-ão as lajes isótropas para todas as cargas concentradas: desde a única até as seis dispostas em retângulo e, depois a aplicação da teoria nas lajes de pontes com carregamento do veículo tipo classe 36.

1.5.2 - Força Única

Dependendo das dimensões em planta, das lajes de tabuleiro de ponte, poder-se-á ter todas, algumas ou apenas uma roda do trem tipo carregando-a.

Se a força for única, a configuração de ruína é a de um cone com vértice no ponto de aplicação da força e com base limitada por charneira circular tangenciando o contorno da laje (Figura 1.9). A força Q causadora da ruína

é determinada na igualdade dos trabalhos externo e interno, valendo:

$$\frac{Q}{m+m'} = 2 \pi \quad \dots (1.14)$$

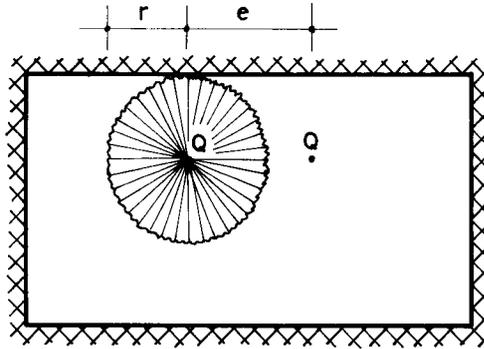


FIGURA 1.9 — CHARNEIRA CIRCULAR PARA FORÇA ÚNICA

1.5.3 - Duas forças

Quando atuarem duas forças concentradas e iguais, distantes e uma da outra, móveis e paralelas a um dos lados da laje, podem-se ter as seguintes configurações de ruína:

1ª) Charneira circular com centro no ponto de aplicação de uma das cargas.

A força causadora vale:

$$\frac{Q}{m+m'} = 2 \pi \quad (r \leq e) \quad \dots (1.15)$$

se o raio da charneira ($r =$ menor distância à borda da laje) for **menor** que e, e portanto, a outra força fica fora do círculo que é a base do cone (Figura 1.9).

Se, $r > e$, ou seja, se as duas forças ficarem dentro do círculo (Figura 1.10), tem-se para valor da força causadora da ruína:

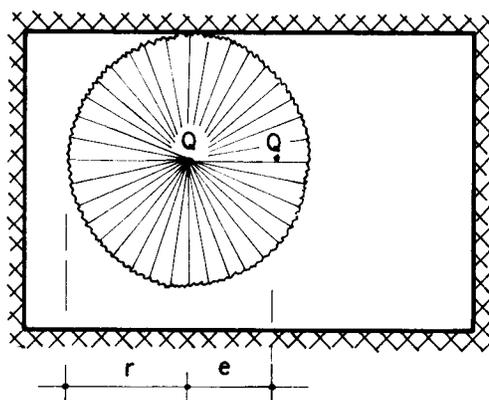


FIGURA 1.10 - CHARNEIRA CIRCULAR PARA DUAS FORÇAS

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{2-e/r} \quad (r > e) \quad \dots (1.16)$$

sendo que a influência da carga que dista e do ponto de deslocamento máximo, é proporcional a $(r - e)/r$, com a soma das duas forças igual a:

$$Q + Q \frac{r-e}{r} \quad \dots (1.17)$$

2ª) Charneira formada por linhas retilíneas e curvilíneas que circunscrevem uma região onde se acham as duas cargas.

A posição mais desfavorável é aquela em que as duas cargas ficam equidistantes das bordas (Figura 1.11). Lembra-se que podem ser duas rodas de uma fila que possuem três (Nb-6/1961).

Seja r a distância das bordas até a reta que une as duas cargas e e , a distância entre elas. Chamando de b_0 o comprimento da laje na direção paralela à fila de cargas, têm-se os seguintes casos:

- a) $b_0 \geq 2r+e$ - Têm-se neste caso a formação de duas charneiras negativas semi-circulares, ligadas por duas charneiras retilíneas coincidentes com os apoios e,

uma charneira positiva que une os pontos de aplicação das cargas e é paralela à borda b_0 , conforme Figura 1.11.

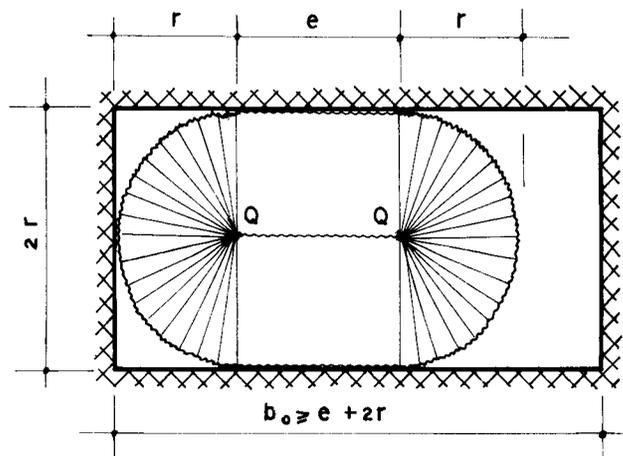


FIGURA 1.11 — CHARNEIRAS RETILÍNEAS E CURVILÍNEAS

A carga que produz a configuração de ruína é:

$$\frac{Q}{m+m'} = \pi + \frac{e}{r} \quad \dots (1.18)$$

Esta equação será predominante sobre (1.15) que foi deduzida para charneira circular com centro em uma das cargas, se:

$$1 < \frac{e}{r} < \pi \quad \dots (1.19)$$

e, sobre (1.16) se:

$$1 - \pi < \frac{e}{r} < 1 \quad \dots (1.20)$$

b) $b_0 < 2r + e$, com $2r < h$ (h da Figura 1.13)

Se não se puderem formar as charneiras circulares, e isso irá ocorrer quando $b_0 < 2r + e$, existe a tendência de se formarem quatro charneiras com forma de espí

ral logarítmica, tangentes aos apoios e unidas por quatro outras charneiras negativas e tangentes aos apoios. Como no caso anterior (a) haverá também a formação da charneira positiva paralela ao sentido do tráfego. O comprimento desta charneira é igual a e , ou seja, a distância entre as duas cargas concentradas móveis. A posição delas é simétrica em relação ao centro geométrico da laje, pois esta é a situação mais desfavorável.

Os ângulos que os raios (r_1 e r_2) da espiral formam com os segmentos retos das charneiras negativas são ψ e $\pi - \psi$ e, entre os seus comprimentos há a relação (com $c = \cotg \psi$):

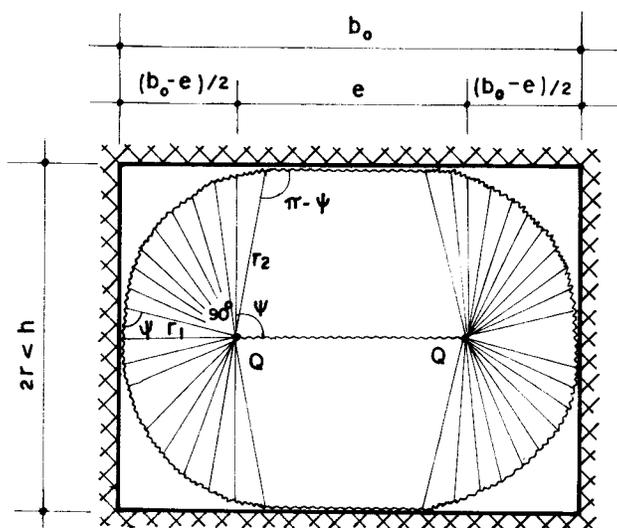


FIGURA 1.12 - CHARNEIRA RETILÍNEA E ESPIRAL COM DUAS CARGAS ($2r < h$)

$$\frac{r_2}{r_1} = e^{c\pi/2} \quad \dots (1.21)$$

mas, r_1 e r_2 são iguais a:

$$r_1 \operatorname{sen} \psi = \frac{b_0 - e}{2} \quad ; \quad r_2 \operatorname{sen} \psi = r$$

então, (1.21) fica:

$$\frac{r_2}{r_1} = \frac{2r}{b_0 - e} = e^{c\pi/2} \quad \dots (1.22)$$

de (1.22) determina-se c:

$$c = \frac{2}{\pi} \ln \frac{2r}{b_0 - e} = \cotg \psi \quad \dots (1.23)$$

O valor das cargas que provocam a ruína é:

$$\frac{Q}{m+m'} = \pi(1+c^2) + \frac{e}{r} \quad \dots (1.24)$$

substituindo o valor de c, (de (1.23)), vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \pi + \frac{4}{\pi} \left(\ln \frac{2r}{b_0 - e} \right)^2 + \frac{e}{r} \quad \dots (1.25)$$

O valor da carga obtida com (1.25) deve ser comparado com os determinados pelas fórmulas (1.15) e (1.16), que fornecem o valor das cargas com configurações de ruína circular.

c) $b_0 < 2r + e$, com $2r \geq h$ (Figura 1.13):

Este caso ocorre se as charneiras negativas paralelas ao lado b_0 não ocorrerem junto aos apoios, como no caso analisado no item b.

Supondo que a distância entre aquelas duas charneiras seja h e, sabendo-se que esta configuração de ruína é mais desfavorável em relação à anterior, determina-se o valor de h, anulando a derivada de (1.25) em relação a r:

$$\frac{\partial}{\partial r} \ln \frac{2r}{b_0 - e} - \frac{e}{r^2} = 0 \quad \dots (1.26)$$

como o valor máximo de $2r$ é h, vem:

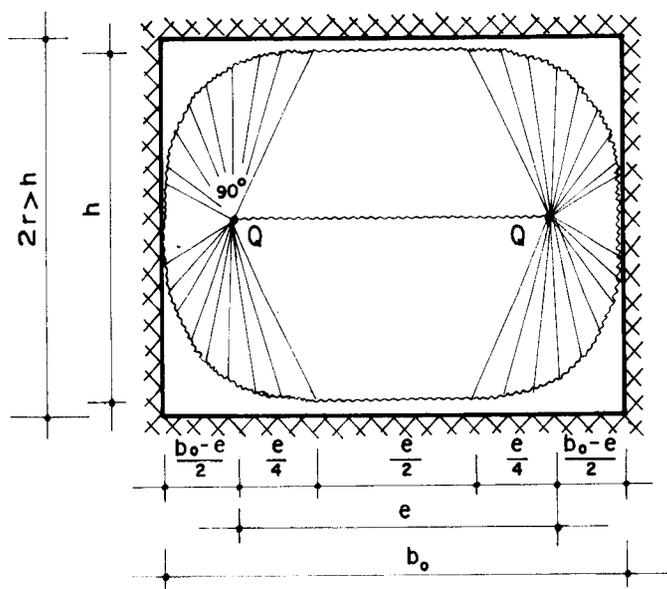


FIGURA 1.13 - CHARNEIRA RETILÍNEA E ESPIRAL LOGARÍTMICA COM DUAS CARGAS ($2r \geq h$)

$$\frac{4}{\pi} h \ln \frac{h}{b_0 - e} = e \quad \dots (1.27)$$

fazendo $e/b_0 = \epsilon$, o valor de h resulta, com boa aproximação, igual a:

$$h \approx \frac{b_0}{1 + \epsilon^2} \quad \text{com} \quad \epsilon = \frac{e}{b_0} \quad \dots (1.28)$$

A expressão (1.24) fica representada pela fórmula simplificada, muito aproximada, nos limites da aplicação, como se pode ver em LANGENDONCK [1971]:

$$\frac{Q}{m+m'} = \pi \frac{\delta - \epsilon}{\delta - 6\epsilon} \quad \dots (1.29)$$

Esta equação predomina sobre (1.15) se:

$$\frac{5e}{8b_0 - 6e} < 1 \quad \dots (1.30)$$

ou seja, com $e > r$; e sobre (1.16) se:

$$\frac{5r}{8b_0 - e} < 0,5 \quad \dots (1.31)$$

com $e < r$.

1.5.4 - Três forças alinhadas

Nesta situação, onde se tem três forças móveis a alinhadas e equidistantes das bordas na direção do tráfego, deve-se analisar a possibilidade parcial de ruína, considerando só duas das cargas.

As equações a serem usadas são as mesmas do item anterior, levando-se, porém, em conta a soma das três forças e, definindo-se para e a distância entre as duas forças mais afastadas. Praticamente $e=3,0m$, conforme especifica a NB-6/1961.

A carga de ruína será a menor das obtidas em função das respectivas configurações possíveis, traduzidas pelas seguintes equações:

de (1.18):

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{3} + \frac{2e}{3r} \quad \dots (1.32)$$

de (1.24):

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{3} (1+c^2) + \frac{2e}{3r} \quad \dots (1.33)$$

de (1.28):

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{3} \frac{8-\epsilon}{8-6\epsilon} \quad \dots (1.34)$$

É possível ainda ter-se a ruína com formação de charneira única circular, contendo em seu interior as três

forças. A carga é determinada por (1.14), onde e e $2e$ são as distâncias das duas cargas posteriores em relação à primeira e a configuração obtida é do tipo da mostrada na Figura 1.11. A configuração de charneira que leva à menor carga, é aquela que tem centro em uma das cargas de extremidade, pois leva a:

$$Q + Q \frac{r-e}{r} + Q \frac{r-2e}{r} \quad \dots (1.35)$$

Da equação (1.14) e aplicando (1.35), tem-se:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{3} \frac{r}{(r-e)} \quad \dots (1.36)$$

1.5.5 - Quatro forças dispostas em retângulo

A Figura 1.14 apresenta uma laje retangular en-
gastada, submetida a quatro cargas concentradas. Fazem-se todas iguais, pois o objetivo é deduzir equações, que serão posteriormente usadas para seis cargas concentradas e iguais, que é o carregamento para ponte classe 36. Na Figura, a posição das cargas é simétrica em relação a dois eixos ortogonais paralelos aos lados da laje e passando pelo centro geométrico. A distância entre as cargas é e_1 e e_2 paralelos a b_1 e b_2 respectivamente, de tal modo que $b_1 - e_1 \leq b_2 - e_2$ e, e_3 é a diagonal do retângulo de cargas, isto é, a hipotenusa de um triângulo retângulo de catetos e_1 e e_2 , e vale:

$$e_3 = \sqrt{e_1^2 + e_2^2} \quad \dots (1.37)$$

A ruína pode dar-se com as seguintes configurações:

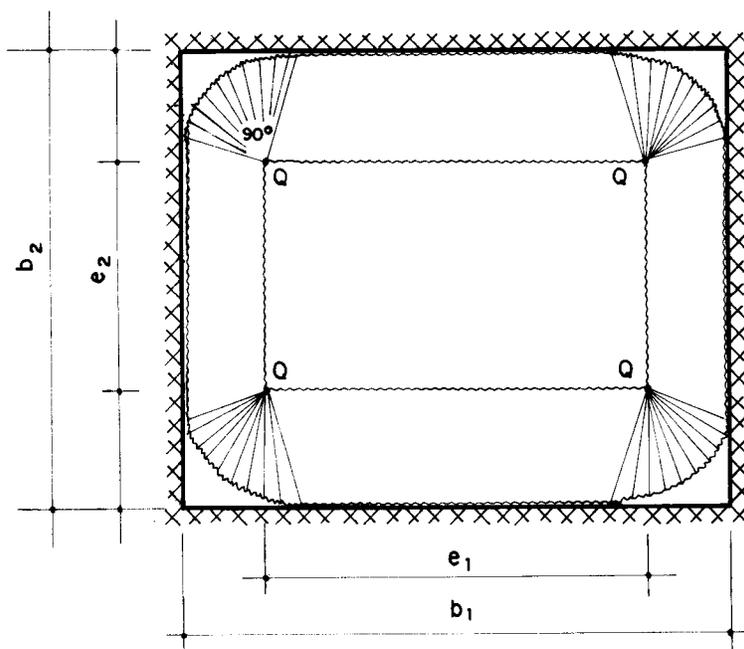


FIGURA I.14 - CHARNEIRAS PARA QUATRO FORÇAS

1ª) Charneira circular única:

Como as quatro cargas são iguais e as suas posições mais desfavoráveis são equidistantes do centro da laje, nas duas direções, com certeza, se ocorrer a charneira circular única, ela terá centro coincidente com o centro geométrico da laje. Utiliza-se, então, a equação (1.14) onde a influência das cargas na configuração vale:

$$\sum_n Q_n \cdot \frac{r - e_n}{r} = n Q \sum \frac{r - e_n}{r} \quad \dots (1.38)$$

onde n é o número de cargas que se acham dentro do círculo de raio r e e_n é a distância do ponto de aplicação ao centro. A carga causadora da ruína é:

$$\frac{n Q}{m + m'} = \pi \frac{r}{r - e_n} \quad \dots (1.39)$$

2ª) uma só charneira positiva retilínea:

A posição mais desfavorável é obtida, dispondo-se a charneira positiva equidistante das bordas que lhe são paralelas. Sendo e_0 a distância entre as linhas de cargas

e de r_0 a distância entre a charneira positiva e cada uma das negativas (r_0 correspondente a r da Figura 1.11).

As fórmulas a utilizar são as (1.18), (1.24) e (1.28), com as quatro forças de mesma intensidade.

A (1.18) neste caso fica:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{\pi}{2} + \frac{e_0}{2r_0} \quad (r_0 \leq e_0) \quad \dots (1.40)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{r_0}{2(2r_0 - e_0)} \left[\pi + \frac{e_0}{r_0} \right] \quad (r_0 > e_0) \quad \dots (1.41)$$

Da equação (1.24) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{\pi}{2} (1+c^2) + \frac{e}{2r} \quad (r_0 \leq e_0) \quad \dots (1.42)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{r_0}{2(2r_0 - e_0)} \left[\pi + \frac{e_0}{r_0} \right] \quad (r_0 > e_0) \quad \dots (1.43)$$

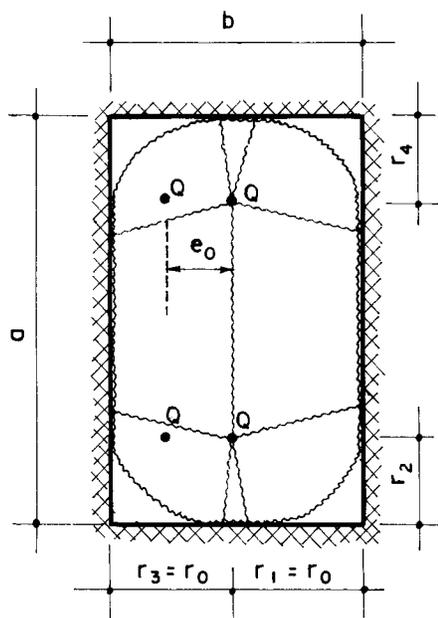
De (1.28) tem-se:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{\pi}{2} \frac{8-\epsilon}{8-6\epsilon} \quad (r_0 \leq e_0) \quad \dots (1.44)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{\pi r_0}{2(2r_0 - e_0)} \left[\pi + \frac{e_0}{r_0} \right] \quad (r_0 > e_0) \quad \dots (1.45)$$

A Figura 1.15 mostra a posição da charneira positiva retilínea única e, se $r_0 \leq e_0$, só duas cargas contribuem para a formação daquela charneira; em caso contrário, isto é, se $r_0 > e_0$, as quatro contribuem, porém, duas delas reduzidas de

$$\frac{r_0 - e_0}{r_0} \quad \dots (1.46)$$



**FIGURA 1.15 — CHARNEIRA POSITIVA RETILÍNEA
CONTENDO DUAS FORÇAS**

3^a) Quatro charneiras positivas retilíneas:

Elas unem os pontos de aplicação das quatro cargas (Figura 1.14), formando um retângulo, cujo centro coincide com o da laje. Como no caso analisado no item 1.5.3, sub itens 2^o b e c, é possível ter-se as quatro charneiras negativas coincidentes com os apoios ou apenas duas delas. Nas faixas laterais de largura $0,5 (b_2 - e_2)$, tudo se passa como nas metades da largura r das Figuras 1.13 e 1.14, passando a ter-se:

$$a) \quad b_2 - e_2 < h$$

Com h de (1.27), substituindo b_0 e e por b_1 e e_1 respectivamente tem-se ($\epsilon = e_1/b_1$):

$$h \approx \frac{b_1}{1 + \epsilon^2} \quad \dots (1.47)$$

Portanto da equação (1.25), complementando-a com as duas outras cargas e com $4e_2/(b_1 - e_1)$, correspondentes às novas charneiras positivas, tem-se:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{1}{2} \left[\pi + \frac{4}{\pi} \left(\ln \frac{b_2^{-e_2}}{b_1^{-e_1}} \right)^2 + \frac{2e_1}{b_2^{-e_2}} + \frac{2e_2}{b_1^{-e_1}} \right] \dots (1.48)$$

$$\begin{aligned} \text{Fazendo: } C &= 2\pi (1+c^2) = 2\pi + \frac{8}{\pi} \left(\ln \frac{2r}{b_0^{-e}} \right)^2 = \\ &= 2\pi + \frac{8}{\pi} \left(\ln \frac{b_2^{-e_2}}{b_1^{-e_1}} \right)^2 \dots (1.49) \end{aligned}$$

e a equação (1.48) fica:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{1}{2} \left[\frac{C}{2} + \frac{4e_1}{b_2^{-e_2}} + \frac{4e_2}{b_1^{-e_1}} \right] \dots (1.50)$$

com c de (1.23) e com as demais identidades de (1.49) apresenta-se a Tabela 1.1, calculada por LANGENDONCK [1971], que determina os valores de C.

$$\text{para: } A + B = \frac{b_0^{-e}}{2r} \quad (\text{equação (1.25)})$$

$$\text{ou } A + B = \frac{b_1^{-e_1}}{b_2^{-e_2}} \quad (\text{equação (1.50)})$$

A	B =									
	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0	—	60,29	45,25	37,59	32,67	29,14	26,44	24,29	22,53	21,05
0,1	19,78	18,69	17,73	16,88	16,13	15,45	14,84	14,28	13,77	13,31
0,2	12,88	12,49	12,12	11,78	11,47	11,18	10,90	10,65	10,41	10,19
0,3	9,97	9,78	9,59	9,41	9,25	9,09	8,94	8,80	8,67	8,54
0,4	8,42	8,31	8,20	8,10	8,00	7,91	7,82	7,73	7,66	7,58
0,5	7,51	7,44	7,37	7,31	7,25	7,19	7,14	7,09	7,04	6,99
0,6	6,95	6,91	6,87	6,83	6,79	6,76	6,72	6,69	6,66	6,63
0,7	6,61	6,58	6,56	6,54	6,51	6,49	6,47	6,46	6,44	6,42
0,8	6,41	6,40	6,38	6,37	6,36	6,35	6,34	6,33	6,32	6,32
0,9	6,31	6,31	6,30	6,30	6,29	6,29	6,29	6,29	6,28	6,28
1	2π	—	—	—	—	—	—	—	—	—

TABELA 1.1 - VALORES DE C -
[LANGENDONCK 1971]

$$b) \quad b_2 - e_2 \geq h$$

A equação a aplicar é a (1.28) levando-se, porém, em conta as duas outras cargas, cuja influência é no sentido de diminuir a carga de ruína em relação à laje com duas cargas.

Tem-se, portanto:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{1}{4} \left(2\pi \frac{\beta - \epsilon}{\beta - 6\epsilon} + \frac{4e_2}{b_1 - e_1} \right) \quad \dots (1.51)$$

com ϵ de (1.47).

1.5.6 - Seis forças dispostas em retângulo

É este o caso de interesse para a pesquisa estudada neste trabalho, pois o veículo tipo 36, para ponte classe 36, é o que foi usado para ensaio dos modelos reduzidos. O peso de cada roda é igual a 6 tf, no protótipo.

A solução é idêntica à desenvolvida no item anterior, já que basta colocar mais duas forças concentradas e iguais a Q , na metade dos lados maiores do retângulo de cargas. A ruína do conjunto dá-se da seguinte forma:

1º) Charneira circular única:

A força Q causadora da ruína (Figura 1.16) é dada por (de (1.15) e (1.38)):

$$\frac{nQ}{m+m'} = \frac{2\pi r}{r - e_n} \quad \dots (1.52)$$

onde n é o número de forças que se acham dentro do círculo de raio r , igual à distância do centro geométrico da laje até a borda mais próxima; e_n é a medida dos segmentos

limitados pelo centro do círculo e pelos pontos de aplicação das cargas.

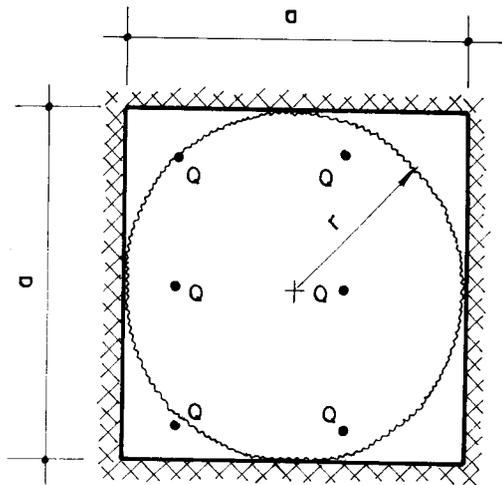


FIGURA 1.16— CHARNEIRA CIRCULAR ÚNICA COM SEIS FORÇAS

2º) Charneira positiva retilínea contendo três forças:

Aplicam-se as equações deduzidas para o caso de charneira positiva retilínea, contendo duas forças, efetuando, porém, a correção para as demais cargas. A posição mais desfavorável é a charneira positiva passar pelo centro geométrico da laje, paralelamente à direção do tráfego, conforme Figura 1.17. Chamando de r_0 a distância daquela charneira até as bordas, de e_0 , a distância entre as filas de cargas, e de e , a das forças colocadas nos extremos das charneiras têm-se os seguintes casos:

$$a) \quad a \geq r_2 + r_4 + e \quad (r_2 \text{ e } r_4 \text{ da Figura 1.17})$$

De (1.18) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2}{3} \left(\pi + \frac{e_0}{r_0} \right) \quad (r_0 \leq e_0) \quad \dots (1.53)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2}{3} \frac{r_o}{(2r_o - e_o)} \left(\pi + \frac{e_o}{r_o} \right) \quad (r_o > e_o) \dots (1.54)$$

b) $a < r_2 + r_4 + e$, com $b < h$

De (1.24) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{3} (1+c^2) + \frac{2e_o}{3r_o} \quad (r_o \leq e_o) \dots (1.55)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2}{3} \frac{r_o}{(2r_o - e_o)} \left[\pi(1+c^2) + \frac{e_o}{r_o} \right] \quad (r_o > e_o) \dots (1.56)$$

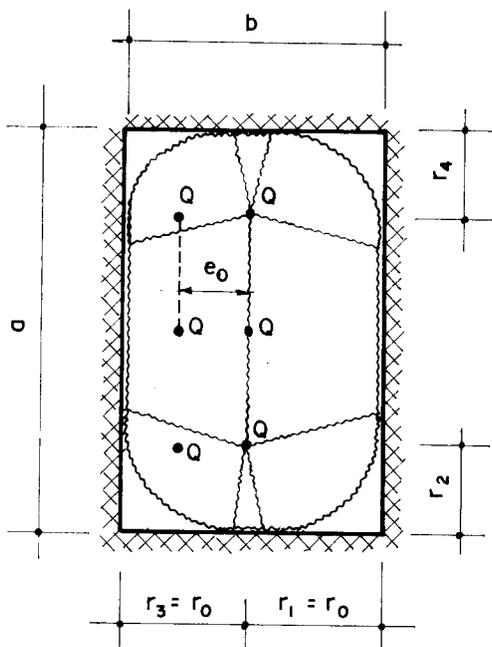


FIGURA 1.17 — CHARNEIRA POSITIVA RETILÍNEA
CONTENDO TRÊS FORÇAS

c) $a < r_2 + r_4 + e$, com $b \geq h$

De (1.28) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{3} \frac{8-\epsilon}{8-6\epsilon} \quad (r_o \leq e_o) \quad \dots (1.57)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{3} \frac{r_o}{(2r_o - e_o)} \frac{8-\epsilon}{8-6\epsilon} \quad (r_o > e_o) \quad \dots (1.58)$$

3º) Charneira positiva retilínea contendo duas forças:

Neste caso, a charneira une os pontos de aplicação do eixo central, ficando as outras quatro cargas, ou melhor, os outros dois eixos, distantes e_a para cada lado (Figura 1.18). Usam-se as mesmas equações do 2º item, porém, com a correção devida do número de cargas. Têm-se os seguintes casos:

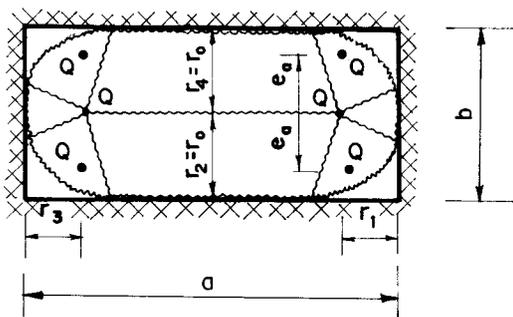


FIGURA 1.18 — CHARNEIRA POSITIVA RETILÍNEA CONTENDO DUAS FORÇAS

a) $a \geq r_1 + r_3 + e$ (r_2 e r_4 da Figura 1.18)

De (1.18) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \pi + \frac{e_a}{r_o} \quad (r_o \leq e_a) \quad \dots (1.59)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{r_o}{3r_o - 2e_a} \left(\pi + \frac{e_a}{r_o} \right) \quad (r_o \geq e_a) \quad \dots (1.60)$$

b) $a < r_1 + r_3 + e$, com $b < h$

De (1.24) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \pi(1+c^2) + \frac{e_a}{r_o} \quad (r_o \leq e_a) \quad \dots (1.61)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{r_o}{3r_o - 2e_a} \pi(1+c^2) + \frac{e_a}{r_o} \quad (r_o > e_a) \quad \dots (1.62)$$

c) $a < r_1 + r_3 + e$, com $b \geq h$

De (1.28) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \pi \frac{8-\epsilon}{8-6\epsilon} \quad (r_o \leq e_a) \quad \dots (1.63)$$

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{r_o}{3r_o - 2e_a} \pi \frac{8-\epsilon}{8-6\epsilon} \quad (r_o > e_a) \quad \dots (1.64)$$

4º) Quatro charneiras positivas:

Usam-se neste caso as equações (1.50) e (1.51), levando-se em conta o efeito das seis cargas concentradas. A Figura 1.19 apresenta as quatro charneiras positivas, que formam um retângulo de lados e_1 e e_2 e, em função de h (h de 1.47) usa-se uma das equações citadas.

a) $b_2 - e_2 < h$

De (1.50) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{1}{6} \left(\frac{C}{2} + \frac{4e_1}{b_2 - e_2} + \frac{4e_2}{b_1 - e_1} \right) \quad \dots (1.65)$$

com C da Tabela 1.1.

$$b) \quad b_2 - e_2 \geq h$$

De (1.51) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{1}{6} \left(2\pi \frac{8-\epsilon}{8-6\epsilon} + \frac{4e_2}{b_1 - e_1} \right) \quad \dots (1.66)$$

com $\epsilon = e_1/b_1$.

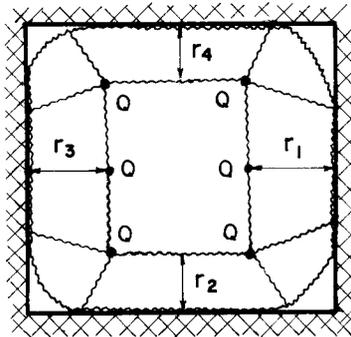


FIGURA 1.19 - QUATRO CHARNEIRAS POSITIVAS

1.6 - LAJES RETANGULARES ENGASTADAS COM CARGAS DISTRIBUÍDAS

1.6.1 - Lajes Isótropas

As cargas permanentes distribuídas são calculadas separadamente das acidentais concentradas, somando-se posteriormente os efeitos. O cálculo deve ser feito para laje ortótropa, tendo em vista levar a uma solução mais econômica, o que será estudado no item posterior.

As cargas móveis distribuídas atuantes, em lajes de pontes têm importância menor que as das rodas do veículo, admitindo-se que elas não influenciam na configuração

de ruína. Este efeito é considerado, acrescentando-se à energia desenvolvida pelo deslocamento das rodas, o trabalho devido à carga distribuída. Para facilidade de cálculo e a favor da segurança, considerar-se-á não só a carga que se acha dentro das charneiras curvilíneas, mas a que está em todo retângulo que as circunscribe, supondo-a concentrada em seu centro de gravidade.

Assim sendo, nos casos das Figuras 1.16 a 1.19, aplicam-se as equações do item 1.5.6, conforme o caso, porém, ao valor da carga Q , soma-se ΔQ , que vale:

$$\Delta Q = \sum_n q_n b'_n e'_n \frac{e'_n}{2r_n} \quad \dots (1.67)$$

com n estendendo-se a todos os retângulos de área b'_n e e'_n das Figuras 1.16 e 1.17, q_n são as cargas móveis uniformente distribuídas, dadas pela NB-6 1961 e r_n são as distâncias das cargas, até as charneiras retilíneas junto às bordas.

1.6.2 - Lajes Ortótropas

Como foi visto no item 1.4.5, lajes ortótropas são aquelas cujos momentos resistentes em duas direções perpendiculares são diferentes. A solução das lajes ortótropas é obtida, utilizando as equações deduzidas para isótropas, desde que, se divida por $\sqrt{\lambda}$ (λ = coeficiente de ortotropia) todas as dimensões paralelas às seções que resistem a m e m' e, também as intensidades das cargas concentradas.

A escolha daquele coeficiente é feito em função da solução mais econômica, LANGENDONCK [1971] conclui que, para lajes retangulares submetidas a cargas acidentais (q) e, com até sete (7) metros de lado, a economia é próxima daquela, cujo coeficiente de ortotropia (λ), seja igual à unidade, isto é, quando a laje é isótropa.

As cargas permanentes (g) terão o seu efeito considerado separadamente. As armaduras negativas, que inicialmente são estendidas por toda a laje, podem ser interrompidas na região central, respeitando-se os deslocamentos dos diagramas de momentos fletores e os comprimentos de ancoragem.

Para armadura constante estendida por toda a laje, a fórmula a utilizar será: (LANGENDONCK - 1966)

$$m_g + m'_g = \frac{3t-1,125}{t+0,675} \cdot \frac{g \ell_2^2}{24} = K g \ell_2^2 \quad \dots (1.68)$$

onde: ℓ_1 e $\ell_2 \leq \ell_1$ são os lados da laje; m_g e m'_g são os momentos nas seções paralelas a ℓ_1 ; λm_g e $\lambda m'_g$ nas seções paralelas a ℓ_2 e fazendo $t = \ell_2 \sqrt{\lambda} / \ell_1 \leq \ell_1$.

Multiplicando o segundo membro de (1.68) por $(\alpha + \lambda)$ obtém-se Ω (grandeza proporcional ao consumo de aço) que é mínimo para os valores de λ que levam a:

$$m_g + m'_g = K_1 g \ell_2^2 \quad \dots (1.69)$$

$$\lambda m_g + \lambda m'_g = K_2 g \ell_2^2 \quad \dots (1.70)$$

com K_1 e K_2 dados na Tabela 1.2, obtendo-se assim, os momentos devidos à carga permanente, que deverão ser somados a $m+m'$ para as cargas acidentais.

Para laje isótropa ($\lambda = 1$; neste caso a solução independe de α) tem-se os valores de $K_1 = K_2$ apresentados na Tabela 1.3.

Designa-se $\alpha < 1$ a razão das armaduras necessárias para que, nas duas direções, se tenha a mesma resistência.

$\frac{l_2}{l_1}$	K_1	K_2	$\frac{l_2}{l_1}$	K_1	K_2
0,25	0,1212	0,0018	0,78	0,0916	0,0142
0,30	0,1195	0,0025	0,80	0,0900	0,0149
0,35	0,1176	0,0033	0,82	0,0881	0,0158
0,40	0,1154	0,0043	0,84	0,0862	0,0167
0,45	0,1130	0,0053	0,86	0,0842	0,0177
0,50	0,1103	0,0065	0,88	0,0820	0,0187
0,55	0,1073	0,0078	0,90	0,0798	0,0198
0,60	0,1042	0,0091	0,92	0,0775	0,0210
0,62	0,1029	0,0096	0,94	0,0749	0,0224
0,64	0,1017	0,0101	0,96	0,0723	0,0238
0,66	0,1005	0,0106	0,98	0,0694	0,0255
0,68	0,0991	0,0111	1,00	0,0663	0,0271
0,70	0,0978	0,0116	1,02 *	0,0631	0,0291
0,72	0,0964	0,0122	1,04 *	0,0595	0,0311
0,74	0,0948	0,0128	1,06 *	0,0558	0,0333
0,76	0,0933	0,0135			

TABELA 1.2 - VALORES DE K_1 E K_2 - LAJES ORTÓTROPAS
[LANGENDONCK 1971]

$\frac{l_2}{l_1}$	$K_1 = K_2$	$\frac{l_2}{l_1}$	$K_1 = K_2$
0,25	0,0969	0,78	0,0580
0,30	0,0922	0,80	0,0568
0,35	0,0879	0,82	0,0557
0,40	0,0837	0,84	0,0546
0,45	0,0797	0,86	0,0536
0,50	0,0759	0,88	0,0526
0,55	0,0724	0,90	0,0516
0,60	0,0690	0,92	0,0505
0,62	0,0677	0,93	0,0500
0,64	0,0664	0,94	0,0495
0,66	0,0651	0,95	0,0490
0,68	0,0638	0,96	0,0485
0,70	0,0626	0,97	0,0480
0,72	0,0614	0,98	0,0476
0,74	0,0602	0,99	0,0471
0,76	0,0591	1,00	0,0466

TABELA 1.3 - VALORES DE $K_1 = K_2$ - LAJES ISÓTROPAS
[LANGENDONCK 1971]

1.7 - CHARNEIRAS PLÁSTICAS APLICADAS ÀS LAJES RETANGULARES DE PONTES

1.7.1 - Utilização prática

LANGENDONCK [1971] construiu os gráficos que a qui se apresentam nas páginas 1.44, 1.45 e 1.46, utiliza dos para o cálculo dos momentos fletores devidos às cargas acidentais, cargas essas supostas concentradas. Aqueles gráficos foram obtidos pela utilização das equações deduzi das para seis forças dispostas em retângulo.

Como foi visto, pode-se obter quatro tipos de configurações de ruína para aquele carregamento e depen dente das dimensões dos lados da laje. Nos gráficos, de signam-se as regiões de aplicabilidade daquelas fórmulas pelas seguintes letras romanas maiúsculas:

C = charneira negativa Circular

T = charneira positiva retilínea única Transversal (disposta na direção normal ao tráfego)

L = charneira positiva retilínea única Longitudinal (disposta na direção do tráfego)

Q = conjunto de Quatro charneiras retilíneas dispostas em retângulo.

Os ábacos das Figuras 1.22, 1.23 e 1.24, são pa ra pontes classe 36, onde se encontram em função da largura b (normal ao tráfego) e do comprimento a (paralelo ao tráfego) curvas de nível, representativas dos valores de $m+m'$ (linhas tracejadas na Figura 1.22) e a indicação das zonas de aplicação dos quatro tipos mencionados de configu ração de ruína (separadas por curvas em traço cheio). Ob têm-se o valor exato de $m+m'$, através das fórmulas deduzi das, porém, sabendo-se através dos ábacos, qual delas deverá ser utilizada e conhecendo-se antecipadamente, em função

dos lados da laje e do veículo-tipo, a configuração de ruína.

As fórmulas a aplicar, devido a utilização do veículo-tipo classe 36 da NB-6/1960 apresentado na Figura 1.20, serão as que a seguir se escrevem, adaptando as já deduzidas no item 1.5.6.

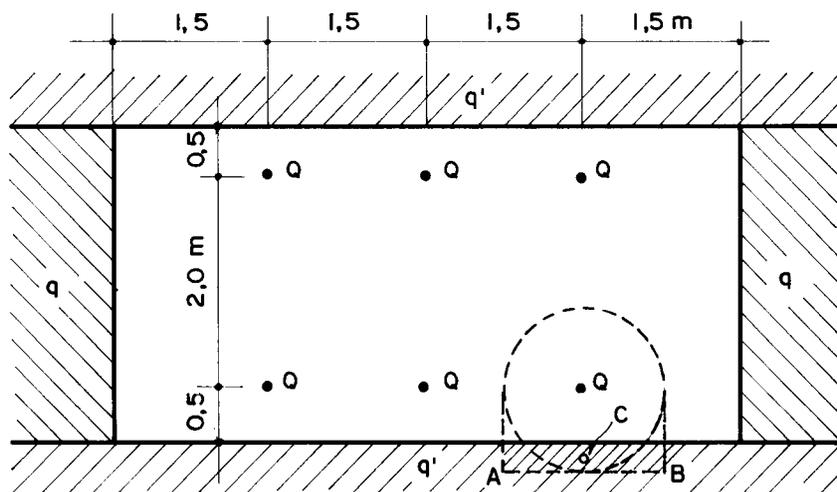


FIGURA 1.20 — VEÍCULO TIPO CLASSE 36 NB-6-1960

A - CHARNEIRA NEGATIVA CIRCULAR

Com r da Figura 1.21 e seu valor igual à metade do menor dos dois lados a e b , apresentam-se os casos possíveis, para formação de charneira negativa circular. Levase em conta, também, a influência das cargas móveis uniformemente distribuídas, como foi visto no item 1.6.1. Os valores dessas cargas aparecem nas equações, em função da carga móvel concentrada, fazendo-se: $i = q'/Q = 1/20$ e $i_0 = q/Q = 1/12$, com os valores numéricos para ponte classe 36 tendo como unidade o metro quadrado.

1º) $r \leq 0,5m$

A influência é de apenas uma carga concentrada e, portanto de (1.14) vem:

$$\frac{P}{m+m'} = 2\pi \dots (1.71)$$

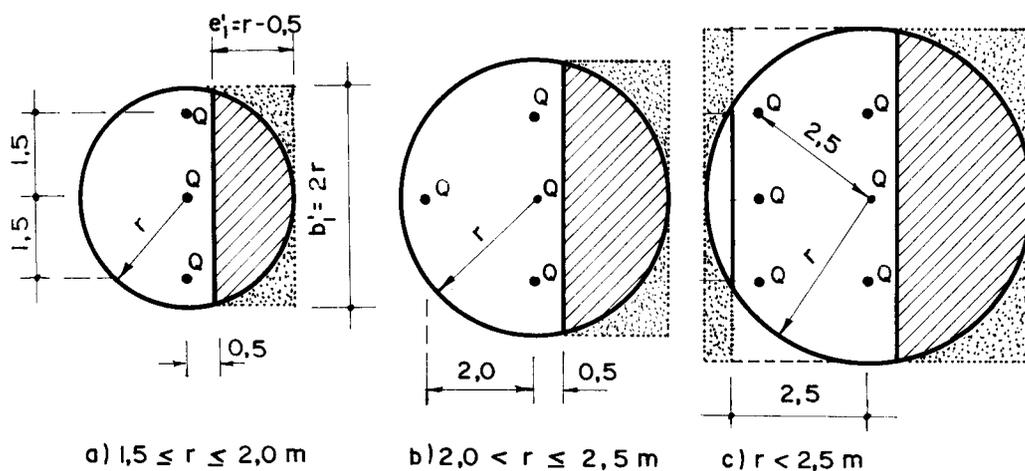


FIGURA 1.21 — CHARNEIRAS NEGATIVAS CIRCULARES

2º) $0,5m < r \leq 1,5m$

A carga concentrada é uma só e a carga uniformemente distribuída a considerar é a que se acha aplicada no retângulo de lados $2r = 3m$ e $r - 0,5$ (metros), ficando a carga final igual a (usando 1.67):

$$Q \left[1 + i(r - 0,5)^2 \right] \dots (1.72)$$

Com (1.15), pois $r \leq e$ e com (1.72) vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi}{1+i(r-0,5)^2} \dots (1.73)$$

É o caso da Figura 1.21a, onde as três cargas estão em linha, devendo-se então, aplicar a fórmula (1.35) sendo que o centro da charneira negativa circular coincide com uma das rodas do eixo central. Substituindo-a em (1.67) aplicada ao retângulo de área $2r \times (r-0,5)$, vem:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi r}{3r-3+ir(r-0,5)^2} \quad \dots (1.74)$$

4º) $2,0m < r \leq 2,5m$

Nesta situação aplicam-se as mesmas fórmulas, porém, com quatro cargas iguais e dispostas (Figura 1.21b) segundo o veículo tipo classe 36. A carga de ruína vale:

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi r}{4r-5+ir(r-0,5)^2} \quad \dots (1.75)$$

5º) $2,5m < r$

A carga de ruína vale (usando a mesma seqüência das alíneas anteriores):

$$\frac{Q}{m+m'} = \frac{2\pi r}{6r-10+ir(2r^2-6r+6,5)} \quad \dots (1.76)$$

lembrando que, neste caso, tem-se carga uniforme distribuída nos dois lados do veículo tipo (Figura 1.21c).

B - CHARNEIRA POSITIVA TRANSVERSAL

Usam-se as equações deduzidas, na 3ª alínea do item 1.5.6, com ΔQ_i definido por (1.67) e sempre em função do veículo tipo.

C - CHARNEIRA POSITIVA LONGITUDINAL

Usam-se as equações da 2ª alínea do item 1.5.6, com ΔQ_i de (1.67).

D - QUATRO CHARNEIRAS POSITIVAS

As equações a aplicar são as (1.65) e (1.66), conforme o caso já analisado na 4ª alínea do item 1.5.6.

1.8 - REDUÇÃO DA ARMADURA SUPERIOR

O processo de cálculo de laje no regime plástico, prevê a colocação de armação nas duas faces da peça; isto é, uma malha de armaduras na face superior e outra na inferior para absorver momentos negativos e positivos, respectivamente. Os momentos fletores negativos são máximos junto aos apoios e, assim sendo, existe a possibilidade de reduzir parte da armadura superior. A análise será feita para as cargas permanentes e acidentais, podendo-se posteriormente julgar se é viável somar os resultados.

A redução das armaduras nem sempre é viável em termos construtivos e econômicos, pois ao adicionar ao comprimento das barras o deslocamento do diagrama⁽²⁾ de momentos fletores, mais o comprimento de ancoragem⁽³⁾, pode-se obter valores inexpressivos para redução em face das dimensões da laje e da obra em si. Além disso, o acréscimo de mão de obra, acarretado pelo corte das barras, e a preocupação em manter o afastamento das pontas das barras, em relação ao fundo da fôrma, levarão, com certeza, à não otimização do trabalho na obra. De qualquer modo, fica a critério do engenheiro projetista tal decisão.

(2) NB-1/78 - item 4.1.1.2

(3) NB-1/78 - item 4.1.6.2

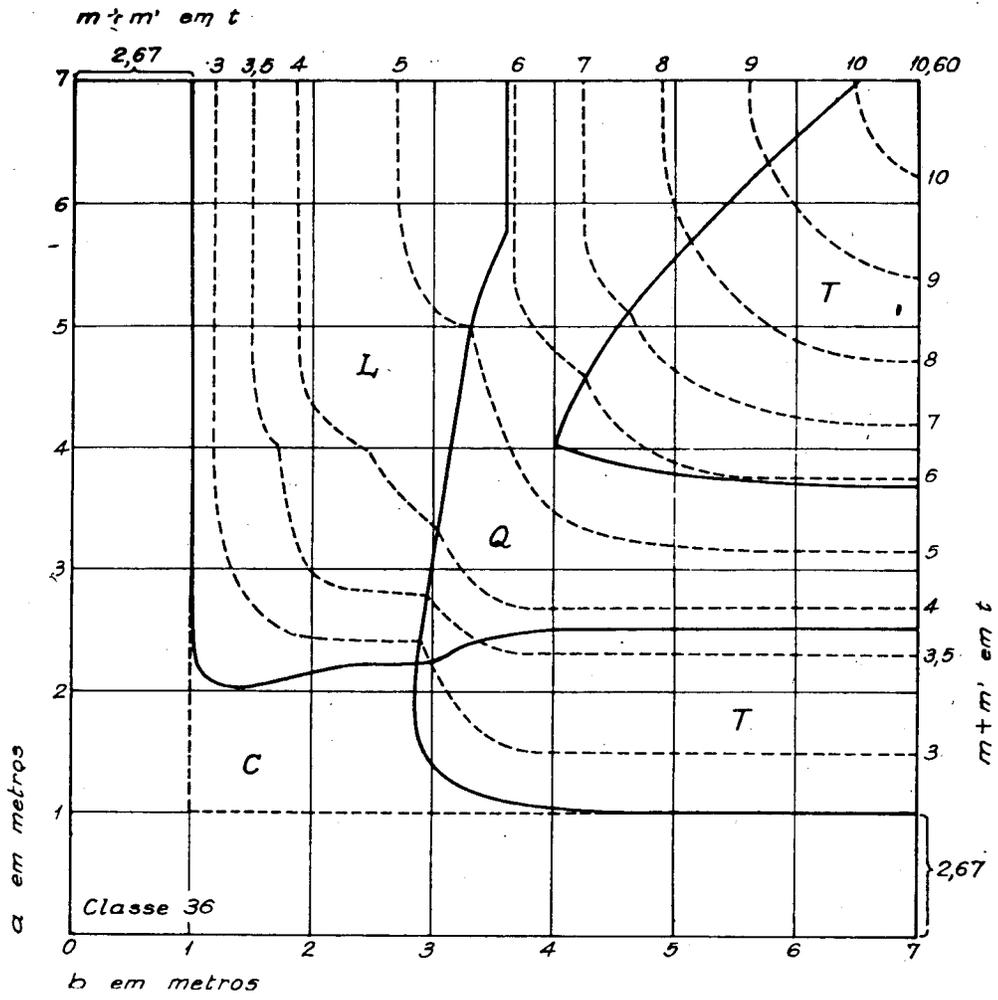


FIGURA 1.22 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DA CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA [LANGENDONCK 1971]

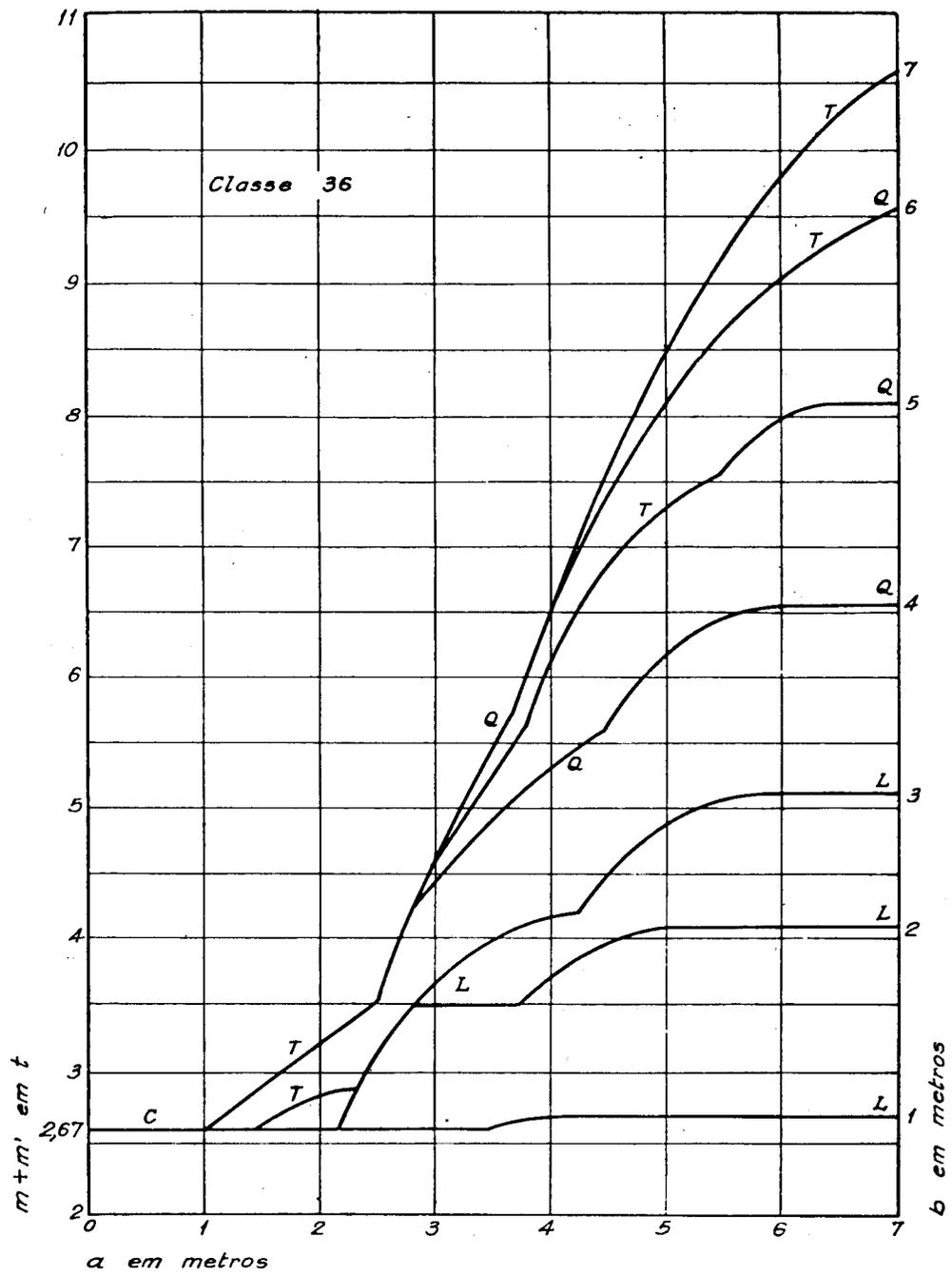


FIGURA I.23 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DA CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA
[LANGENDONCK 1971]

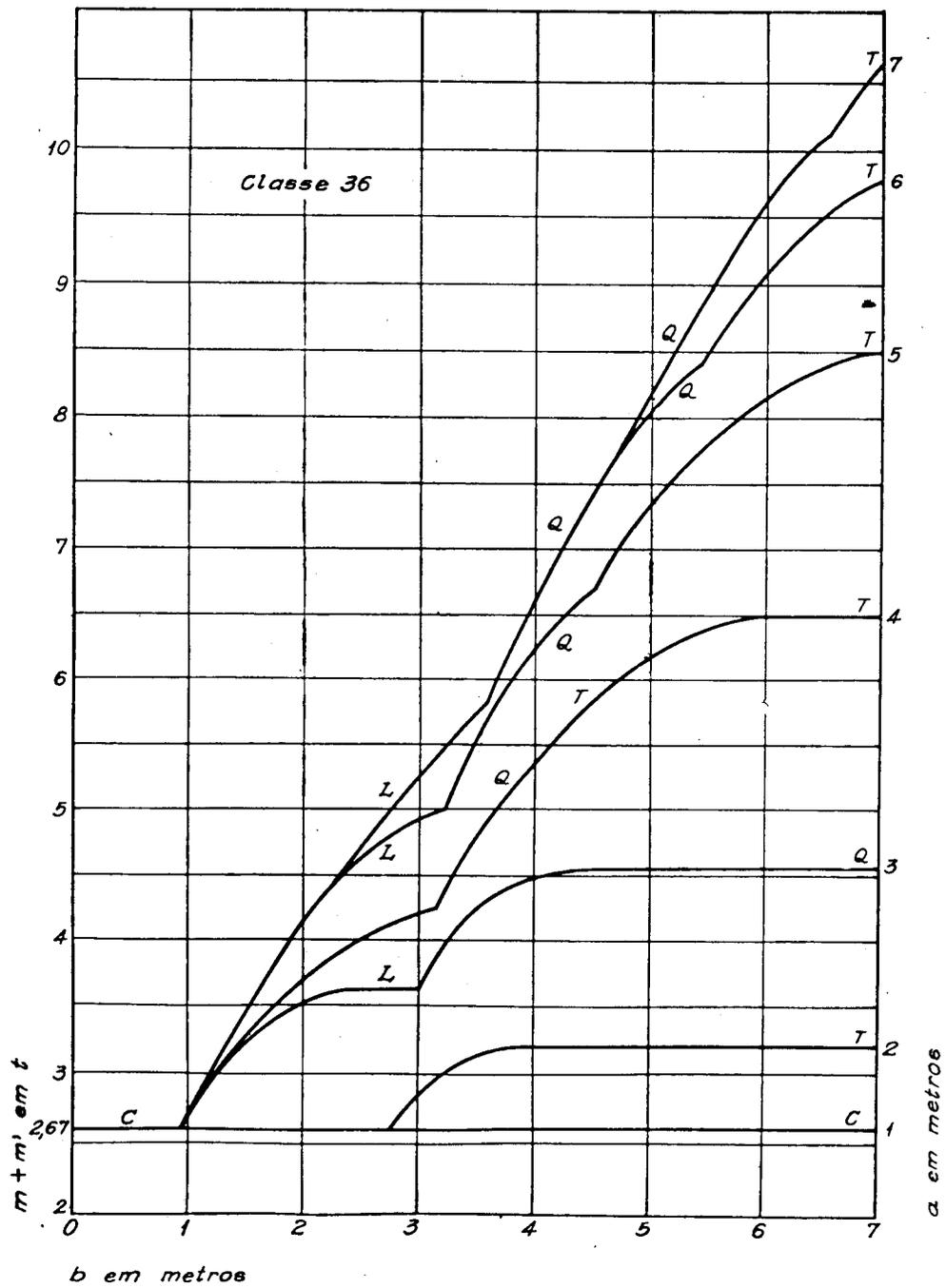
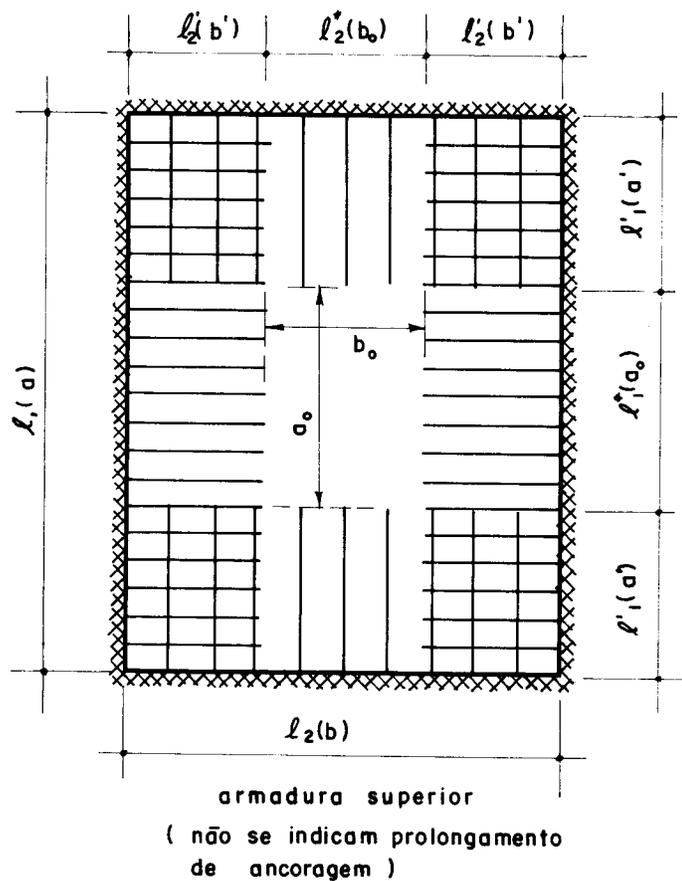


FIGURA I.24 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DA CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA
[LANGENDONCK 1971]

1.8.1 - Redução devida às cargas permanentes

A solução para este caso é apresentada na Figura 1.25 onde as armaduras superiores, nas duas direções, foram interrompidas formando, na região central da laje, um



**FIGURA 1.25 – REDUÇÃO DA ARMADURA SUPERIOR
CARGAS PERMANENTES**

retângulo de lados a_0 e b_0 , paralelos aos lados a e $b > a$ respectivamente, e centro geométrico coincidente com o da laje. Para evitar que a supressão atinja a charneira curvilínea negativa, que limita o leque formado pela bifurcação, não se deve ter valores menores que:

$$a' = 0,21a \quad e \quad b' = 0,21b \quad \dots (1.77)$$

Na falta da armadura superior, a laje só com a inferior deverá resistir ao carregamento, levando aos seguintes valores:

$$m_g = \frac{K_1}{3} g a^2 \quad e \quad m'_g = 2 m_g \quad \dots (1.78)$$

com K_1 da Tabela 1.2.

1.8.2 - Redução devida às cargas móveis

Neste caso se deve verificar a possibilidade de ruína de todos os trechos da laje limitados pelas linhas de separação, entre as áreas com e sem armadura na face superior. Se Δm for a redução do valor de $m+m'$, proveniente da referida supressão, designa-se por

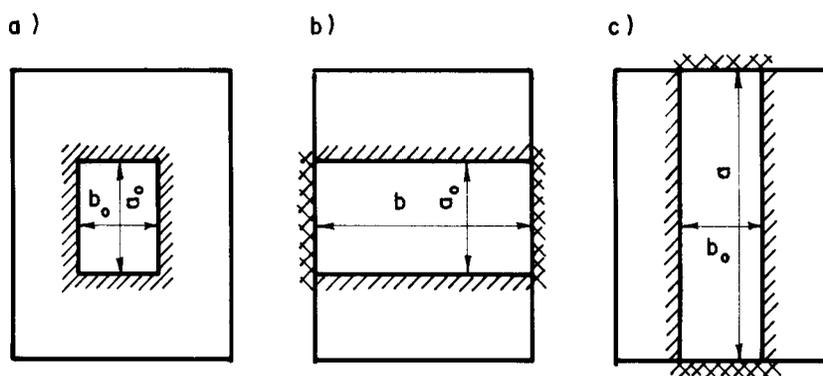
$$m^* = m+m' - \Delta m \quad \dots (1.79)$$

a soma das resistências restantes aos momentos positivos e negativos. Para o cálculo, tudo se passa como se só houvesse a resistência a momentos positivos e as lajes parciais fossem livremente apoiadas nas lajes vizinhas de que foram supostas destacadas.

O caso mais corrente é o da Figura 1.26 a onde se suprime a armadura superior na região central da laje. Os outros casos (b e c) da mesma figura são convenientes, quando uma das direções é preponderante em relação à outra.

LANGENDONCK [1971], analisando a economia através do consumo de armadura, que é proporcional a

$$a_o b_o (m+m'-m^*) \quad \dots (1.80)$$



**FIGURA 1.26 - REDUÇÃO DA ARMADURA SUPERIOR
CARGAS ACIDENTAIS**

chegou ao valor mais econômico de m^* e dos correspondentes a_0 e b_0 e apresenta as seguintes fórmulas para cálculo de m^* :

a - Ponte classe 36 com $m+m' \geq 4$:

$$m^* = 0,7 (m+m')$$

$$b_0 = \frac{m+m'}{2} - 1 \quad \dots (1.81)$$

$$a_0 = \frac{m+m'}{3} + 0,8$$

Indica ainda, que, para valores de $m+m'$ menores que os limites dados, não se suprime a armadura superior; para valores maiores, é necessário fazer um estudo econômico.

A superposição das soluções referentes à supressão de armadura, para as cargas permanente e móvel, pode levar a valores diferentes de a_0 e b_0 . Neste caso pode-se alterar a solução referente à carga permanente, adotando os comprimentos a_0 e b_0 calculados para cargas móvel e os momentos totais da carga permanente dados pelas equações (1.77) e (1.78).

2. DESCRIÇÃO DO MODELO E DO ENSAIO

2.1 - O MODELO UTILIZADO

"O modelo de um protótipo, quer do ponto de vista das formas quer dos materiais, quer ainda das ações que se aplicou, é uma imagem mais fiel do que as hipóteses adotadas para a sua resolução analítica" [ROCHA 1925].

Um modelo de uma estrutura, é uma reprodução do protótipo em uma escala, geralmente menor do que a unidade, constituída pelos mesmos materiais ou por materiais diferentes, com características tais que, do seu comportamento se pode deduzir a do protótipo.

Para os modelos constituídos pelos mesmos materiais dos protótipos e, estando os modelos em equilíbrio estático sob a ação de forças externas, pode-se determinar a relação entre as ações e solicitações do modelo e do protótipo quando a escala geométrica adotada for igual a $1/\lambda$.

ROCHA [1952] mostra que, para haver proporcionalidade entre os deslocamentos, as deformações e as tensões de elementos homólogos, é necessário e suficiente que o modelo seja apoiado sobre apoios homólogos, do mesmo tipo e, submetido a forças externas homólogas, cujas grandezas satisfaçam, em cada instante, a seguinte relação:

2.2

$$F_m = \frac{1}{\lambda^2} F_p$$

ou seja, estejam na escala $1/\lambda^2$. As cargas uniformemente distribuídas aplicadas na superfície do modelo são as mesmas que se aplicam no protótipo, ou seja:

$$P_m = P_p$$

Demonstra-se esta conclusão, começando por impor a cada ponto do modelo um deslocamento $a_m = (1/\lambda)a_p$, sendo a_p o deslocamento do ponto homólogo do protótipo, resultando que o modelo adquire uma configuração geometricamente semelhante à do protótipo.

Se os deslocamentos no modelo e no protótipo estão na razão $1:\lambda$, as deformações no modelo e no protótipo são iguais, isto é, $\epsilon_m = \epsilon_p$, mesmo que se trate de grandes deformações. O estado de deformação de dois paralelepípedos elementares homólogos manter-se-ão os mesmos no decorrer do tempo.

Admitindo ser a mesma a evolução dos estados de deformação de dois paralelepípedos elementares homólogos correspondem, em cada instante, estados de tensões iguais. Conclui-se que as tensões, σ_m e σ_p , atuantes em duas faces homólogas quaisquer são iguais ($\sigma_m = \sigma_p$).

As tensões σ_m devem satisfazer a condição de manter em equilíbrio qualquer volume do modelo, pois por hipótese, os deslocamentos a_p e a_m evoluem lentamente no tempo. Um volume qualquer do protótipo se mantém, por hipótese, em equilíbrio. Sob a ação das tensões σ_p , o volume homólogo do modelo estará em equilíbrio sob a ação das tensões $\sigma_m = \sigma_p$, mesmo para grandes deformações, pois os volumes permanecem em todos os instantes geometricamente semelhantes. Conclui-se, pois, que as tensões $\sigma_m = \sigma_p$ mantêm em equilíbrio qualquer volume do modelo quando a estes são impostos deslocamentos $a_m = (1/\lambda)a_p$.

As forças concentradas $F_m = (1/\lambda^2)F_p$ e as uniformemente distribuídas $p_m = p_p$, aplicadas aos modelos, geram reações de apoio uniformemente distribuídos $v_m = v_p$, ou concentrados $R_m = (1/\lambda^2)R_p$, quando os apoios sofrem deslocamentos $a_m = (1/\lambda)a_p$. Portanto os apoios fixos (articulações ou engastamentos) e os apoios móveis, terão que corresponder, no modelo, apoios do mesmo tipo.

Com relação à fissuração e rupturas em algumas regiões do protótipo, para serem verdadeiras as conclusões a que se chegou, é necessário admitir que para paralelepípedos homólogos, a ruptura se dá para os mesmos estados de tensões, sofrendo então, o modelo, rupturas geometricamente semelhantes às do protótipo.

Se ocorrerem fenômenos de instabilidade, isto é, aumentos bruscos dos deslocamentos, as cargas críticas homólogas estão na escala $1/\lambda^2$.

Concluí-se que, se o modelo estiver apoiado de maneira análoga à do protótipo e submetido a solicitações atuantes na superfície satisfazendo as condições:

$$p_m = p_p \quad \text{e} \quad F_m = \frac{1}{\lambda^2} F_p$$

os deslocamentos, as deformações e as tensões desenvolvidas no modelo e no protótipo estão nas seguintes relações:

$$a_m = \frac{1}{\lambda} a_p$$

$$\epsilon_m = \epsilon_p$$

$$\sigma_m = \sigma_p$$

Para as distâncias médias entre as fissuras e para as aberturas de fissuras, as relações são:

$$a_{r,m} = \frac{1}{\lambda} a_{r,p}$$

$$w_m = \frac{1}{\lambda} w_p$$

e, as relações entre as reações de apoio são:

$$v_m = v_p \quad e \quad R_m = \frac{1}{\lambda^2} R_p$$

As conclusões obtidas só são válidas quando os estados iniciais de tensão e deformação do modelo, inclusive rupturas, forem os mesmos do protótipo, principalmente no caso de estruturas de concreto armado. Ainda são válidas, qualquer que seja a natureza dos materiais, a grandeza das deformações e o caráter estável ou instável do equilíbrio.

Demonstra-se que, mesmo no caso de pequenos deslocamentos, não é possível haver proporcionalidade entre os deslocamentos, as deformações e as tensões com outros coeficientes de proporcionalidade que não sejam os deduzidos anteriormente. Admitindo-se que os deslocamentos satisfaçam a $a_m = (1/K)a_p$, com $K \geq \lambda$, as deformações homólogas ainda seriam proporcionais, a não ser que se tratasse de deformações satisfazendo a lei de Hooke, não mantendo portanto em equilíbrio qualquer volume do modelo; no caso de grandes deslocamentos nem mesmo as deformações seriam proporcionais.

Quando se tratar de protótipo a ser construído em concreto armado, é conveniente que o modelo seja geometricamente semelhante, inclusive os materiais e os diâmetros das armaduras.

Ao se fixar a escala a ser adotada no modelo, é necessário ter em conta:

- a - as peças de dimensões menores não devem ficar tão pequenas, de modo a dificultar a sua construção e observação;
- b - a precisão com que se pode realizar o sistema de aplicação de cargas ou de outras solicitações e;

c - a precisão, dimensões e modo de colocação da aparelhagem de medição.

Considerando-se estas informações e tomando por base trabalhos anteriores, já realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (LE-EESC-USP) e, ainda, analisando-se as condições técnicas e econômicas, à época da execução dos ensaios, adotou-se para a relação de dimensões entre o modelo e o protótipo o valor 1:10.

Para um tabuleiro normal de ponte, onde as lajes tenham vãos entre os centros das vigas iguais a 6,00m e 5,00m, medidos nas direções das longarinas e transversinas respectivamente, adotou-se um modelo com as características geométricas indicadas na figura 2.1.

As dimensões estão também em função do veículo tipo prescrito pela Norma Brasileira NB6/1960 - Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias, que têm 6,00m na direção do tráfego e 3,00m na outra, pois pretendia-se obter a configuração de ruína com todas as seis rodas daquele veículo atuando na laje.

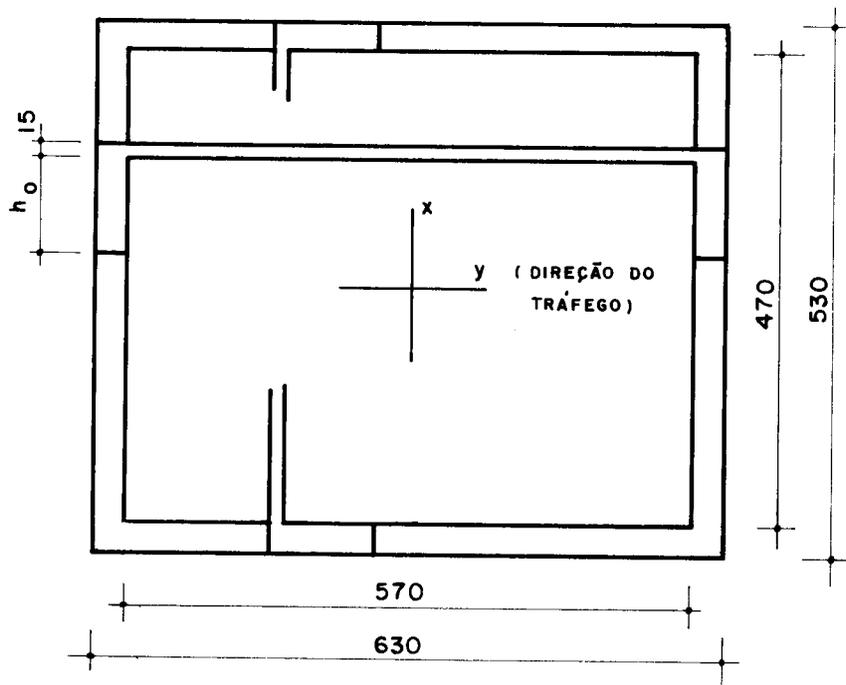


FIGURA 2.1 — FÔRMA E DIMENSÕES DO MODELO

A espessura da laje e a largura das vigas foram a dotadas iguais a 15mm (150mm no protótipo) e 30mm (30mm no protótipo) respectivamente. A espessura da laje foi satisfatória quanto aos aspectos de moldagem do micro concreto e quanto ao alojamento conveniente das armaduras.

Quanto à altura das vigas, ensaiaram-se modelos com 90mm, 120mm e 150mm, medidos a partir da face inferior da laje até a face inferior das vigas. Este procedimento, como se verá na análise dos resultados, era para determinar-se o comportamento da laje quando se varia a altura das vigas de borda.

2.1.1 - Nomenclatura dos modelos

A designação dos modelos é feita por um número, que se refere à altura das vigas de borda, conforme ficou definido no item anterior; pelas letras M_b , que representa o valor do momento de borda, definido pelo item 24 da Norma Brasileira NB2/1961. Sobre a letra M, colocaram-se uma barra, duas ou nenhuma, com a finalidade de se indicar o tipo de armação do modelo.

Eles foram divididos em três séries -9, 12 e 15, com estes números referindo-se às alturas livres, em centímetros, das vigas de borda - com quatro unidades por séries com diferentes tipos de armação e escolhidas do seguinte modo:

- \bar{M}_b - armação para solicitação na face superior, junto às bordas, nas duas direções, igual ao limite inferior da desigualdade dada pela NB-2/1961 - item 24, com as respectivas solicitações na face inferior da laje (M_x e M_y).
- M_b - para a mesma solicitação, porém, igual ao limite superior.
- $\overline{\bar{M}}_b$ - solicitação idêntica aos casos anteriores, porém, igual a um valor acima do limite superior.

M_b^s - armação idêntica ao do tipo M_b , mas, com acréscimo de armaduras da face superior na região central.

Os modelos com armação tipo M_b^s forneceram dados para o estudo do acréscimo de armaduras superiores, na região central, quando se comparam com resultados teóricos da NB2/1961 - item 24 e, para o estudo da redução da armadura, quando do cálculo pela teoria das charneiras plásticas.

2.2 - MATERIAIS PARA O MICRO CONCRETO ARMADO

A expressão micro concreto representa o material constituído por agregado miúdo (areia de rio), cimento e água, misturados em uma dosagem conveniente e, com a areia apresentando uma granulometria tal que traduza a trabalhabilidade e as características mecânicas do concreto normal. A argamassa, embora constituída pelos mesmos materiais, apresenta a areia em qualquer distribuição granulométrica. Para o estudo de estruturas, através de modelos, é conveniente utilizar-se um material que traduza as reais condições do material do protótipo, daí trabalhar-se com o micro concreto.

Para a armação dos modelos, utilizaram-se fios recozidos de diâmetro 1,25mm para as armaduras localizadas nas faces superior e inferior da laje e para os estribos das vigas; para as armaduras longitudinais das vigas, fios de 2,00mm de diâmetro. Comercialmente os arames são vendidos em rolos e são usados para amarrar barras e fios de aço (Especificação Brasileira - EB3/1980) usadas em estruturas de concreto armado.

Estes materiais, suas qualidades físicas e mecânicas, serão analisados em itens próprios.

A opção para a utilização do micro concreto armado, para a construção dos modelos, deveu-se a:

1º) Já havia sido usado em trabalhos experimentais no LE-EESC-USP, com o fim de se estudar o método das charneiras plásticas entre os quais são citados: MONTANARI [1961], BASTOS [1977], PADILHA [1979], PINHEIRO [1980], além de outros, nos demais centros de pesquisa nacionais e internacionais. Desse modo já havia um grau de conhecimento muito bom, em relação à maneira de preparar os materiais, favorecendo quanto à precisão e rapidez na construção dos modelos.

2º) Trabalhos realizados por outros pesquisadores, entre eles os citados por LIMA [1974], apresentam estudos comparativos e demonstram ser o micro concreto armado o material que mais se aproxima do utilizado no protótipo, quando tratar-se de concreto armado convencional.

Por outro lado, um aspecto favorável para a utilização do micro concreto armado é que os materiais que o compõem possuem propriedades químicas, físicas e mecânicas semelhantes aos que constituem o concreto armado convencional.

2.2.1 - Micro Concreto

A Norma Brasileira NBl/1961 em seu item 87, definia: "O diâmetro máximo do agregado graúdo deve ser menor que 1/4 da menor dimensão da peça". A Norma Brasileira NBl/1978 no item 8.1.2.3 define: "A dimensão máxima característica do agregado, considerado em sua totalidade, deverá ser menor que 1/4 da menor distância entre faces das fôrmas e 1/3 da espessura das lajes ..."

Nas condições da NBl/1961⁽⁴⁾, tinha-se para a máxima dimensão característica do agregado o valor 3,75mm, já

(4) À época da construção dos modelos, a NBl/1961 estava em vigor e a PNB1/1975, em fase de projeto, por isso se adotaram as indicações daquela Norma.

que a espessura da laje era de 15mm. Essa dimensão satisfaz com folga o valor indicado pela NBl/1978, inclusive poder-se-ia usar o material retido na peneira ABNT 4,8mm e que passa pela ABNT 5,6mm (Associação Brasileira de Normas Técnicas - Especificação Brasileira - EB 22/1972 - Peneiras para ensaio).

A areia utilizada na composição do micro concreto continha, portanto, porcentagens de materiais retirados nas peneiras de malha quadrada, de lado 0,15mm e 0,3mm, trabalhando como agregado miúdo e, nas peneiras, 0,6mm, 1,2mm e 2,4mm como agregado graúdo.

A areia utilizada era procedente do rio Mogi-Guaçu, na região de São Carlos e, no Laboratório dispunha-se de areias de granulometria média e fina, tal como eram encontradas comercialmente.

Elas foram misturadas em partes iguais, constituindo uma amostra de 10 kg (resultou, ao final do ensaio de peneiramento 1,2 kg de finos) que foi peneirada com a série normal de peneiras, cujo resultado é mostrado na Figura 2.2, onde se apresentam para comparação os valores das zonas de granulometria ótima e utilizável, segundo a Especificação Brasileira EB 4/1939 - Agregados para Concreto.

De posse desse estudo, escolheram-se as porcentagens de participação de cada granulometria, na construção do agregado, que tem, para cada uma das cinco peneiras, os seguintes valores: 15%, 25%, 25%, 30% e 5%, respectivamente. Nota-se que a relação agregado graúdo para agregado miúdo é igual a $ag/am = 1,86$, próximo da relação normalmente adotada para os concretos convencionais.

A Figura 2.2, apresenta ainda a curva granulométrica dessa areia, que constitui o agregado para o micro concreto, onde são lançadas também as curvas que delimitam as zonas ótima e utilizável prescritas pela EB-4/1939.

O fator água/cimento escolhido foi igual a $x = a/c = 0,50$, seguindo-se indicações da Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP - citadas em AGNESINI

PENEIRAS		COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA				
ABNT Nº EB 22 -72	ABERTURAS NOMINAIS (mm)	PORCENTAGEM ACUMULADA EB 4/39		AGREGADO OBTIDO PORC. RETIDA	ADOTADA	
		ZONA UTILIZÁVEL	ZONA ÓTIMA		PORC. RETIDA	PORC. ACUMULADA
	9,5	0	0	0	0	0
4	4,8	0-3	3-5	0	0	0
8	2,4	13-29	29-43	14,8	15	15
16	1,2	23-49	49-64	11,4	25	40
30	0,6	42-68	68-83	21,6	25	65
50	0,3	73-83	83-94	35,2	30	95
100	0,15	88-93	93-98	17,0	5	100

MF = 3,15

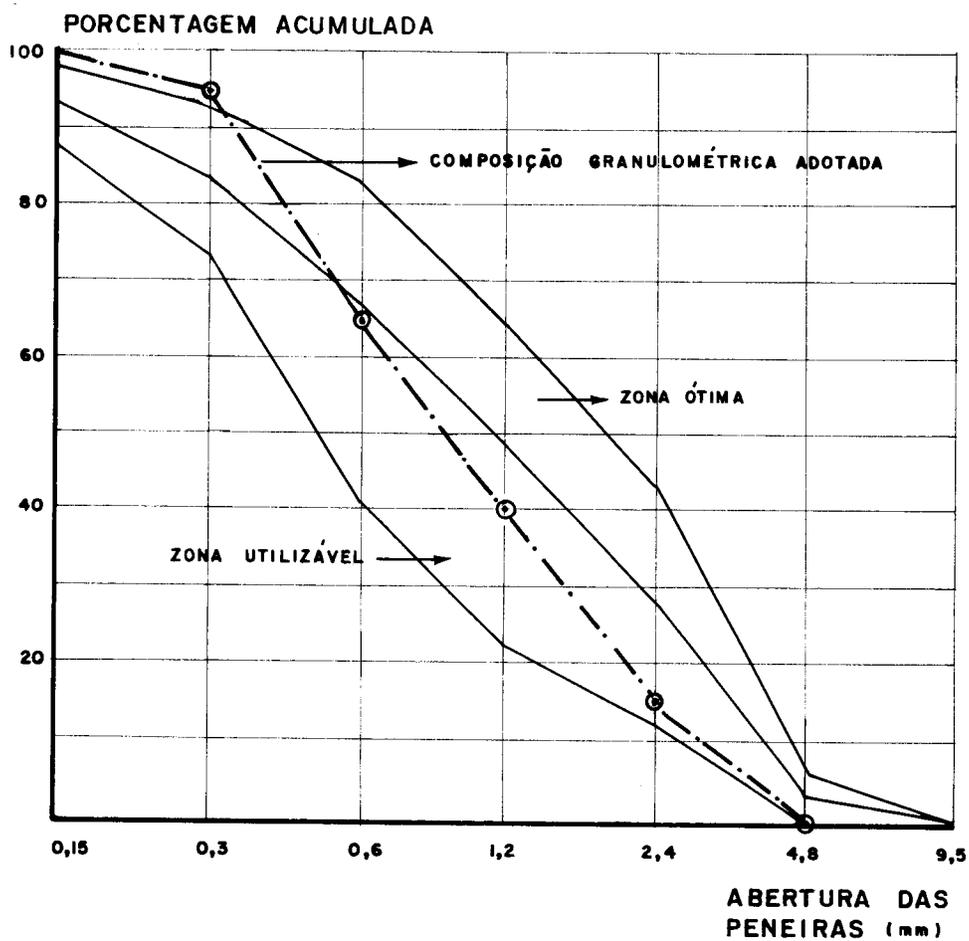


FIGURA 2.2 — COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO

[1975], para condições de exposição e natureza da obra, semelhantes às do protótipo representado pelos modelos. O consumo de cimento por unidade de volume de micro concreto foi adotado igual a 300 kg/m^3 , segundo indicações de GRUN, também citado naquele trabalho.

Para todos os modelos utilizou-se cimento Portland comum, tipo CP 320 (Especificação Brasileira - EB 1/1977 - Cimento Portland Comum) e sempre do mesmo fabricante (Itaú), que era adquirido de acordo com o cronograma de moldagens.

Em função das dimensões do modelo e do traço adotado que era: 1:3:0,50, chegou-se às quantidades de cada material necessárias para uma moldagem. Durante a fase de estudo do traço do micro concreto confeccionaram-se 24 corpos de prova cilíndricos com 50mm de diâmetro da base e 100mm de altura, que foram moldados, curados e ensaiados à compressão, segundo o Método Brasileiro MB 1/1978 - Ensaio de Cimento Portland.

Os ensaios foram feitos aos três, sete e vinte e oito dias, obtendo-se para as resistências médias à compressão, valores iguais a 11 MPa, 22 MPa e 31 MPa respectivamente. O peso específico médio do micro concreto era igual a 2.388 kg/m^3 .

2.2.2 - Armaduras

Como já foi dito anteriormente, utilizaram-se para as armaduras das lajes e estribos das vigas fios de 1,25mm e para as armaduras longitudinais das mesmas fios de 2,0mm. Esses fios, de arame recozidos, são encontrados no comércio sem nenhuma especificação mecânica, como era de se esperar, já que não têm finalidade estrutural e sim a de servir para posicionar as barras e fios de aço em obras convencionais de concreto armado.

Sendo assim, optou-se por adquirir em um só lote

os arames recozidos que foram utilizados como armaduras dos modelos. No Capítulo 3, item 3.3, apresentam-se as características mecânicas dos fios das armaduras, determinadas em ensaios de tração.

2.3 - FÔRMAS

Definidas as dimensões do modelo (Figura 2.1), passou-se à construção da fôrma que foi utilizada nas moldagens. Em vista do número previsto de modelos, optou-se por construir duas unidades. Com isso foi possível acelerar, quando necessário, o cronograma da pesquisa ou, permitir a limpeza e recuperação de uma, enquanto a outra estivesse sendo preparada para moldagem.

Os materiais utilizados para a execução da fôrma foram: táboas de pinho do Paraná, de 25mm de espessura para as faces interna e externa das vigas, e compensado naval para a face inferior da laje.

A preocupação principal ao se projetar a fôrma era com a facilidade de desforma. Portanto, a fôrma deveria ser facilmente desmontável para não prejudicar fisicamente o modelo, com o agravante que ele seria desformado três dias após a moldagem.

A fôrma, portanto, era montada em quatro partes, divididas pelos quadrantes formados pelos eixos coordenados com origem no centro geométrico da laje. Todo o sistema de ligação entre as partes, era feito através de encaixes nas peças de madeira e mediante a utilização de parafusos auto atarrachantes.

Nas táboas externas das vigas, em sua parte superior, fixaram-se em todo o contorno, cantoneiras de abas iguais com 1" x 1/16", com a finalidade de proteger a fôrma, pois durante a moldagem, utilizou-se uma régua de madeira, para regularizar o micro concreto na face superior do modelo.

As fôrmas, depois de prontas, foi aplicado verniz

poliuretano, com a finalidade de proteger a madeira dos agentes químicos, provenientes da reação do cimento com água.

Como as alturas das vigas eram iguais a 90 mm, 120mm e 150mm, para cada série de ensaios, optou-se por fazer a profundidade das vigas de borda iguais a 150mm. Para as outras duas séries, colocavam-se sarrafos de seção transversal, de 30 x 30 mm² para a série 12 e para a série 9, sarrafos de 30 x 60 mm².

Na Figura 2.3, mostram-se com detalhes as dimensões e as particularidades das fôrmas usadas para a moldagem do modelo.

2.4 - MOLDAGEM, DESFORMA E CURA

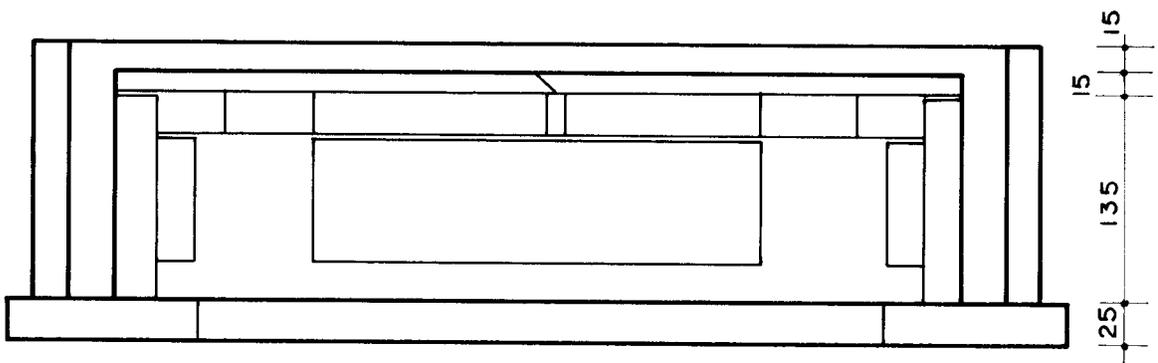
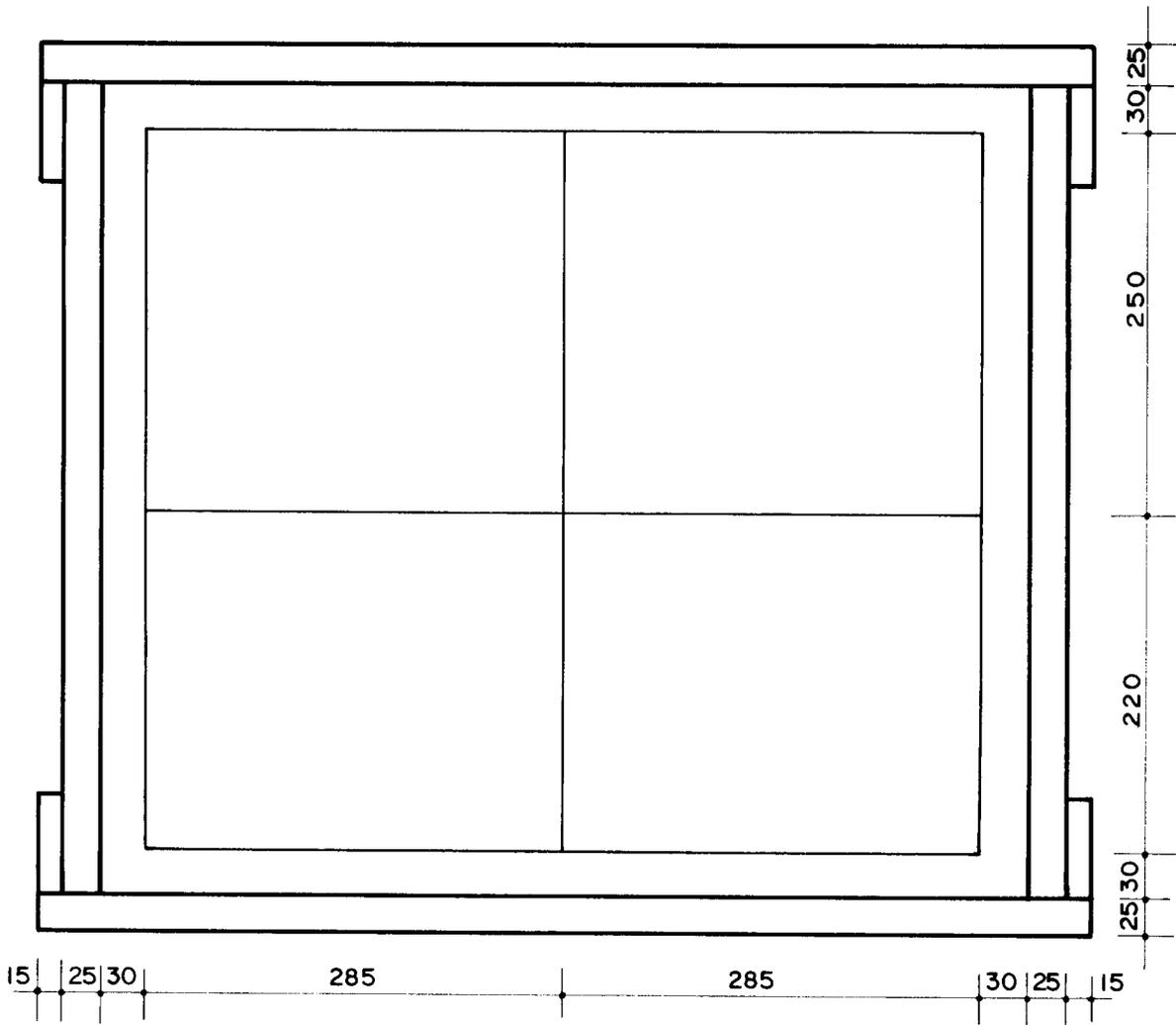
Para as armaduras, utilizaram-se fios recozidos de 1,25mm e 2,00mm e estes materiais são acondicionados na forma de rolos, sendo necessário um trabalho de retificação, como a seguir se expõe.

Os fios eram cortados no comprimento necessário em função da posição que ele ocupava na fôrma. As medidas dos fios, que foram usados nos modelos, eram marcadas na bancada de serviços do laboratório. Através desse gabarito ficava fácil para um ajudante de técnico cortar os fios.

O processo de retificação consistia em tomar-se um grupo de aproximadamente cinco fios, envolvê-los em três (dois nas extremidades e um no centro) conduites plásticos de 12,7mm de diâmetros interno por 50mm de comprimento e, em contato com uma superfície plana, aplicar um movimento de vai e vem, fazendo com que os fios girassem em torno de seus eixos.

Encerrava-se este procedimento ao perceber que os fios estavam retificados. Para os de 2,00mm de diâmetro, ainda havia a necessidade de colocá-los sobre uma superfície plana e aplicar leves pancadas com marreta de madeira. Este trabalho de retificação dos fios era contínuo, isto é,

VISTA SUPERIOR



CORTE LONGITUDINAL

FIGURA 2.3 — FÔRMA PARA MOLDAGEM

era executado em paralelo com as demais atividades da pesquisa.

Os fios eram posicionados através de gabaritos (Figura 2,4) construídos para executar as malhas inferiores e superiores dos modelos. Os gabaritos constituíam-se de uma base em madeira e, os espaçamentos entre os fios de uma mesma direção eram obtidos através de sulcos executados em uma chapa metálica de 1" x 1/8" que era parafusada naquela base. Para cada tipo de armação (\bar{M}_b , M_b , $\bar{\bar{M}}_b$), tinha-se um conjunto de gabaritos. As amarrações dos fios da malha eram feitas com arame galvanizado número 16 (0,5 mm), sendo que, no contorno, amarravam-se todos os nós e, alternadamente, os internos.

As armações das vigas eram feitas, seguindo-se o procedimento normalmente usado para as vigas convencionais. Confeccionavam-se os estribos em gabarito, os quais eram, posteriormente, colocados ao longo de um gabarito, para dar o espaçamento dos estribos que era de 12,5mm. A seguir posicionavam-se os fios longitudinais das quinas amarrando-os aos estribos; com a posição dos estribos já garantida, lançavam-se os demais fios.

Para as vigas paralelas à direção longitudinal da laje (eixo Y), colocavam-se na face inferior oito fios de 2,00mm e na face superior cinco (Figura 2.5.a); nas vigas paralelas à direção transversal (eixo X), seis fios e cinco fios respectivamente (Figura 2.5.b). Esses fios tinham as suas extremidades dobradas a 90° com a finalidade de garantir as suas ancoragens.

O posicionamento das armações, na fôrma de moldagem, tinha o seguinte procedimento:

1º) Colocavam-se as armações das vigas, cuidando para que os fios da transversal ficassem sobre os da longitudinal, isto junto aos apoios. Desse modo, formava-se um quadro metálico, que era lançado na fôrma.

2º) A armação inferior da laje tinha seus fios com dimen

era executado em paralelo com as demais atividades da pesquisa.

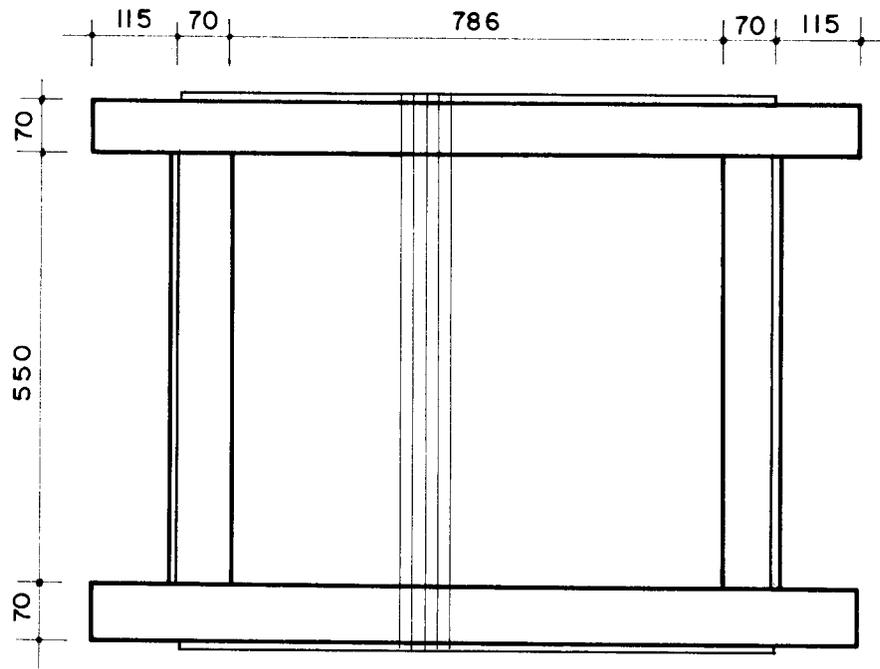
Os fios eram posicionados através de gabaritos (Figura 2,4) construídos para executar as malhas inferiores e superiores dos modelos. Os gabaritos constituíam-se de uma base em madeira e, os espaçamentos entre os fios de uma mesma direção eram obtidos através de sulcos executados em uma chapa metálica de 1" x 1/8" que era parafusada naquela base. Para cada tipo de armação (\bar{M}_b , M_b , $\bar{\bar{M}}_b$), tinha-se um conjunto de gabaritos. As amarrações dos fios da malha eram feitas com arame galvanizado número 16 (0,5 mm), sendo que, no contorno, amarravam-se todos os nós e, alternadamente, os internos.

As armações das vigas eram feitas, seguindo-se o procedimento normalmente usado para as vigas convencionais. Confeccionavam-se os estribos em gabarito, os quais eram, posteriormente, colocados ao longo de um gabarito, para dar o espaçamento dos estribos que era de 12,5mm. A seguir posicionavam-se os fios longitudinais das quinas amarrando-os aos estribos; com a posição dos estribos já garantida, lançavam-se os demais fios.

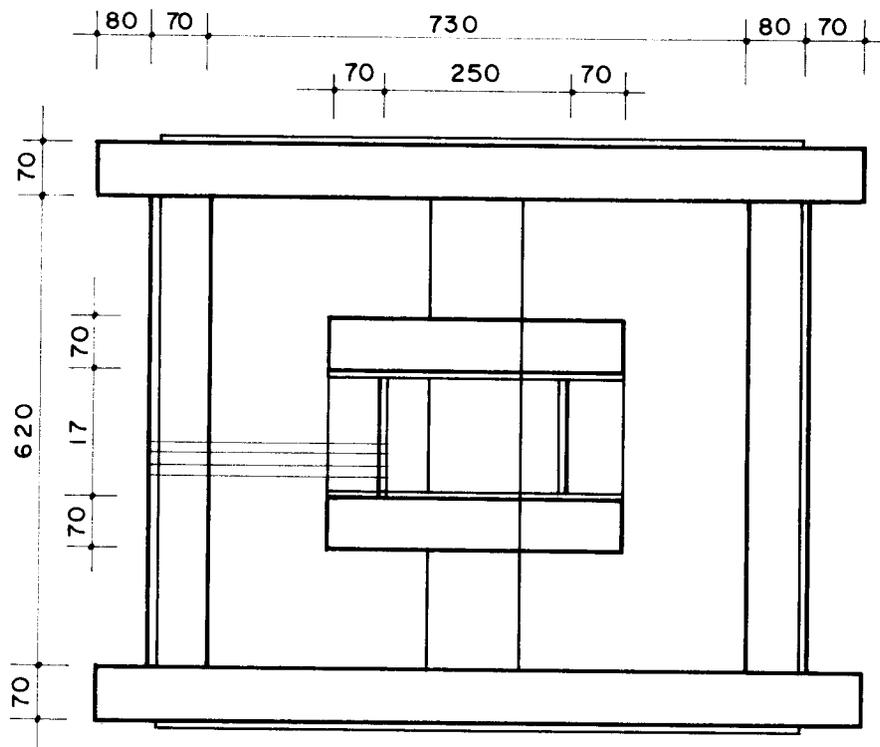
Para as vigas paralelas à direção longitudinal da laje (eixo y), colocavam-se na face inferior oito fios de 2,00mm e na face superior cinco (Figura 2.5.a); nas vigas paralelas à direção transversal (eixo x), seis fios e cinco fios respectivamente (Figura 2.5.b). Esses fios tinham as suas extremidades dobradas a 90° com a finalidade de garantir as suas ancoragens.

O posicionamento das armações, na fôrma de moldagem, tinha o seguinte procedimento:

- 1º) Colocavam-se as armações das vigas, cuidando para que os fios da transversal ficassem sobre os da longitudinal, isto junto aos apoios. Desse modo, formava-se um quadro metálico, que era lançado na fôrma.
- 2º) A armação inferior da laje tinha seus fios com dimen



a) Face inferior



b) Face superior

FIGURA 2.4 - GABARITO PARA CONFECÇÃO DA ARMAÇÃO DO MODELO

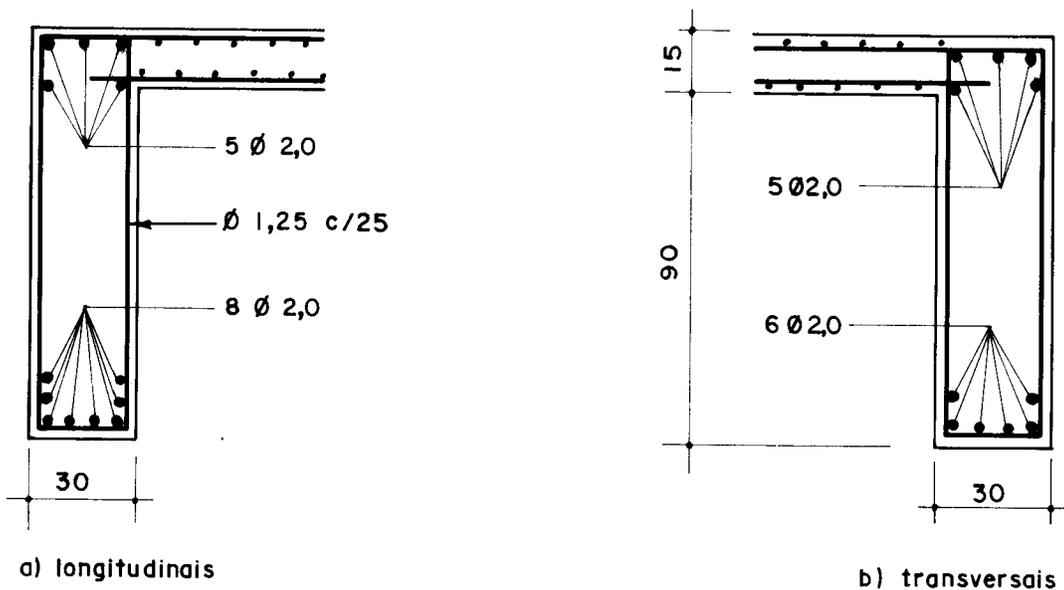


FIGURA 2.5 — ARMAÇÃO DAS VIGAS DE BORDA

sões tais, que ancoravam no interior das vigas. A fixação, no fundo da fôrma, era feita com grampos, desses usados em escritórios para grampear papel (Figura 2.6.)

3º) A última fase constituía em locar a armação superior, cujos fios junto à viga de borda eram dobrados, cerca de 60mm, com o intuito de ancorá-los. A face superior da armação das vigas servia para definir a distância desta armação até o fundo da fôrma. Na região central, o espaçamento era conseguido através de estribos, que eram confeccionados em fios de 1,25mm através de gabarito próprio. A colocação era alternada, de modo a garantir a mesma cota para toda a tela. A Figura 2.6 mostra detalhe da posição das armaduras na fôrma.

O processo de moldagem era iniciado com separação dos agregados, nas suas respectivas quantidades: do cimento que era adquirido especialmente para este fim (para não usar produto envelhecido) e da água que era medida em copo graduado.

A Tabela 2.1 apresenta as quantidades de materiais necessários para a execução de um modelo, com os respectivos vinte e quatro corpos de prova, para avaliação da

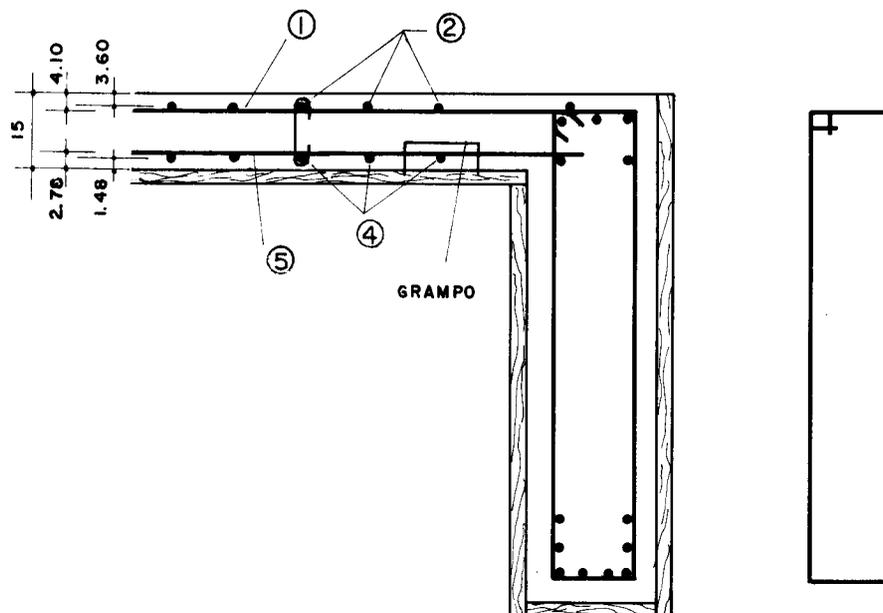


FIGURA 2.6 – POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NAS FÔRMAS

resistência do micro concreto. As quantidades de areia, nas várias granulometrias, foram definidas em função da curva granulométrica do agregado e do fator água-cimento.

MATERIAL		QUANTIDADE (kg)
CIMENTO		9,0
AREIA (PENEIRAS ABNT)	8	4,2
	16	7,0
	30	7,0
	50	8,4
	100	1,4
ÁGUA		4,5

TABELA 2.1 – QUANTIDADE DE MATERIAL
POR MOLDAGEM

O micro concreto era preparado sobre uma caixa metálica limpa e seca, na qual se misturava o agregado, até obter-se homogeneidade; lançava-se o cimento e repetia-se o processo até a mistura apresentar um aspecto uniforme. A quantidade de água era dividida em três partes e a

dicionadas, uma de cada vez, seguidas de um trabalho de homogeneização. Para tal serviço, os auxiliares técnicos utilizavam enxadas.

Ao lado do centro de preparação do micro concreto, ficava a fôrma (com a armação já posicionada) sobre um vibrador de mesa invertido e necessário para uniformizar o micro concreto na fôrma.

A fase de moldagem consistia em preencher inicialmente as quatro vigas de borda, adensando-se o micro concreto com barras de 5mm de diâmetro, com o cuidado de não ofender a posição dos fios da armação. Ligava-se o vibrador o bastante para tornar a distribuição de micro concreto homogênea e de tal modo a não provocar exsudação. Repetia-se o processo até preencher totalmente as vigas. Iniciava-se, na seqüência, o preenchimento da laje, na qual era seguido o mesmo roteiro. Normalmente eram utilizados os serviços de cinco pessoas, além do pesquisador.

Em paralelo à moldagem do modelo, um auxiliar de técnico cuidava de preencher vinte e quatro corpos de prova cilíndricos de 50mm de diâmetro da base por 100mm de altura. Seguiram-se as prescrições do Método Brasileiro - MB 1/78 - Ensaio de Cimento Portland, item 6 - Determinação de Resistência à Compressão e ensaiavam-se seis unidades aos sete dias e dezoito, no dia do ensaio do modelo. Os corpos de prova recebiam remate de pasta de cimento, no traço 1:0,5 seis horas após a moldagem.

Eles eram desmoldados depois de vinte e quatro horas e os dezoito corpos de prova eram colocados em um tanque com água, até sete dias antes do ensaio.

O modelo era desformado aos três dias e durante este período colocava-se sobre ele uma esponja de 5mm de espessura, embebida em água, com área pouco maior que a do modelo.

A desforma era cuidadosa para não alterar as características físicas do modelo, que era então colocado em tanque com água, no qual permanecia até sete dias antes do ensaio.

O ciclo de moldagem reiniciava-se com o serviço de limpeza e preparação da fôrma, que era totalmente raspada com espátula, limpada com ar comprimido, montada e novamente envernizada com verniz poliuretano. Antes de colocar o conjunto de armaduras para nova moldagem, aplicava-se líquido à base de óleo mineral para facilitar a desforma.

2.5 - DISPOSITIVOS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS

2.5.1 - Ensaaios dos modelos

O conjunto que servia de apoio para os modelos era constituído por uma chapa de aço, que ficava em contato com a face inferior das vigas de borda; uma esfera também de aço para permitir rotações e, por barras de seção sextavada, de raio igual a 20mm. Na parte superior das barras fizeram-se bases sobre as quais se colocavam as esferas. Na inferior foram torneados parafusos de 1,27mm de diâmetro, os quais eram fixados no quadro metálico, através de um sistema de porcas e contra-porcas (Figura 2.7).

As bases feitas na parte superior eram tais que permitiam os seguintes movimentos:

- Apoio A (Figura 2.10): Rotações (devida às esferas de aço) nas direções longitudinal e transversal.
- Apoios B e D: rotações nas duas direções e translações em qualquer direção.
- Apoio C: rotações nas duas direções e translação na direção da diagonal que une os apoios A e C.

A carga externa era aplicada através de um macaco hidráulico, acionado por uma bomba elétrica e era transmitida ao modelo através de um dispositivo de distribuição (Figura 2.8) que reproduzia o veículo tipo 36 da

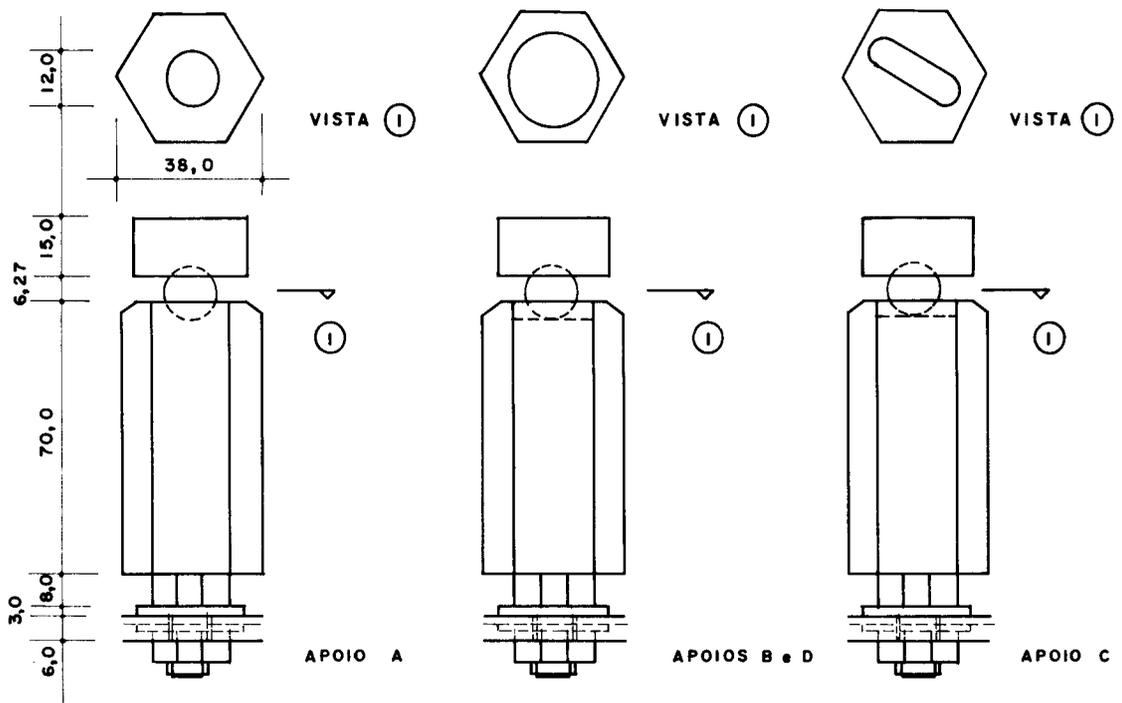


FIGURA 2.7 - APOIOS DOS MODELOS

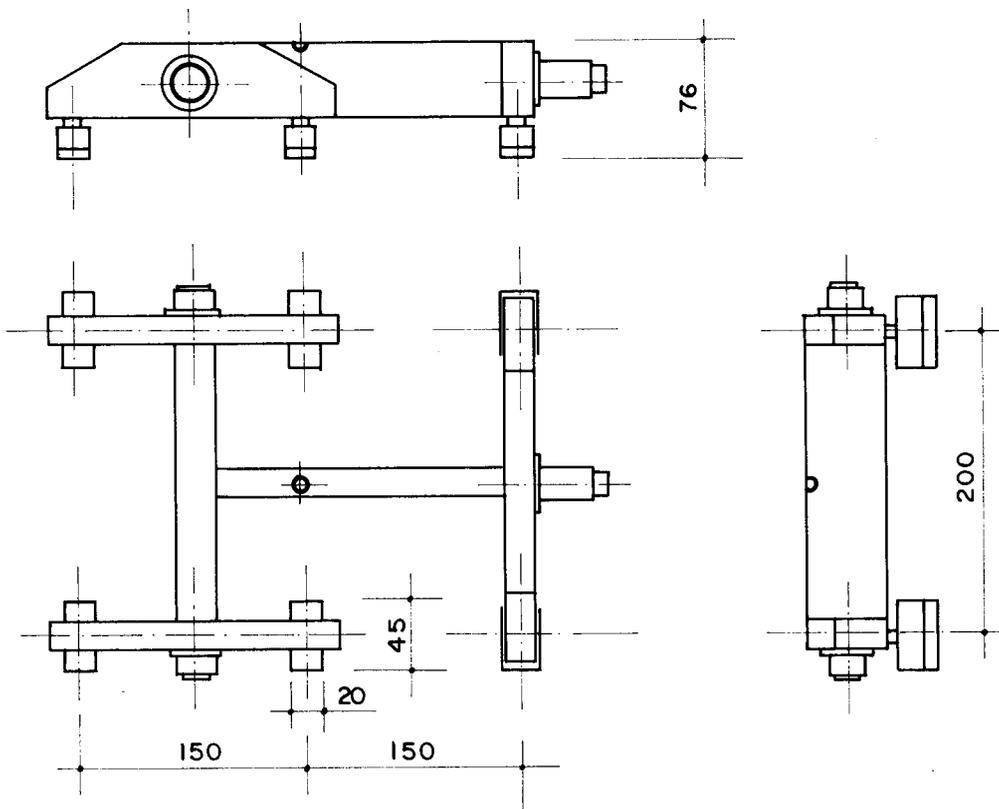


FIGURA 2.8 - DISPOSITIVO DE REPARTIÇÃO DE CARGAS (MONTANARI 1969)

Norma Brasileira NB 6/1960 - Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias, em escala 1:10 em relação ao veículo real.

As seis cargas concentradas eram aplicadas à laje por retângulos que mediam 20mm na direção do tráfego e 45mm na transversal, traduzindo assim, na escala 1:10, a roda do veículo tipo 36 tal como preconiza aquela Norma em seu Quadro (B).

O dispositivo (Figura 2.8), capaz de aplicar um sexto da carga em cada roda, foi projetado e construído por MONTANARI [1969] e usado originalmente nos ensaios para determinação de carga de ruptura em tabuleiros de pontes.

As ligações entre as peças eram articuladas para que, com a laje deformada, a distribuição de cargas fosse sempre igual para todas as rodas, em qualquer fase do ensaio.

As rodas eram retratadas por um paralelepípedo de madeira com área de contato igual a $20 \times 45\text{mm}^2$ e tinha, colado na face inferior, borracha dura de 3mm de espessura, com a finalidade de manter a posição inicial da roda, mesmo com a laje deformada. Na face superior e no centro colocava-se uma esfera sobre um sulco, que servia de ligação com o dispositivo de partição de cargas, possibilitando movimentos entre o conjunto.

O ponto de aplicação da carga coincidia com o centro do eixo central daquele dispositivo que, por sua vez, coincidia com o da laje, tornando o carregamento simétrico em relação aos dois eixos coordenados, paralelos aos seus lados, que passavam pelo centro geométrico da laje.

O quadro metálico, que serviu de base para os apoios do modelo, era fixado a uma estrutura de reação (Figura 2.9) construída em cantoneiras de abas iguais de $2\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{4}''$. A 980mm do nível do piso ficava o quadro para apoio dos modelos e a 2130mm a estrutura de apoio para o conjunto macaco hidráulico-dinamômetro.

A medida da carga aplicada ao modelo era obtida através de um anel dinamométrico, com capacidade para 51kN.

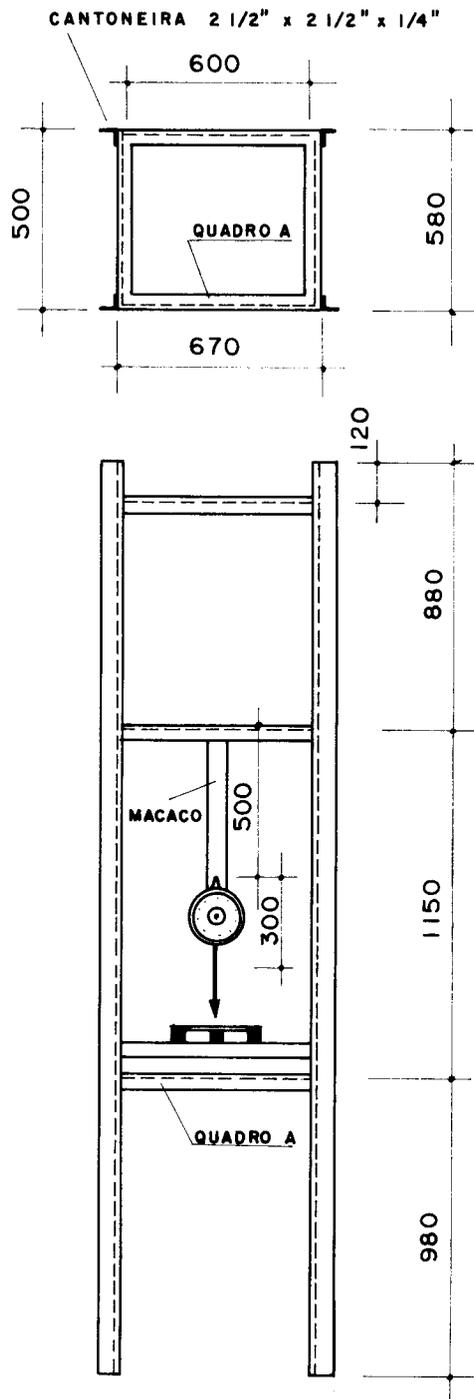


FIGURA 2.9 - PÓRICO DE REAÇÃO

Antes de instalar o modelo na estrutura de reação, para ensaiá-lo, ele era pintado com duas demãos de cal para possibilitar uma melhor visualização das fissuras e permitir riscá-las, a lápis, e marcar a fase de ensaio em que elas ocorriam. Convencionou-se para todos os ensaios anotar, próximo à fissura, o valor da carga que estava aplicada ao modelo, o que significava anotar o número que o dinamômetro registrava naquela fase. Esse valor, multiplicado pela constante do dinamômetro, fornecia o valor da carga.

As fissuras, com as respectivas cargas que as causaram, eram posteriormente pintadas com esmalte preto para permitir uma leitura clara e facilitar a documentação fotográfica das configurações de ruína e a sua cópia em papel transparente.

A marcha dos ensaios era constituída pelas seguintes etapas:

- 1^a) As cargas eram aplicadas por fases e isto devido à bomba hidráulica não ter controle constante de velocidade. Nas cinco primeiras fases aplicavam-se 0,94 kN e, nas fases seguintes a metade, ou seja, 0,47 kN.
- 2^a) Os intervalos entre os carregamentos eram de aproximadamente cinco minutos, de tal modo a permitir a procura de fissuras, a leitura dos defletômetros e principalmente, fazer-se uma análise do comportamento do ensaio até aquela fase.
- 3^a) Atingida a fase de início de ruína, descarregava-se o modelo e mediam-se os valores residuais das flechas.

Ao analisarem-se os resultados percebeu-se que, durante os ensaios, os modelos não haviam atingido a fase de ruína e sim a fase de início de ruína, havendo, portanto, reservas com relação à carga última. Na realidade, tinham-se atingido os estados de deformação excessiva e de fissuração inaceitável.

Antes de instalar o modelo na estrutura de reação, para ensaiá-lo, ele era pintado com duas demãos de cal para possibilitar uma melhor visualização das fissuras e permitir riscá-las, a lápis, e marcar a fase de ensaio em que elas ocorriam. Convencionou-se para todos os ensaios anotar, próximo à fissura, o valor da carga que estava aplicada ao modelo, o que significava anotar o número que o dinamômetro registrava naquela fase. Esse valor, multiplicado pela constante do dinamômetro, fornecia o valor da carga.

As fissuras, com as respectivas cargas que as causaram, eram posteriormente pintadas com esmalte preto para permitir uma leitura clara e facilitar a documentação fotográfica das configurações de ruína e a sua cópia em papel transparente.

A marcha dos ensaios era constituída pelas seguintes etapas:

- 1^a) As cargas eram aplicadas por fases e isto devido à bomba hidráulica não ter controle constante de velocidade. Nas cinco primeiras fases aplicavam-se 0,94 kN e, nas fases seguintes a metade, ou seja, 0,47 kN.
- 2^a) Os intervalos entre os carregamentos eram de aproximadamente cinco minutos, de tal modo a permitir a procura de fissuras, a leitura dos defletômetros e principalmente, fazer-se uma análise do comportamento do ensaio até aquela fase.
- 3^a) Atingida a fase de início de ruína, descarregava-se o modelo e mediam-se os valores residuais das flechas.

Ao analisarem-se os resultados percebeu-se que, durante os ensaios, os modelos não haviam atingido a fase de ruína e sim a fase de início de ruína, havendo, portanto, reservas com relação à carga última. Na realidade, tinham-se atingido os estados de deformação excessiva e de fissuração inaceitável.

Em vista desse fato optou-se por ensaiar novamente os modelos, levando-os realmente à ruína, isto é, até atingir o estado limite último. No Capítulo 3, item 3.4, ao analisarem-se os resultados dos primeiros e segundos ensaios, notar-se-á claramente a capacidade resistente dos modelos, que ainda havia, por ocasião da interrupção do primeiro ensaio.

4ª) Segundo ensaio dos modelos, atingindo-se aí o estado limite último (de ruína).

5ª) Análise final dos resultados.

2.5.2 - Ensaio das faixas

Os momentos de plastificação para cada tipo de armadura, foram determinados através dos ensaios à flexão pura de faixas simplesmente apoiadas nas extremidades e de dimensões 530mm (500mm de centro a centro dos apoios), 100 mm de largura e 15mm de espessura. O preparo das armaduras, do micro concreto, moldagem, cura e moldagem dos corpos de prova seguiram o mesmo caminho adotado para execução dos modelos.

O esquema de ensaios das faixas seguia o mesmo dos modelos, inclusive utilizando-se a mesma estrutura de reação e os mesmos aparelhos de medidas: anel dinamométrico para a carga e defletômetros para as flechas. O sistema de distribuição de cargas (Figura 2.11) era constituído por uma barra de aço (com sulcos nas extremidades) que recebia a carga do macaco hidráulico e a distribuía a dois cilindros, também em aço, que as aplicava à faixa. Os apoios da faixa procuravam idealizar os teóricos, fixo e móvel: o da esquerda era constituído por um cilindro sobre uma chapa de aço com um sulco, sobre o qual ele ficava, o da direita consistia em outro rolete, porém apoiado em uma chapa plana. As duas chapas, por sua vez, eram vinculadas ao quadro metálico que servia de apoio aos modelos.

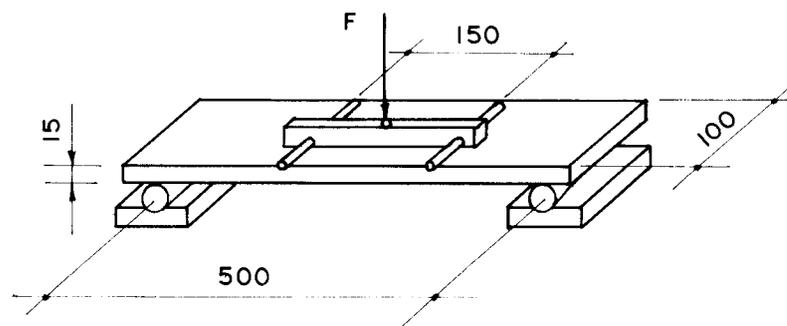


FIGURA 2.11 - ESQUEMA DE ENSAIO DAS FAIXAS

Para cada modelo havia quatro tipos de armaduras. Duas, que constituíam a malha superior, e outras duas, da malha inferior. Embora o momento de borda (m_b) tenha sido adotado constante nas duas direções, as diferentes distâncias do centro de gravidade da armadura até a face inferior da laje, levam a momentos de plastificação diferentes.

Ensaíram-se duas séries de faixas para cada tipo de armadura (\bar{M}_b , M_b , $\bar{\bar{M}}_b$, com os respectivos M_x e M_y) e, com os valores dos momentos de ruptura determinaram-se as cargas de ruína estimadas dos modelos, comparando-as com as dos ensaios.

2.5.3 - Ensaios do micro concreto

Como já foi dito, para a avaliação da resistência à compressão do micro concreto, moldaram-se corpos de prova cilíndricos de 50mm de base por 100mm de altura. Seguiram-se as prescrições do Método Brasileiro MB-1/78 - Ensaio de Cimento Portland. Adotou-se este método porque, dos disponíveis, era o que melhor se aproximava do material em estudo, ou seja, o micro concreto.

2.6 - OS MODELOS

2.6.1 - Pré-Dimensionamento

As avaliações dos esforços solicitantes nos modelos foram feitas seguindo-se roteiro de cálculo apresentado por LANGENDONCK [1961], com a roda do eixo central coincidindo com o centro geométrico da laje. Desse modo, obtiveram-se os momentos positivos m_x e m_y , atuantes no centro da laje livremente apoiada que, mediante a aplicação das condições do item 24 da NB 2, forneceram os limites para a escolha do momento de borda (m_b), que são:

$$m_x = 0,37 \text{ kNcm/cm} \quad \dots (2.2)$$

$$m_y = 0,3266 \text{ kNcm/cm}$$

$$0,185 < m_b < 0,245 \text{ kNcm/cm} \quad \dots (2.3)$$

Como já foi dito no item 2.1.1, construíram-se quatro modelos, com quatro tipos de armaduras diferentes, por série. As armaduras foram dimensionadas para os momentos de borda (e, respectivos momentos positivos) $\bar{m}_b = 0,185 \text{ kNcm/cm}$, $m_b = 0,245 \text{ kNcm/cm}$ e $\bar{\bar{m}}_b = 0,33 \text{ kNcm/cm}$, com este último representando um valor maior que o limite superior adotado pela NB-2.

Os momentos positivos m_x e m_y foram obtidos mediante as seguintes condições (também da NB 2 - item 24):

$$m_x = m_x - 0,6 m_b \quad \dots (2.4)$$

$$m_y = m_y - 0,6 m_b \quad \dots (2.5)$$

com os diagramas de momentos fletores, para os dimensionamentos, desenhados como os indicados nas Figuras 1.1 e 1.2.

O dimensionamento das armaduras foi feito para os momentos indicados na Tabela 2.2, com as hipóteses do estado limite último, domínio 3, isto é, para seções sub-armadas. No Capítulo 4, estas hipóteses serão verificadas em função das resistências dos materiais e dos ensaios das faixas de lajes.

A Tabela 2.2 apresenta, para cada tipo de armação dos modelos, os momentos fletores por unidade de comprimento (m), as respectivas áreas de armadura por unidade de comprimento (A_s) e os espaçamentos (s) entre os fios da armadura.

Lembra-se que os momentos finais m_x e m_y têm planos de ação paralelos ao menor e maior lado da laje respectivamente e que o diâmetro dos arames recozidos, utilizados nas lajes dos modelos, era de 1,25mm com área da seção transversal igual a $0,01227 \text{ cm}^2$.

TIPO DE ARMAÇÃO	m (KNcm/m)		A_s (cm ² /m)	s (mm)
\bar{M}_b	$\bar{m}_{b,x}$	18,5	0,859	14,0
	$\bar{m}_{b,y}$	18,5	0,859	14,0
	m_x	25,9	1,227	10,3
	m_y	21,6	0,981	12,5
M_b	$m_{b,x}$	24,5	1,227	10,5
	$m_{b,y}$	24,5	1,227	10,5
	m_x	22,3	1,104	12,0
	m_y	18,0	0,981	13,5
$\bar{\bar{M}}_b$	$\bar{\bar{m}}_{b,x}$	33,0	1,349	8,0
	$\bar{\bar{m}}_{b,y}$	33,0	1,349	8,0
	m_x	17,2	0,859	15,0
	m_y	12,9	0,613	20,0

TABELA-2.2 - TIPO DE ARMAÇÃO E ÁREA DE ARMADURA

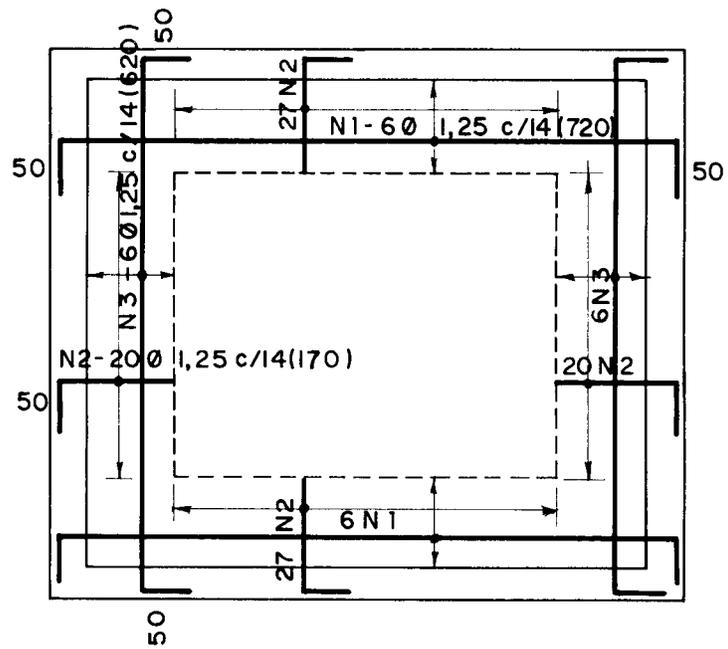
2.6.2 - Detalhamento das armaduras

Os modelos M_b s - que tiveram o intuito de medir a influência do acréscimo de armadura na face superior da região central, quando se compara com os valores estimados fornecidos pelo item 24 da NB-2, e a influência da supressão parcial da armadura superior quando se compara com os resultados da Teoria das Charneiras Plásticas - têm as armaduras superiores, nas duas direções, dispostas sem interrupção.

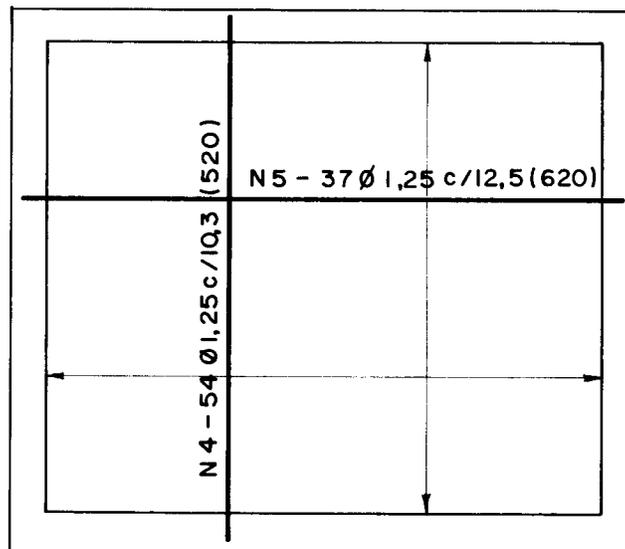
Para os demais modelos a armação superior é interrompida na região central, segundo os diagramas de momentos fletores das Figuras 1.1. e 1.2, prevendo-se sempre os necessários comprimentos de ancoragem.

As Figuras 2.12, 2.13, 2.14 e 2.15 mostram os detalhes dos quatro tipos de armações dos modelos. A disposição das armaduras, segundo um plano vertical paralelo ao maior lado da laje é mostrada na Figura 2.6 (página 2.15) onde pode-se notar:

- a) As armaduras paralelas ao menor lado (l_x) são externas, isto é, estão mais próximas das faces superior e inferior da laje. As demais, paralelas ao maior lado (l_y) distam, na vertical, do centro daquelas, um diâmetro ($1\phi = 1,25\text{mm}$).
- b) As distâncias do centro dos fios até as faces superior ou inferior da laje eram medidas, em várias regiões, antes de proceder-se a moldagem.
- c) As medidas anotadas na Figura 2.6, a título de ilustração, foram obtidas do modelo 15 - M_b , e representam as médias de dezesseis medidas.

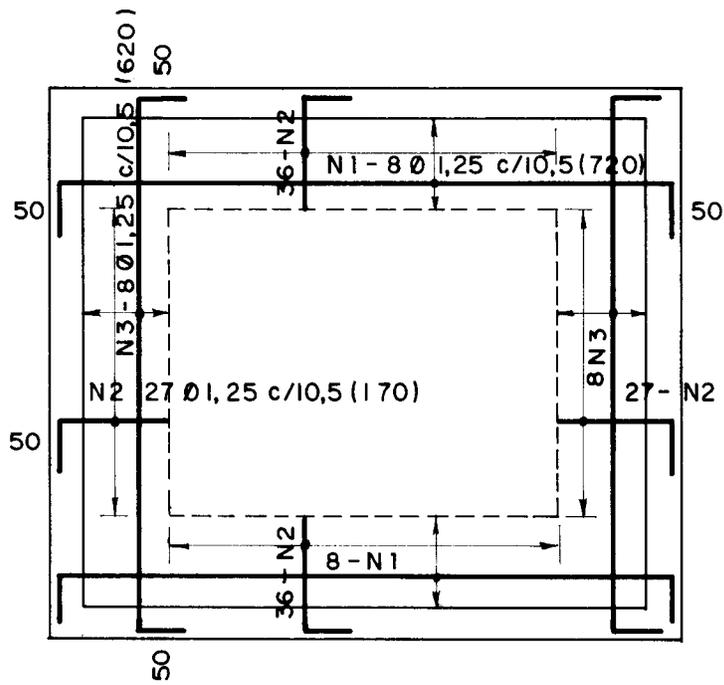


a) Armaduras junto a face superior

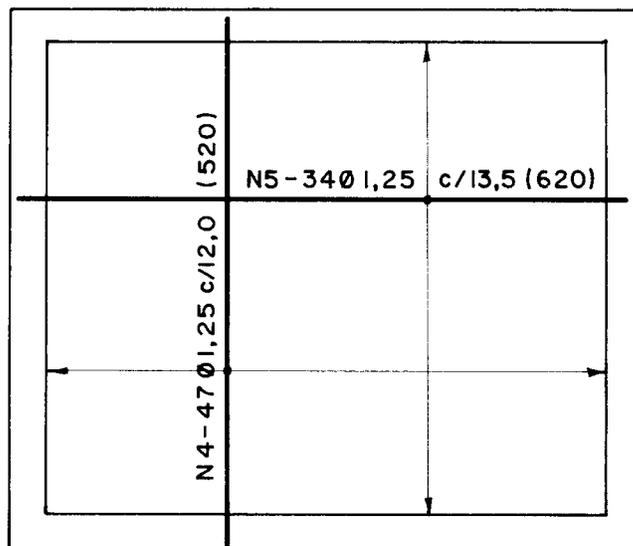


b) Armaduras junto a face inferior

FIGURA 2.12 - DISTRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS \bar{M}_b

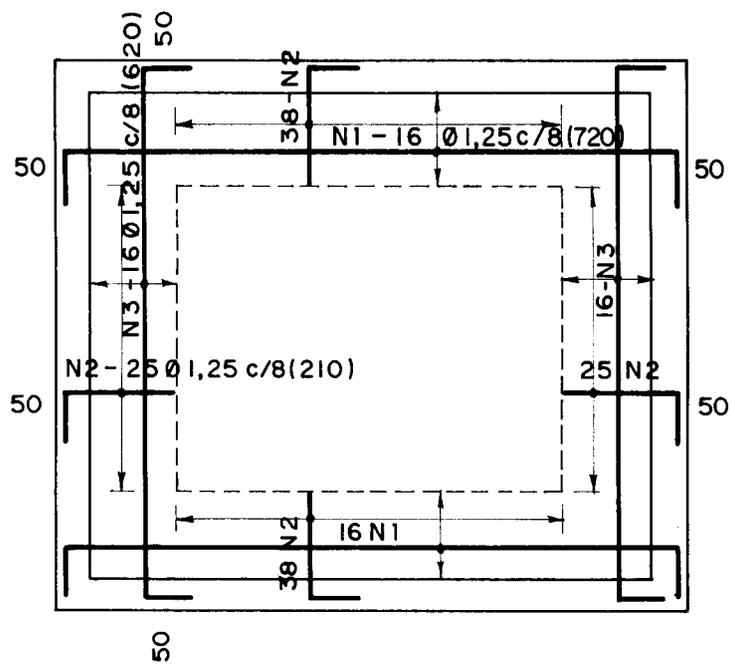


a) Armaduras junto a face superior

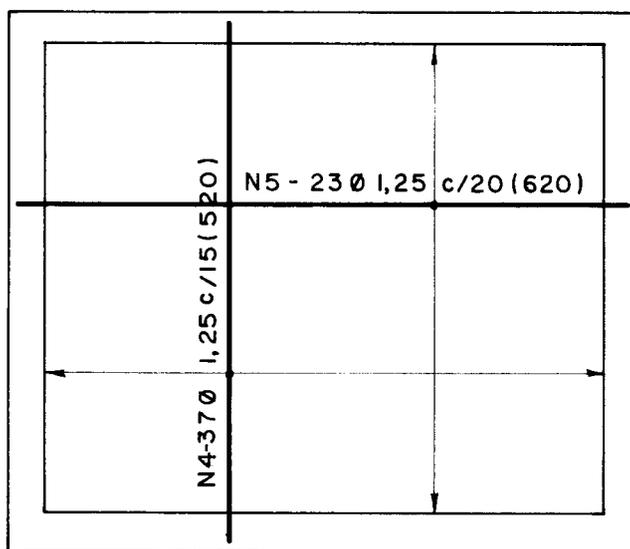


b) Armaduras junto a face inferior

FIGURA 2.13 – DISTRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS M_b

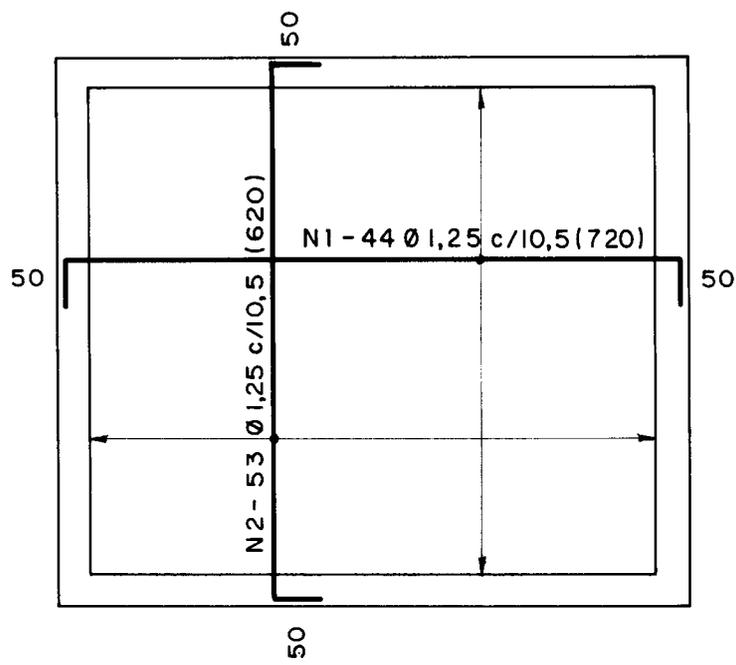


a) Armaduras junto a face superior

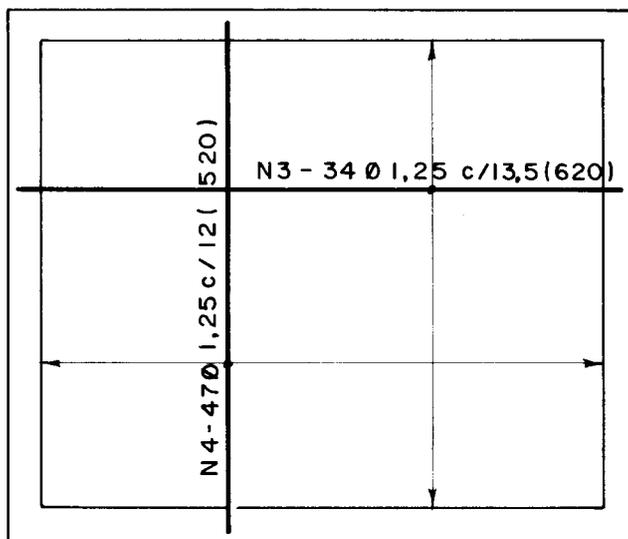


b) Armaduras junto a face inferior

FIGURA 2.14 - DISTRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS \bar{M}_b



a) Armadura junto a face superior



b) Armadura junto a face inferior

FIGURA 2.15 - DISTRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS
PARA OS MODELOS M_b^s

3. RESULTADOS DOS ENSAIOS

3.1 - VALORES EXPERIMENTAIS DOS MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO (Ensaio das faixas)

A construção, o processo de ensaio e a necessidade de se conhecer o momento de plastificação das seções transversais dos modelos, para cada tipo de armadura, já foram analisados no item 2.5.2 do presente trabalho. Agora, apresentam-se os resultados desses ensaios que, posteriormente, servirão para determinar as cargas estimadas de ruína.

Os equipamentos de medidas usados, a exemplo dos ensaios dos modelos, foram: anel dinamométrico para as medidas das cargas e três defletômetros para as medidas das flechas. Estes últimos foram instalados no pórtico auxiliar, sendo que um deles estava na linha de ação do macaco hidráulico (meio da faixa) e dois outros sob a linha de ação das cargas.

Ensaíram-se duas unidades (Grupos I e II) de faixas para cada tipo de armadura. A nomenclatura escolhida para identificá-los faz lembrar o tipo de armadura usado nos modelos para os quais se quer determinar os momentos de plastificação experimentais. As faixas são chamadas de: $m_{b,x}$ e $m_{b,y}$ se, na laje do modelo, as respectivas armaduras estão colocadas junto à face superior da laje, nas direções x e y e, m_x e m_y se, estão colocadas junto à face inferior da laje.

Para a moldagem das faixas confeccionou-se uma fôrma própria com quatro divisórias. As armaduras eram preparadas como as utilizadas nos modelos com armadura tipo M_b s. Após o posicionamento na fôrma normal de moldagem dos modelos, procedia-se ao corte e a locação nas fôrmas das faixas. A armadura, em relação à qual se pretendia de terminar o momento de plastificação, era posicionada no fundo da fôrma e na direção longitudinal da faixa.

Para a moldagem das faixas seguiu-se o mesmo processo utilizado para os modelos, inclusive com relação ao número de corpos de prova para a determinação da resistência média do micro concreto, determinada no mesmo dia do ensaio das faixas.

A carga de ruína última coincidia com aquela que provocava o início visível da fissuração, pois, ao aplicar-se um acréscimo de pressão no macaco hidráulico, este se traduzia por uma diminuição da carga lida no dinamômetro e por um aumento da deformação plástica da faixa. A ruína da seção transversal se dava com a deformação plástica excessiva da armadura.

Os valores dos momentos de plastificação foram determinados pela Expressão (3.1) e com as características geométricas da Figura 3.1.

$$(m_{p,e}) = \frac{F_u}{4 \times b_w} (l - l_F) \quad \dots (3.1)$$

onde:

F_u = carga de ruína

l = distância entre as linhas de apoio das faixas, igual a 500mm.

l_F = distância entre as linhas de carga igual a 150mm.

b_w = largura da faixa, igual a 100mm.

Substituindo pelos valores numéricos, em centímetros, resulta (expressão 3.2):

$$(m_{p,e}) = 0,875 F_u \quad \dots (3.2)$$

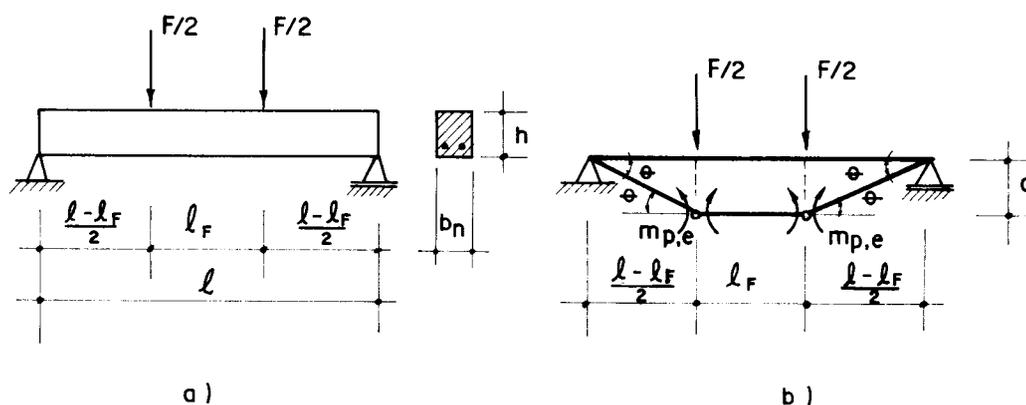
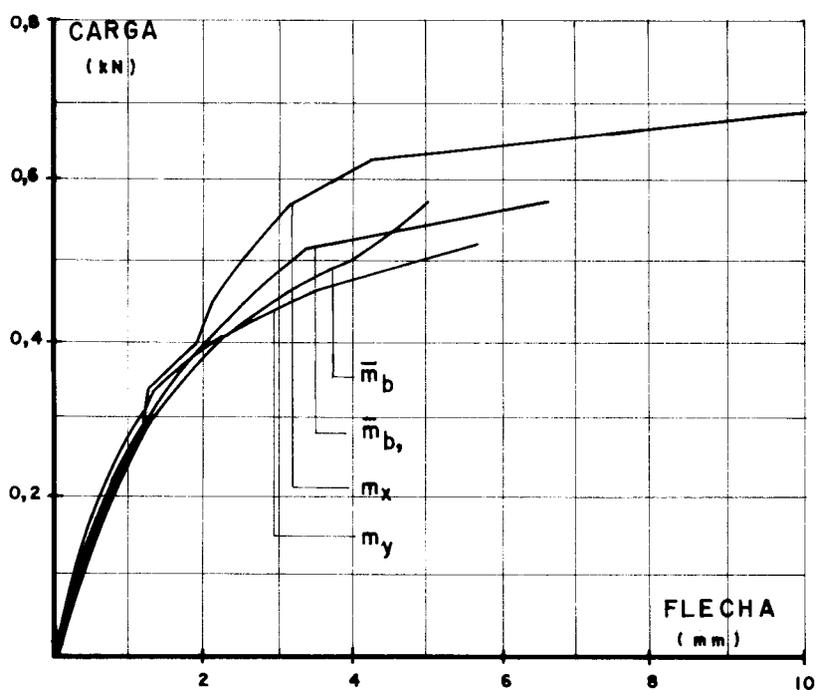


FIGURA 3.1 — DETERMINAÇÃO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO

Os gráficos carga-flecha (a flecha foi medida no centro da faixa) são apresentados para cada tipo de armadura dos modelos e são acompanhados por tabelas, onde se listam os principais valores obtidos nos ensaios. Para cada posição da armadura nos modelos, ensaiaram-se duas faixas, (Grupo I e Grupo II), sendo que o resultado final do momento de plastificação experimental representa a média entre os resultados dos dois ensaios. Os gráficos também representam os valores médios.

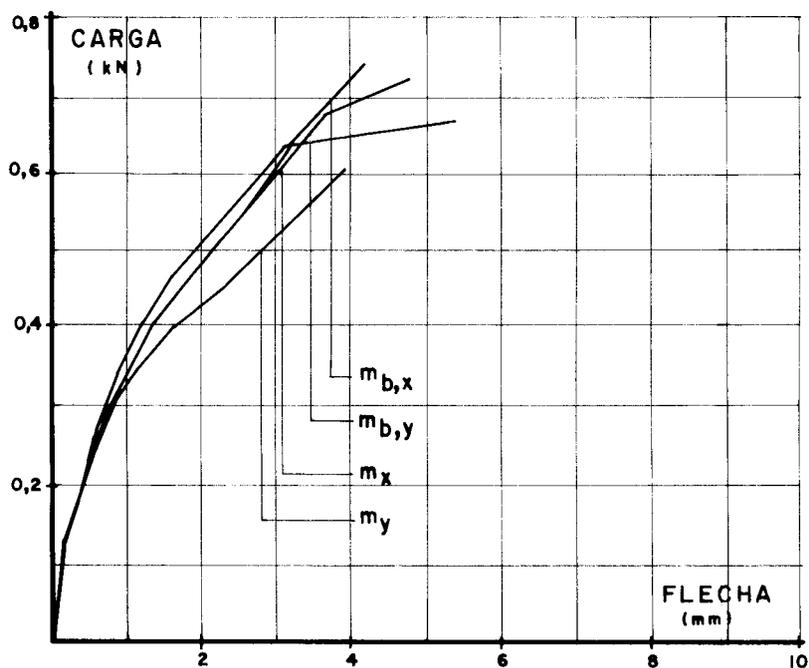
Na Figura 3,2, para a faixa $\bar{m}_{b,x}$ pertencente ao Grupo I, a área de armadura por unidade de comprimento ($A_s = 0,981 \text{ cm}^2/\text{m}$) é maior que o valor real ($A_s = 0,859 \text{ cm}^2/\text{m}$). Este fato ocorreu devido a primeira faixa ter sido ensaiada com um fio a mais na armadura para $\bar{m}_{b,x}$. Como o valor do momento de plastificação experimental assim obtido não condiz com o real, ele foi desprezado.



TIPO DE ARMADURA	FAIXAS	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			RESULTADOS DOS ENSAIOS				
		A_s (cm^2/m)	h (mm)	d (mm)	\bar{f}_{c28} (MPa)	F_u (kN)	a (mm)	$m_{p,e}$ (kNm/m)	
\bar{M}_b	$\bar{m}_{b,x}$	0,981	15,90	14,95	31,1	0,527	6,60	46,11*	42,26
		0,859	15,35	13,95	41,7	0,483	6,20	42,26	
	$\bar{m}_{b,y}$	0,859	16,28	13,68	31,1	0,483	4,10	42,26	42,26
		0,859	15,72	13,10	41,7	0,483	4,85	42,26	
	m_x	1,227	16,18	14,68	31,1	0,591	4,22	51,71	56,40
		1,227	16,22	14,85	41,7	0,698	4,58	61,08	
	m_y	0,981	16,03	13,61	31,1	0,483	5,42	42,26	42,26
		0,981	16,20	13,48	41,7	0,483	3,94	42,26	

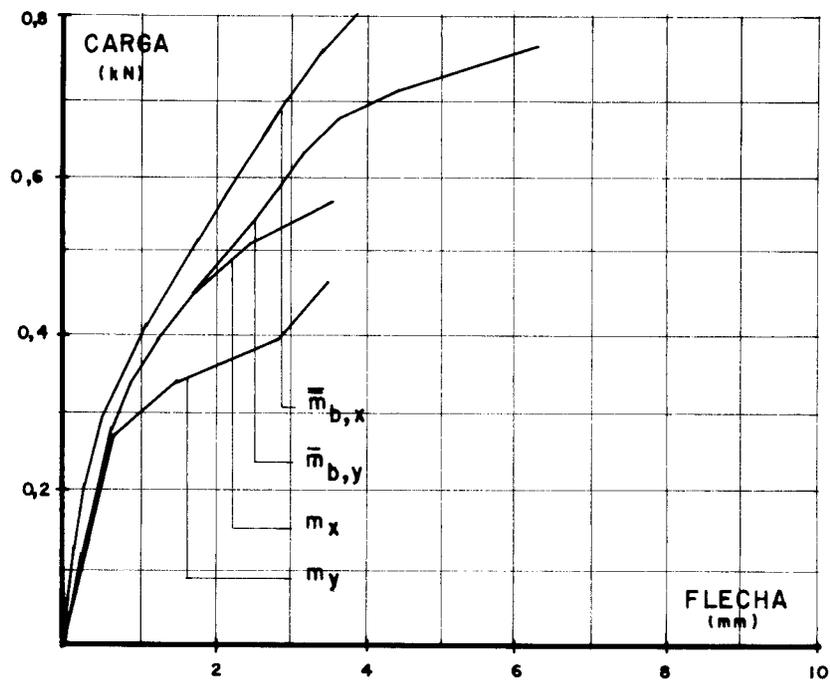
* VALOR DESPREZADO

FIGURA 3.2 — GRÁFICOS CARGA-FLECHA DAS FAIXAS COM ARMAÇÃO \bar{M}_b



TIPO DE ARMADURA	FAIXAS	CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS			RESULTADOS DOS ENSAIOS				
		A_s (cm^2/m)	h (mm)	d (mm)	\bar{f}_{c28} (MPa)	F_u (kN)	a (mm)	$m_{p,e}$ (kNcm/m)	
M_b	$m_{b,x}$	1,227	17,03	15,86	29,8	0,680	4,29	59,50	57,93
		1,227	16,52	15,03	34,3	0,644	4,59	56,35	
	$m_{b,y}$	1,227	16,35	13,73	29,8	0,680	4,69	59,50	57,93
		1,227	16,44	13,53	34,3	0,644	3,84	56,35	
	m_x	1,104	16,78	15,56	29,8	0,644	5,57	56,35	51,67
		1,104	16,50	15,33	34,3	0,537	3,74	46,99	
	m_y	0,981	16,25	13,63	29,8	0,501	3,47	43,84	47,78
		0,981	16,35	13,60	34,3	0,591	3,58	51,71	

FIGURA 3.3 — GRÁFICOS CARGA - FLECHA DAS FAIXAS COM ARMAÇÃO M_b



TIPO DE ARMADURA	FAIXAS	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			RESULTADOS DOS ENSAIOS				
		A_s (cm^2/m)	h (mm)	d (mm)	\bar{f}_{c28} (MPa)	F_U (kN)	a (mm)	$m_{p,e}$ (kNcm/m)	
\bar{M}_b	$\bar{m}_{b,x}$	1,349	16,50	15,23	28,7	0,752	4,90	65,80	63,44
		1,349	16,63	15,43	37,4	0,698	3,25	61,08	
	$\bar{m}_{b,y}$	1,349	15,87	13,22	28,7	0,698	6,30	61,08	61,08
		1,349	16,55	14,00	37,4	0,698	4,00	61,08	
	m_x	0,859	15,80	14,60	28,7	0,537	3,50	46,99	44,63
		0,859	16,59	15,52	37,4	0,483	2,72	42,26	
	m_y	0,613	16,00	13,65	28,7	0,430	3,50	37,63	37,32
		0,613	16,25	13,98	37,4	0,423	2,06	37,01	

FIGURA 3.4 — GRÁFICO CARGA - FLECHA DAS FAIXAS COM ARMAÇÃO \bar{M}_b

3.2 - CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO MICRO CONCRETO

Para avaliar a resistência média à compressão do micro concreto usado em cada modelo, moldaram-se vinte e quatro corpos de prova cilíndricos de 50mm de base e 100mm de altura e ensaiaram-se oito aos sete dias e dezesseis no dia do ensaio do modelo, que era aos vinte e oito dias.

Os corpos de prova escolhidos para serem ensaiados no mesmo dia do ensaio do modelo, eram mantidos em um tanque com água, junto com o modelo, de onde eram retirados sete dias antes dos ensaios.

A Tabela 3.1 apresenta os resultados dos ensaios realizados aos sete dias, sendo que, para cento e vinte (120) corpos de prova, obteve-se, para a resistência média à compressão, o valor:

$$\bar{f}_{c7} = 20,6 \text{ MPa} \quad \dots (3.3)$$

Na Tabela 3.2 encontram-se os resultados dos corpos de prova ensaiados aos vinte e oito dias. Para trezentos e sete (307) corpos de prova, a resistência média à compressão foi:

$$\bar{f}_{c28} = 33,9 \text{ MPa} \quad \dots (3.4)$$

Os corpos de prova moldados com o material das faixas de laje, Grupo II, foram todos ensaiados aos vinte e oito dias.

Escolheu-se para medida da resistência do micro concreto o valor médio e não o valor característico. Essa opção tem fundamento no fato da resistência característica representar um valor fixado a priori, que tenha uma certa probabilidade de não ser ultrapassado, o que, não se aplica ao caso de modelos.

ENSAIO		RESISTÊNCIA DOS CORPOS DE PROVA - $f_{c7,i}$ (MPa) -								\bar{f}_{c7} (MPa)	
		1	2	3	4	5	6	7	8		
MODELOS	9	\bar{M}_b	23,1	20,6	19,7	23,7	21,6	24,7	21,1	20,5	21,9
		M_b	19,6	19,5	17,9	19,3	19,5	19,3	18,8	18,7	19,1
		$\bar{\bar{M}}_b$	18,4	16,4	17,4	19,7	20,2	19,4	17,4	19,0	18,5
		M_b^s	26,4	25,4	22,9	24,4	30,3	24,9	25,4	28,0	26,0
	12	\bar{M}_b	15,1	14,1	16,7	16,5	16,0	17,4	13,0	15,4	15,5
		M_b	16,4	17,8	15,8	16,3	16,8	15,9	15,9	14,6	16,2
		$\bar{\bar{M}}_b$	19,9	22,4	23,9	24,2	24,0	23,0	19,6	19,7	22,1
		M_b^s	28,5	28,0	27,5	23,4	27,3	25,6	24,9	27,1	26,5
	15	\bar{M}_b	19,4	17,1	20,0	17,9	18,6	19,5	17,1	20,0	18,7
		M_b	23,4	21,1	24,3	22,3	22,8	22,7	20,1	21,6	22,3
		$\bar{\bar{M}}_b$	17,0	16,9	16,6	16,0	16,3	15,8	16,3	17,0	16,5
		M_b^s	22,4	24,6	24,7	23,8	23,6	21,8	24,9	24,2	23,8
FAIXAS	GRUPO I	\bar{M}_b	20,9	21,6	22,5	22,1	19,4	19,8	21,2	22,9	21,3
		M_b	21,5	22,5	19,6	21,0	20,5	23,0	20,6	21,5	21,3
		$\bar{\bar{M}}_b$	14,7	17,1	23,0	19,8	20,2	19,9	19,1	19,3	19,1
	GRUPO II	\bar{M}_b									
		M_b									
		$\bar{\bar{M}}_b$									

TABELA 3.1 - RESISTÊNCIA DO MICRO CONCRETO À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS

ENSAIO	RESISTÊNCIA DOS CORPOS DE PROVA ($f_{c28,i}$) (MPa)																								f_{c28} (MPa)	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24		
	9	\bar{M}_b	38,7	39,9	39,4	39,4	39,9	34,8	35,1	38,5	38,8	34,5	36,2	39,9	34,4	36,3	38,0	36,2								
	M_b	35,3	36,3	32,0	26,7	29,3	32,6	27,4	32,8	33,0	32,1	35,1	33,5	33,9	34,0	35,1	27,1									32,3
	\bar{M}_b	37,2	38,9	37,9	35,6	39,3	35,6	39,6	37,7	36,9	37,0	32,9	37,6	39,4	36,9	34,0	36,9									36,9
	M_{bS}	29,0	24,4	29,5	24,9	34,1	22,9	25,9	30,5	33,0	25,4	20,3	28,0	28,0	30,0											27,6
	\bar{M}_b	32,9	29,2	30,3	34,5	29,9	30,0	29,1	26,1	31,3	30,8	32,3	30,6	30,1	31,6	32,4	27,3									30,5
	M_b	31,4	32,2	32,8	32,1	31,4	29,2	34,8	32,3	34,2	32,3	34,2	31,8	33,2	35,6	34,2	34,2									32,9
	\bar{M}_b	39,0	37,3	34,5	28,3	35,7	38,5	37,6	41,4	32,0	35,1	33,1	33,6	31,0	37,4	40,7	37,2									35,8
	M_{bS}	35,6	36,1	30,5	37,1	38,2	25,4	33,6	36,9	35,1	32,6	38,2	33,0	26,7	35,6	35,6	33,0									34,0
	\bar{M}_b	33,3	28,2	28,4	27,8	27,0	29,3	27,9	34,9	26,9	26,7	34,2	28,0	25,9	25,4	26,4	25,7									28,5
	M_b	37,0	38,4	46,4	41,6	36,5	37,3	42,8	38,0	36,2	36,6	40,3	39,2	37,4	36,6	36,7	37,4									38,7
	\bar{M}_b	29,8	34,6	28,5	32,2	30,1	31,9	35,1	29,0	31,8	31,8	26,7	27,6	29,5	30,3	30,0	29,8									30,5
	M_{bS}	39,2	40,7	38,1	38,7	33,0	33,6	33,0	35,6	32,1	31,6	32,5	34,1	31,5	37,1	34,6	32,1									34,8
	\bar{M}_b	36,1	34,1	32,6	25,5	34,1	28,4	31,8	27,9	29,0	33,0	29,4	32,6	34,1	37,9	37,1	29,6									31,1
	M_b	35,6	33,4	30,6	30,5	30,0	28,0	28,5	27,5	31,0	30,5	31,5	28,3	25,9	31,6	28,0	25,3									29,8
	\bar{M}_b	35,1	21,6	25,4	27,5	25,9	25,9	33,1	34,6	29,5	30,5	28,0	30,5	25,4	30,0	27,5	28,0									28,7
	M_b	50,9	42,7	39,7	43,2	35,6	45,3	40,7	44,3	37,7	35,6	39,2	39,7	43,8	43,8	39,2	40,2	38,2	46,3	42,3	47,9	45,8	38,2	43,3	35,6	41,7
	M_b	36,6	35,3	35,1	32,1	35,6	32,6	32,5	35,6	36,9	37,7	34,3	32,4	35,6	30,5	32,5	32,6	32,0	33,0	33,6	33,1	32,0	42,8			34,3
	\bar{M}_b	35,1	48,3	41,2	40,7	35,6	35,1	35,6	39,2	32,0	33,6	37,6	34,6	35,6	39,2	40,2	33,6	34,1	41,7	33,0	35,1	38,1	35,6	46,3		37,4

TABELA 3.2 — RESISTÊNCIA DO MICRO CONCRETO À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS

3.3 - CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS FIOS DAS ARMADURAS

As características mecânicas dos fios foram determinadas através de ensaios de seis corpos de prova, para o diâmetro 1,25mm e quatro para o de 2,00mm. A Figura 3.5 apresenta os diagramas carga-deslocamento fornecidos pelo registrador da máquina de ensaios Instron (Departamento de Metalurgia - EESC-USP), em função dos quais se obtiveram os diagramas tensão-deformação ($\sigma_s \times \epsilon_s$).

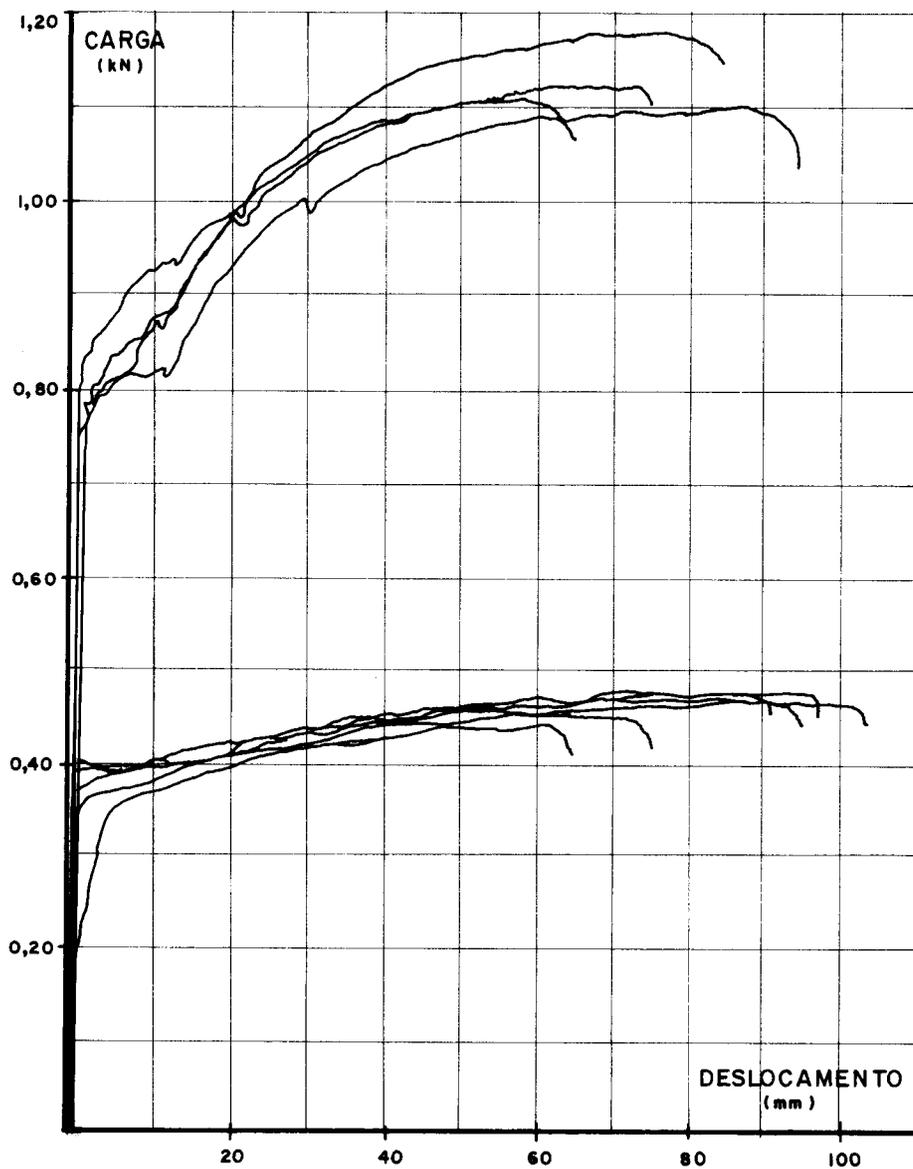


FIGURA 3.5 — GRÁFICOS CARGA-DESLOCAMENTO DOS ENSAIOS DOS FIOS RECOZIDOS

O cálculo do alongamento (ΔL) do corpo de prova, utilizando-se os diagramas carga-deslocamento da Figura 3.5 é feito com a expressão:

$$\Delta L = \frac{D}{Vel_P/Vel_T} \quad \dots (3.5)$$

com,

ΔL = alongamento do fio

D = deslocamento registrado no gráfico

Vel_P = 50mm/min = velocidade do papel

Vel_T = 20mm/min = velocidade do travessão.

As Figuras 3.6 e 3.7 apresentam os gráficos $\sigma_s \times \epsilon_s$, para os fios de diâmetros 1,25mm e 2,00mm respectivamente, onde $\epsilon_s = \Delta L/L_0$ são as deformações lineares específicas (alongamentos), sendo que os principais resultados se listam a seguir:

a) $\phi = 1,25\text{mm}$

$$f_o = 162,5 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_o = 1,5 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$f_y = 280 \text{ MPa} \quad \dots (3.6)$$

$$\epsilon_y = 4,59 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$E_s = 108.300 \text{ MPa}$$

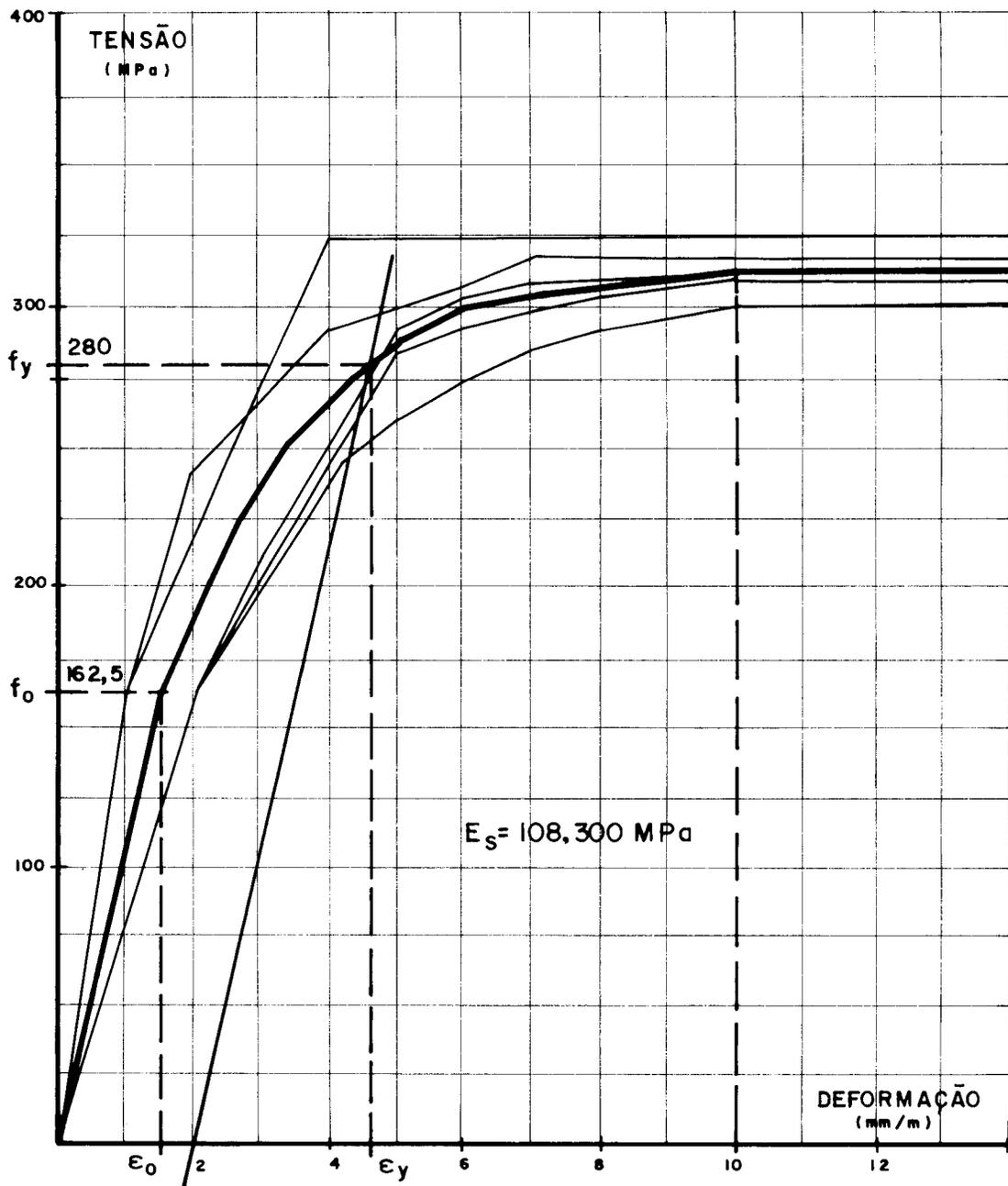


FIGURA 3.6 — DIAGRAMA TENSÃO - DEFORMAÇÃO
FIOS DE DIÂMETRO 1,25 mm

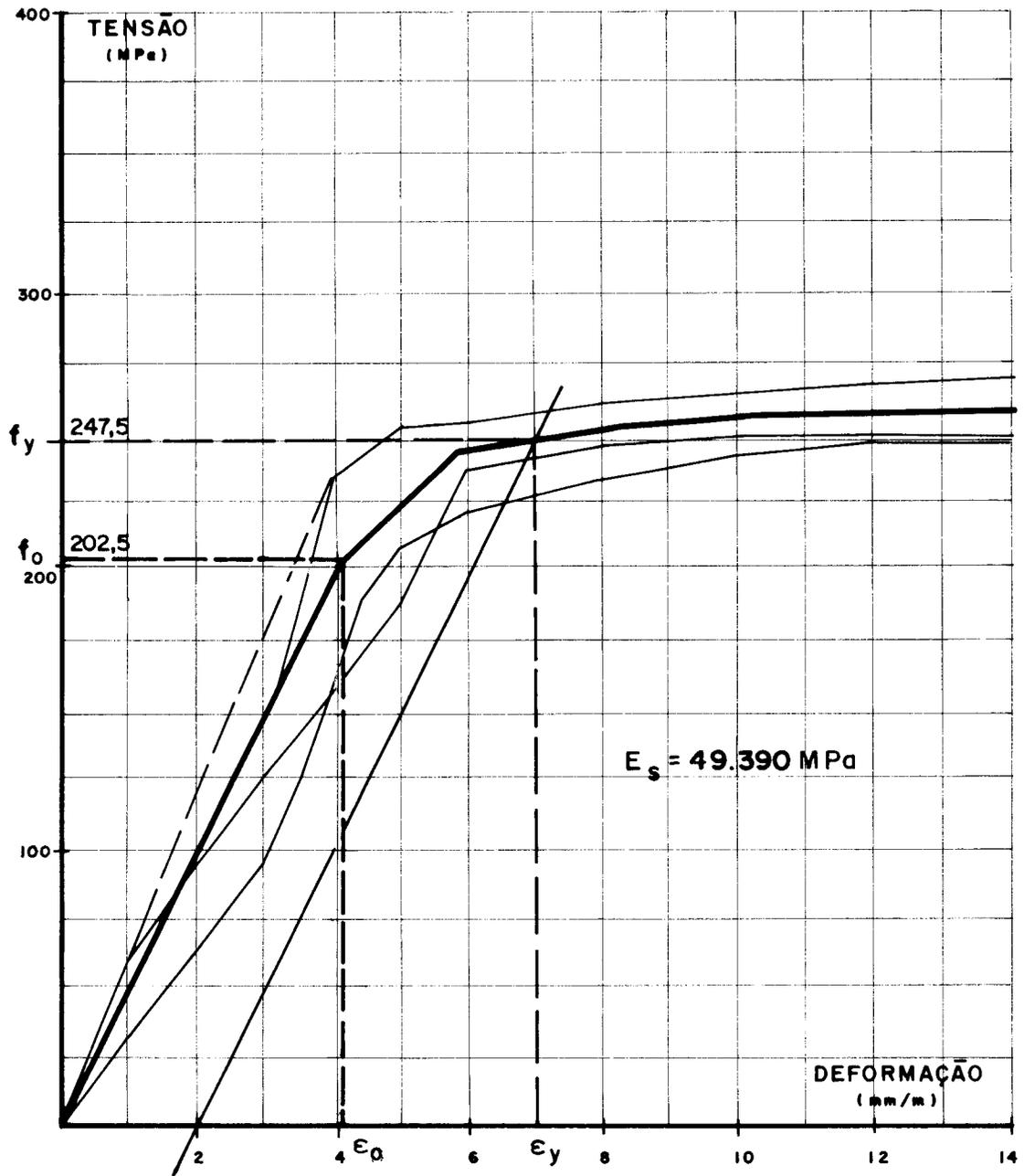


FIGURA 3.7 — DIAGRAMA TENSÃO — DEFORMAÇÃO
FIOS DE DIÂMETRO 2,00 mm

b) $\phi = 2,00\text{mm}$

$$f_o = 202,5 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_o = 4,1 \text{ }^\circ/\text{oo}$$

$$f_y = 247,5 \text{ MPa} \quad \dots (3.7)$$

$$\epsilon_y = 7 \text{ }^\circ/\text{oo}$$

$$E_s = 49.390 \text{ MPa}$$

onde: f_o e ϵ_o são a resistência e deformação de proporcionalidade; f_y e ϵ_y a resistência e deformação de escoamento e E_s é o módulo de deformação longitudinal dos fios calculado na origem.

3.4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS MODELOS

Nos ensaios distinguiram-se quatro etapas no comportamento dos modelos, que são:

I - Fase elástica

Para etapas de carga de pequena intensidade, as lajes encontravam-se em regime elástico; ao retirarem-se as cargas, as flechas medidas eram recuperadas. Este fato, embora não analisado quantitativamente, foi comprovado em todos os ensaios, pois com o intuito de efetuarem-se as acomodações das partes móveis (apoios do modelo e elementos de transmissão de cargas), aplicou-se carga seguida de descarga e, posteriormente a carga em definitivo. Por exemplo: para o modelo 9- \bar{M}_b , esta fase era caracterizada por cargas menores que os valores dados pela relação $F_{r,s}/F_u = 0,38$ (Figura 3.9).

II - Fase de fissuração

Crescendo a carga de modo contínuo, sem incremento brusco, atingiu-se a fase em que o micro concreto fissurava na face superior da laje, devido a solicitação do momento de borda. As fissuras surgiam paralelamente às bordas, próximo aos seus centros e de modo aproximadamente simultâneo nas quatro bordas (Figura 3.8.a), que progrediam à medida que se aplicavam novos carregamentos. Na face inferior, em uma etapa posterior de carga, surgiram fissuras nas direções das bissetrizes dos ângulos formados entre as vigas (Figura 3.8.d).

Ainda nesta fase, as fissuras, na face superior da laje, uniam-se nos cantos segundo linhas curvilíneas (bifurcação da charneira no canto) e outras retilíneas, que se propagavam até os cantos (Figura 3.8.b). Na face inferior continuava a fissuração, agora, segundo linhas paralelas às vigas de borda, formando um retângulo, cuja projeção dos lados coincidia com o retângulo do veículo-tipo (Figura 3.8.e).

III - Fase de plastificação

O dimensionamento da armadura foi feito para seção sub-armada. Com o aumento das aberturas das fissuras, iniciavam-se as plastificações nas seções em que o momento fletor solicitante atingia o momento de plastificação. As outras seções recebiam um acréscimo de solicitação, devido à redistribuição de esforços solicitantes, gerando novas seções solicitadas pelo momento de plastificação e, portanto, novas fissuras.

IV - Fase de ruína

Completada a redistribuição dos esforços solicitantes tinha-se a formação das charneiras plásticas, com

sua configuração definida (Figuras 3.8.c e 3.8.f). Nesta fase, com a laje deformada, trabalhando praticamente como uma membrana, com as charneiras na face superior abertas ao longo da espessura da laje, continuava-se a fornecer incrementos de carga, até atingirem-se as cargas últimas. Nesta fase, os estados de deformações eram grandes, as aberturas das fissuras excessivas e surgiam sinais de ruptura do micro concreto e havia deformações plásticas excessivas da armadura.

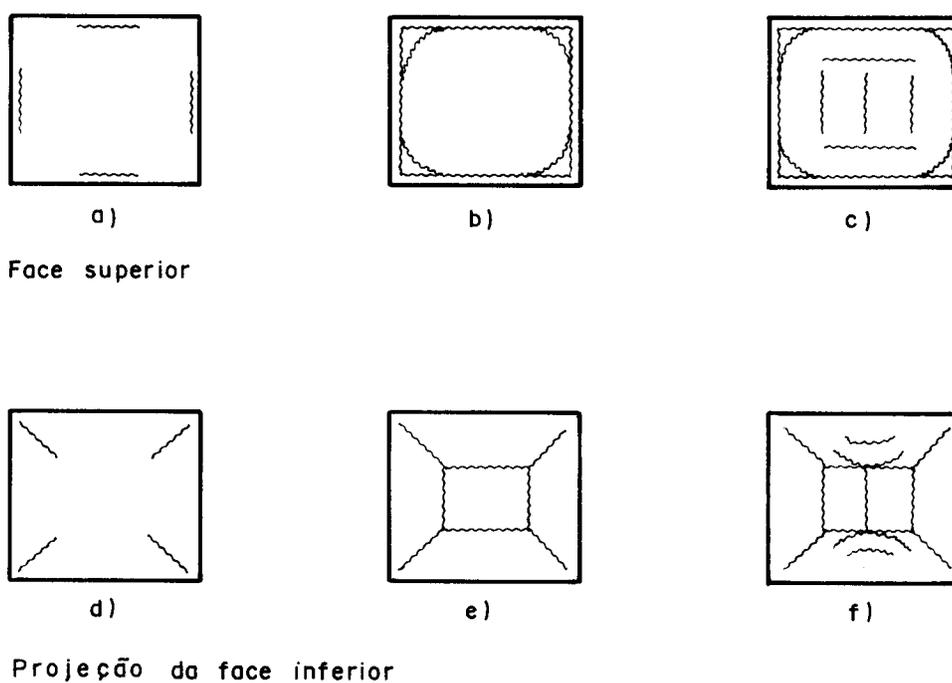


FIGURA 3.8 — PROGRESSO DA FISSURAÇÃO

Em função dessa análise, procurou-se compilar os resultados, de tal modo a abranger aquelas fases. Portanto, apresentam-se as principais cargas e flechas observadas nos ensaios e que correspondem a três principais fases, a saber:

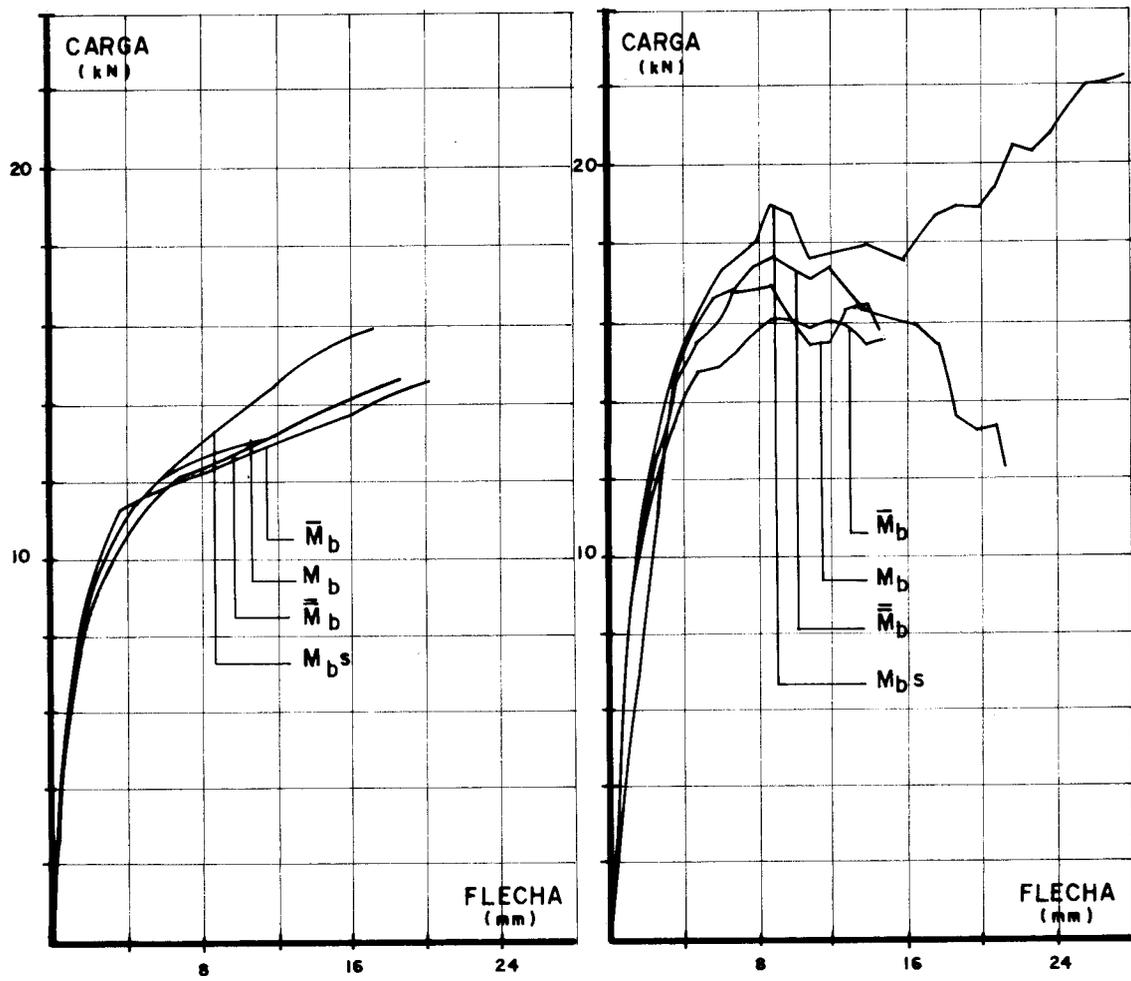
- 1^a) Início da fase de fissuração - estado limite de formação de fissuras; estágio correspondente ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis, nas faces superior e inferior.

- 2^a) Início da fase de ruína - estado de deformação excessiva: estágio correspondente ao estado de plastificação imediatamente após a completa formação das charneiras plásticas tanto superiores quanto as inferiores.
- 3^a) Fase de ruína - estado limite último: estágio correspondente à máxima carga suportada pela laje.

As figuras seguintes apresentam os principais resultados obtidos nos ensaios. Os diagramas carga-flecha, para a flecha medida no centro geométrico da laje (Ponto 1 da Figura 2.10, mostrados à esquerda do desenho, são relativos ao primeiro ensaio, quando a carga foi retirada ao atingir-se a fase de início de ruína. O outro diagrama representa o segundo carregamento dos modelos, onde foram atingidas as fases de ruína de modo efetivo. Nas tabelas, listam-se os principais resultados dos ensaios em cada fase.

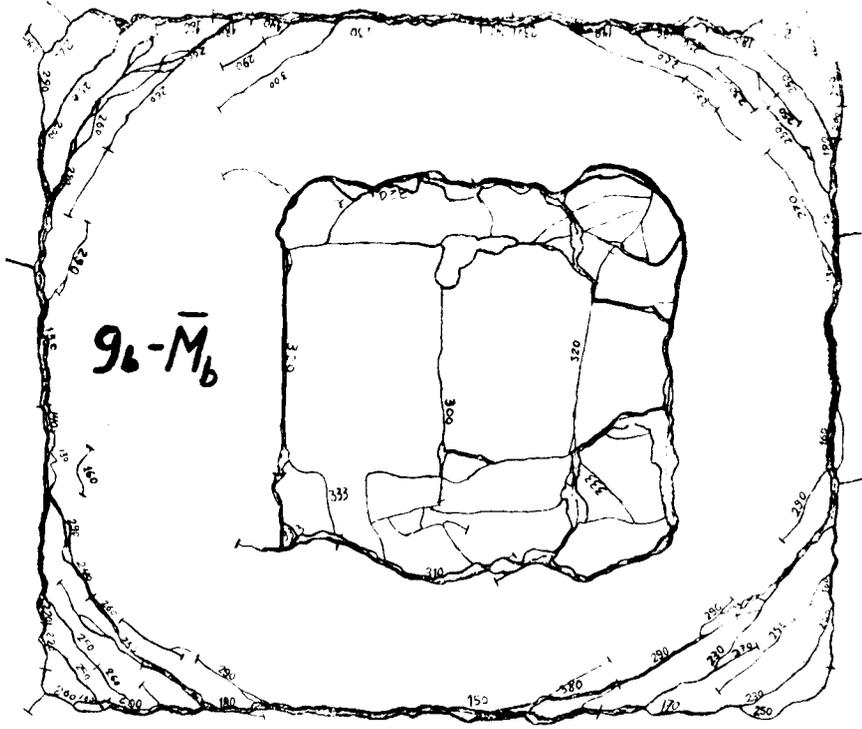
Os resultados são apresentados inicialmente, comparando-os em uma mesma série e posteriormente, os dos modelos com mesmo tipo de armação (Figuras 3.24, 3.25, 3.26 e 3.27).

Quanto às configurações de ruína, optou-se por apresentar as fotografias das faces superior e inferior dos modelos, após a realização do segundo ensaio, que melhor retratam os resultados obtidos.

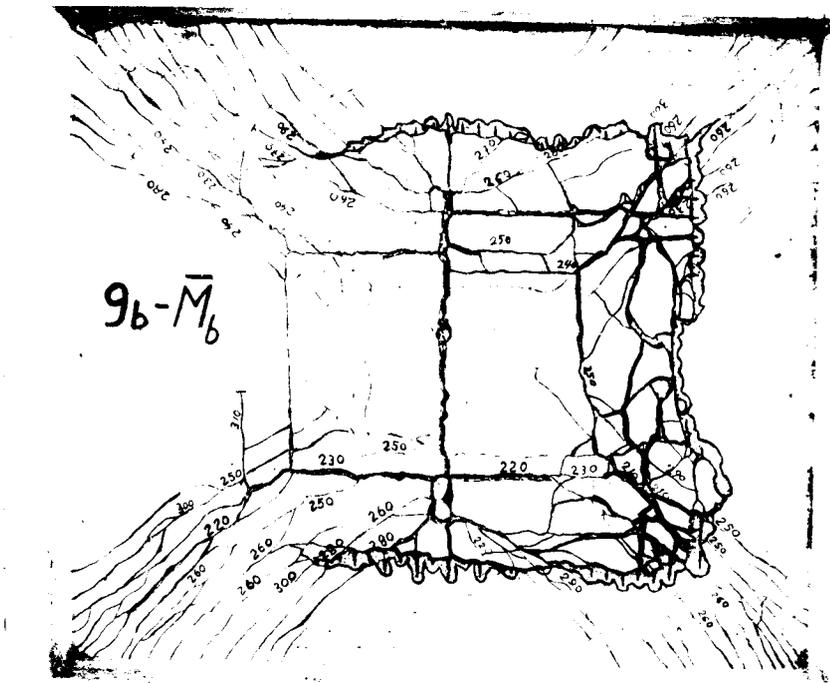


TIPO DE ARMAÇÃO	f_{c28} (MPa)	INÍCIO DA FASE DE FISSURAÇÃO						INÍCIO DA FASE DE RUÍNA			RUÍNA	
		SUPERIOR			INFERIOR			F_R (kN)	α_R (mm)	$\frac{F_R}{F_U}$	F_U (kN)	α_U (mm)
		$F_{r,s}$ (kN)	$\alpha_{r,s}$ (mm)	$\frac{F_{r,s}}{F_U}$	$F_{r,i}$ (kN)	$F_{r,i}$ (mm)	$\frac{F_{r,i}}{F_U}$					
\bar{M}_b	37,4	6,10	0,97	0,38	10,32	3,63	0,64	13,61	17,42	0,85	16,09	28,00
M_b	32,3	7,51	1,65	0,44	11,26	5,13	0,67	13,61	13,89	0,80	16,91	26,38
$\bar{\bar{M}}_b$	36,8	8,11	2,05	0,51	9,38	2,26	0,54	14,55	18,09	0,84	17,41	24,60
M_{b^s}	27,6	7,98	1,50	0,36	10,32	3,20	0,46	14,55	12,50	0,65	22,30	41,15

FIGURA 3.9 — GRÁFICOS CARGA - FLECHA DOS MODELOS DA SÉRIE 9

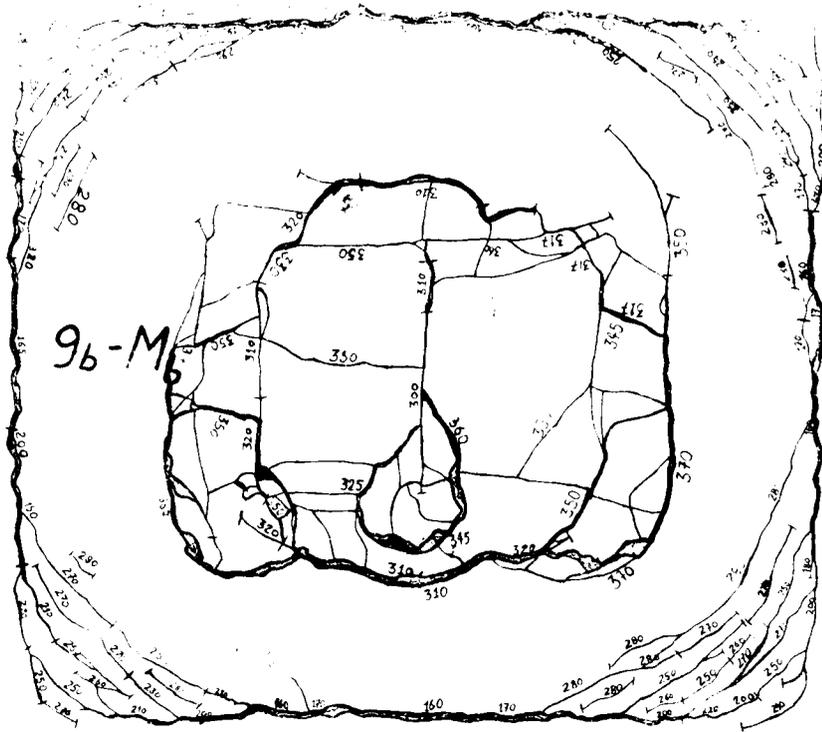


a) Face Superior

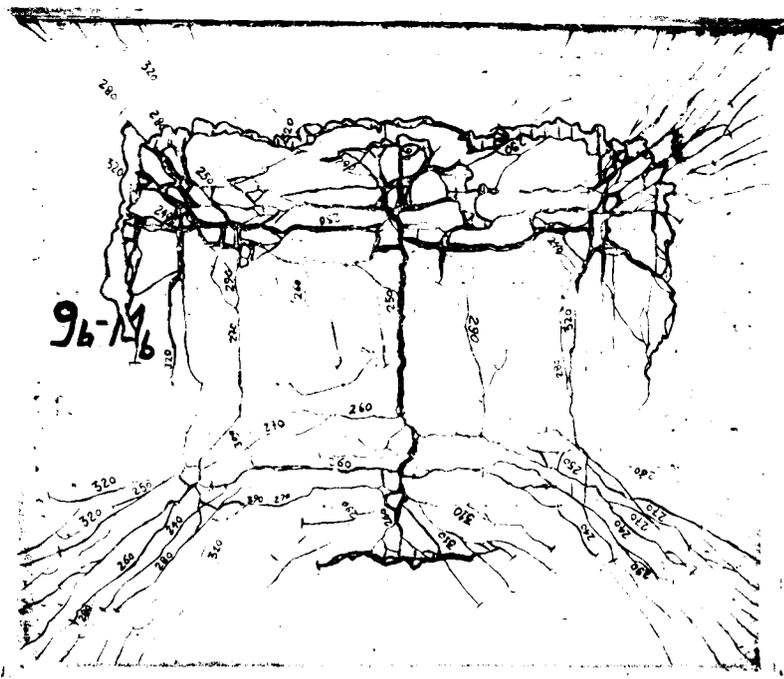


b) Face Inferior

FIGURA 3.10 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 9 - \bar{M}_b

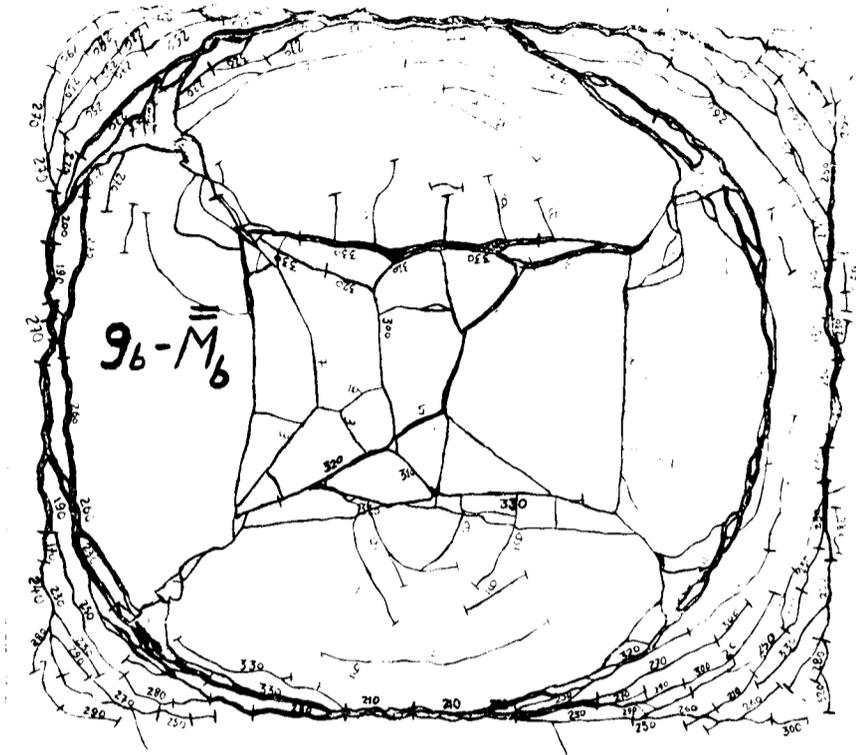


a) Face Superior

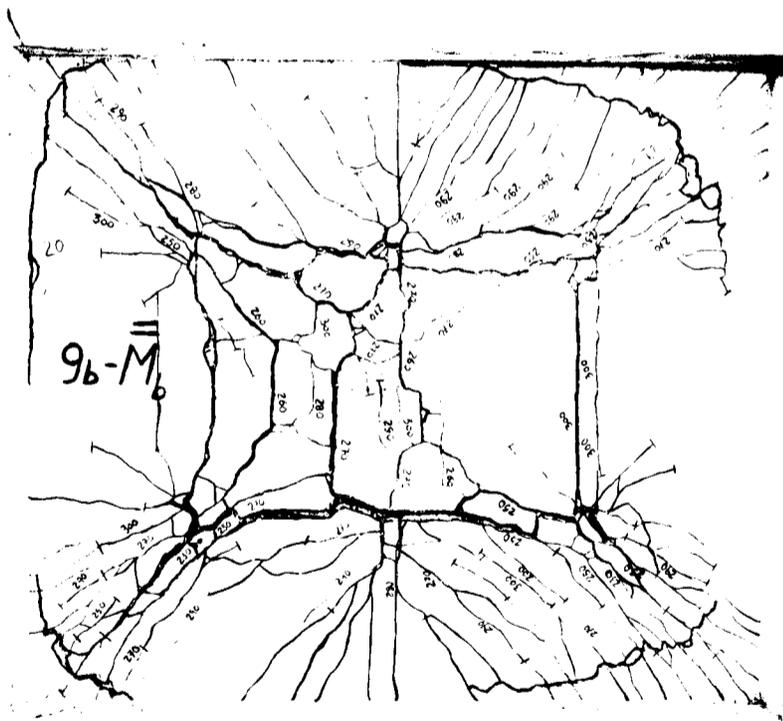


b) Face Inferior

FIGURA 3.II — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 9 - M_b

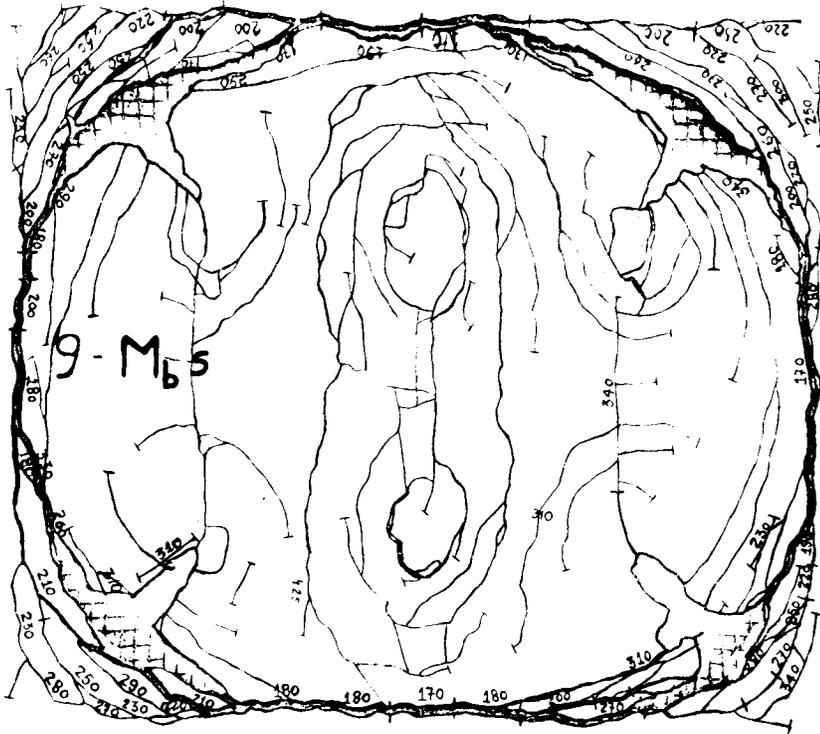


a) Face Superior

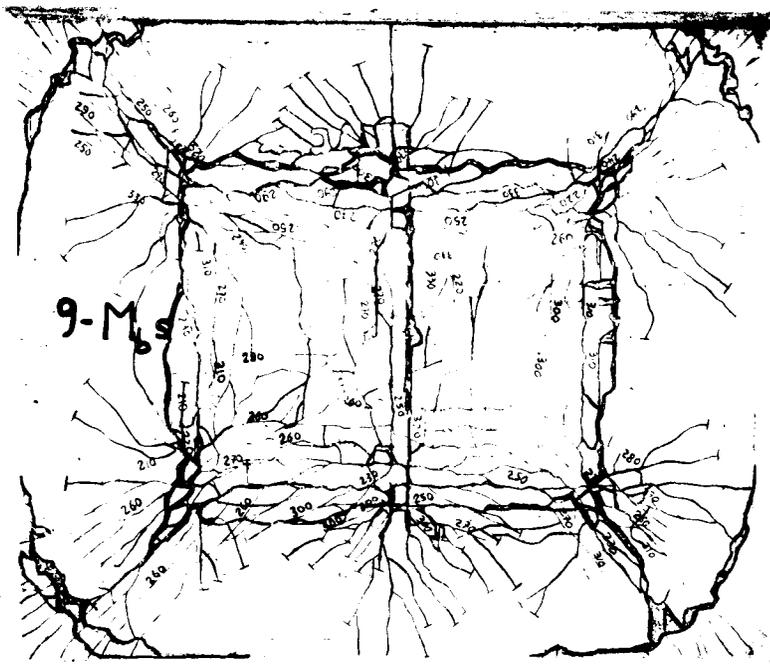


b) Face Inferior

FIGURA 3.12 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 9 — \bar{M}_b

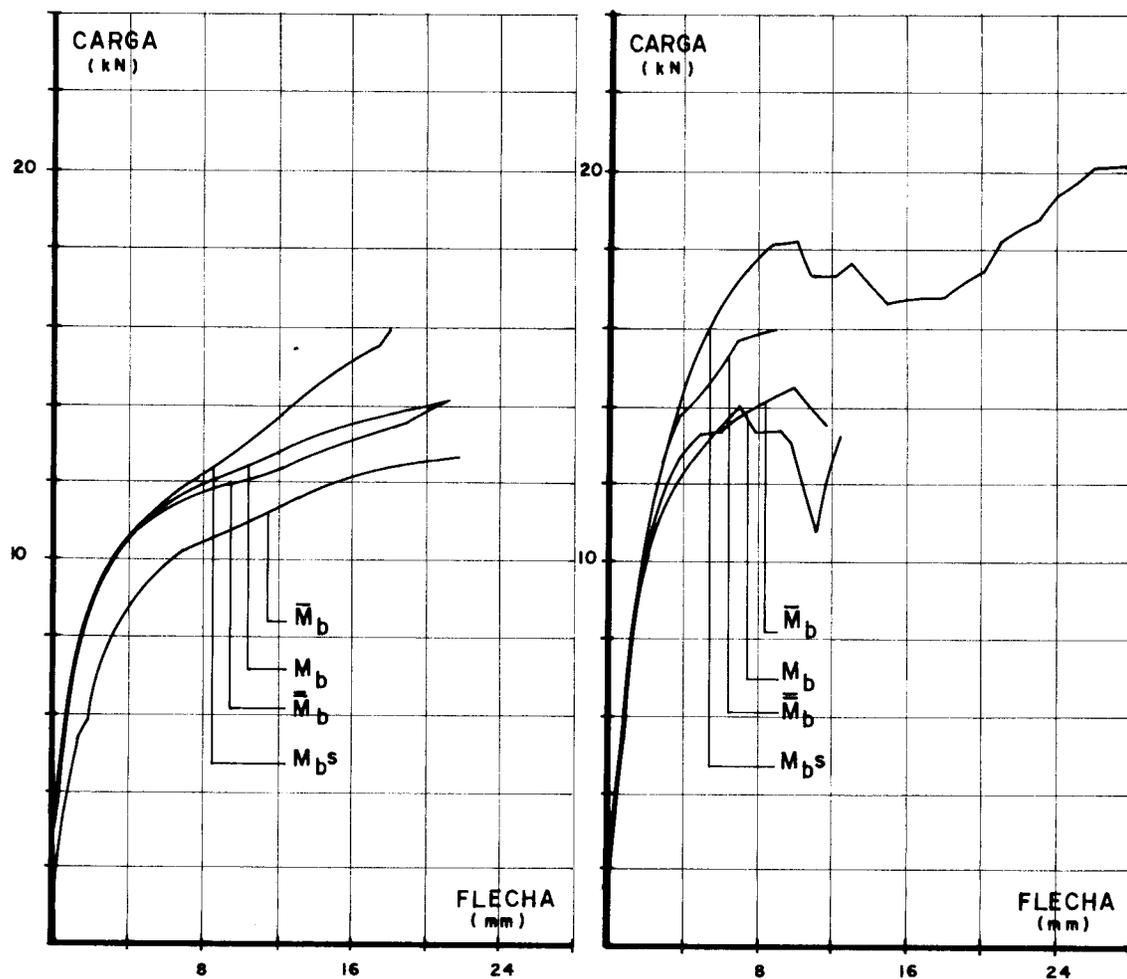


a) Face Superior



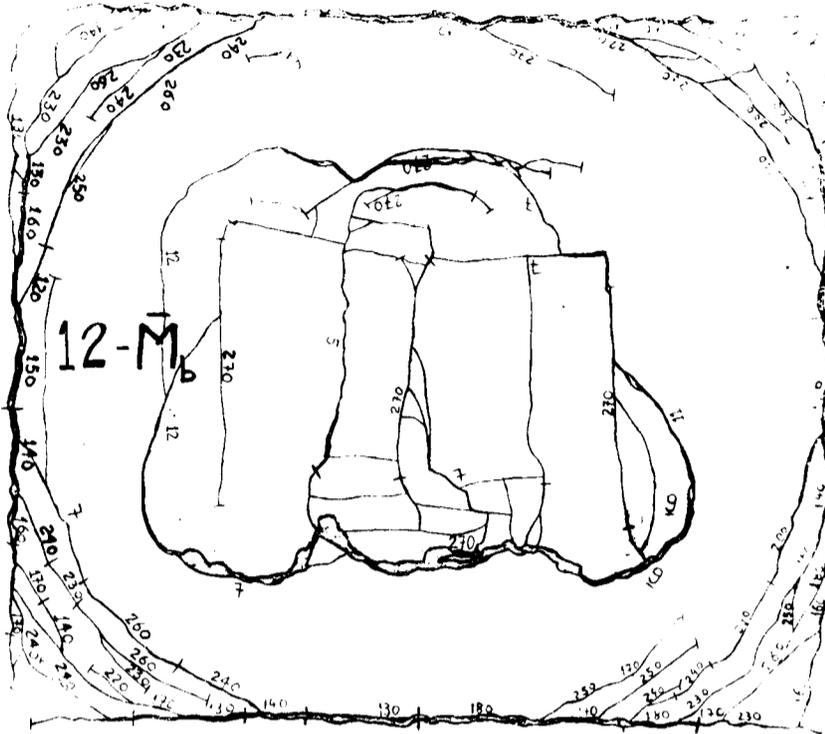
b) Face Inferior

FIGURA 3.13 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 9 - MbS

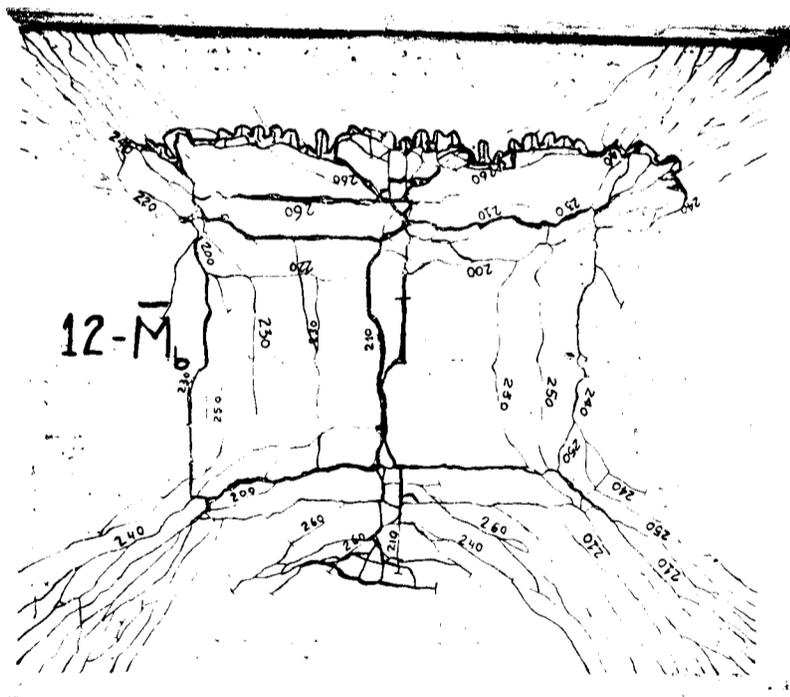


TIPO DE ARMAÇÃO	f_{c28} (MPa)	INÍCIO DA FASE DE FISSURAÇÃO						INÍCIO DA FASE DE RUÍNA			RUÍNA	
		SUPERIOR			INFERIOR			RUÍNA				
		$F_{r,s}$ (kN)	$a_{r,s}$ (mm)	$\frac{F_{r,s}}{F_U}$	$F_{r,i}$ (kN)	$a_{r,i}$ (mm)	$\frac{F_{r,i}}{F_U}$	F_R (kN)	a_R (mm)	$\frac{F_R}{F_U}$	F_U (kN)	a_U (mm)
\bar{M}_b	30,5	5,63	1,69	0,39	9,38	4,89	0,64	12,20	16,39	0,83	14,62	28,00
M_b	32,8	7,98	1,68	0,56	9,38	2,76	0,66	13,61	16,43	0,96	14,17	24,39
$\bar{\bar{M}}_b$	35,7	7,98	1,55	0,50	9,85	3,07	0,61	13,14	16,15	0,82	16,04	28,00
$M_{b's}$	34,8	7,04	1,10	0,33	10,79	4,25	0,51	15,49	17,20	0,73	21,21	42,50

FIGURA 3.14 — GRÁFICOS CARGA - FLECHA DOS MODELOS DA SÉRIE 12

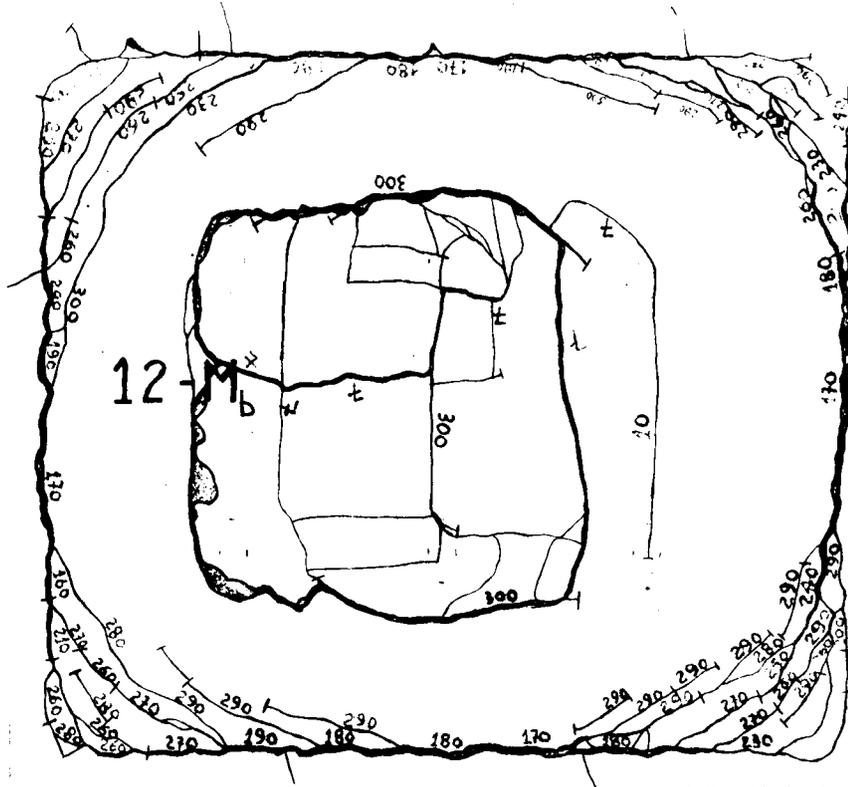


a) Face Superior

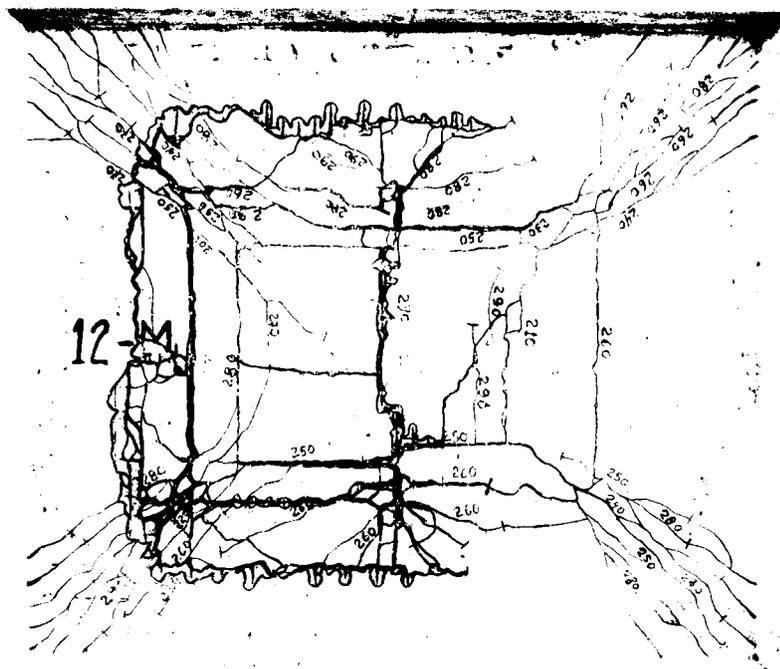


b) Face Inferior

FIGURA 3.15 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 12 - \bar{M}_b

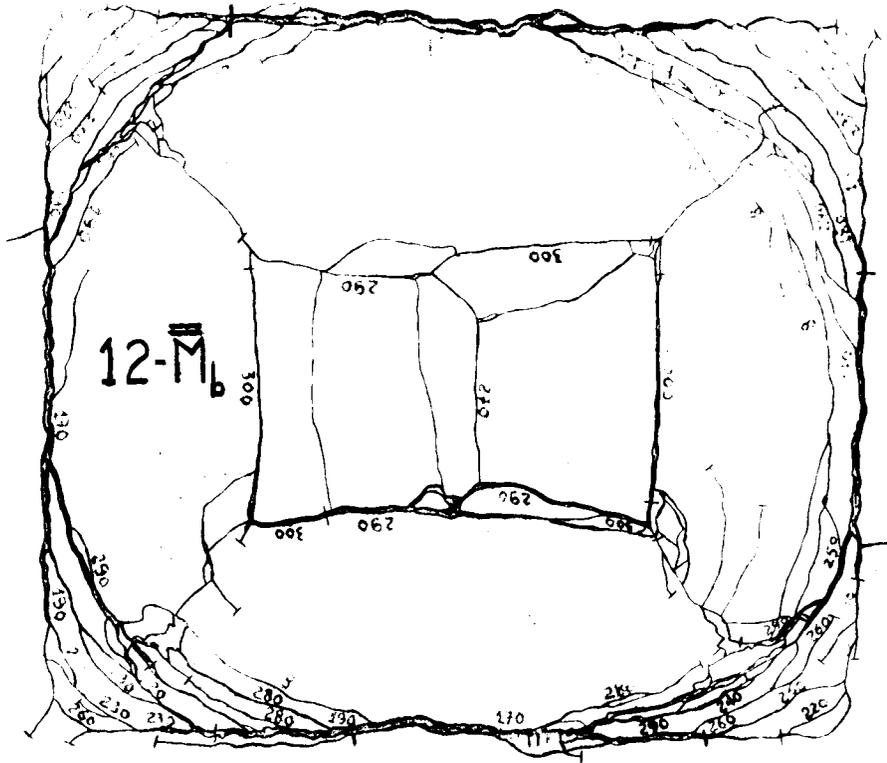


a) Fase Superior

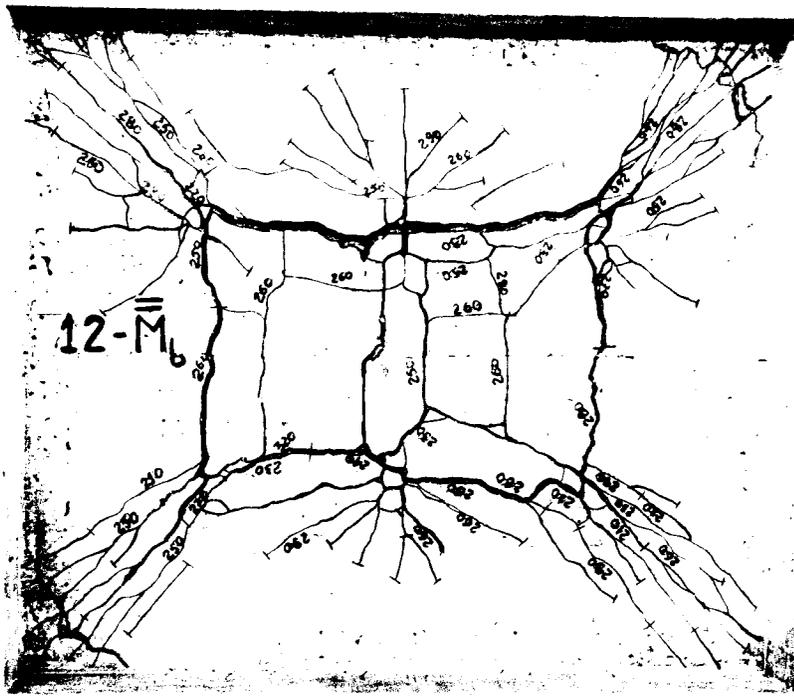


b) Fase Inferior

FIGURA 3.16 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 12 - M_b

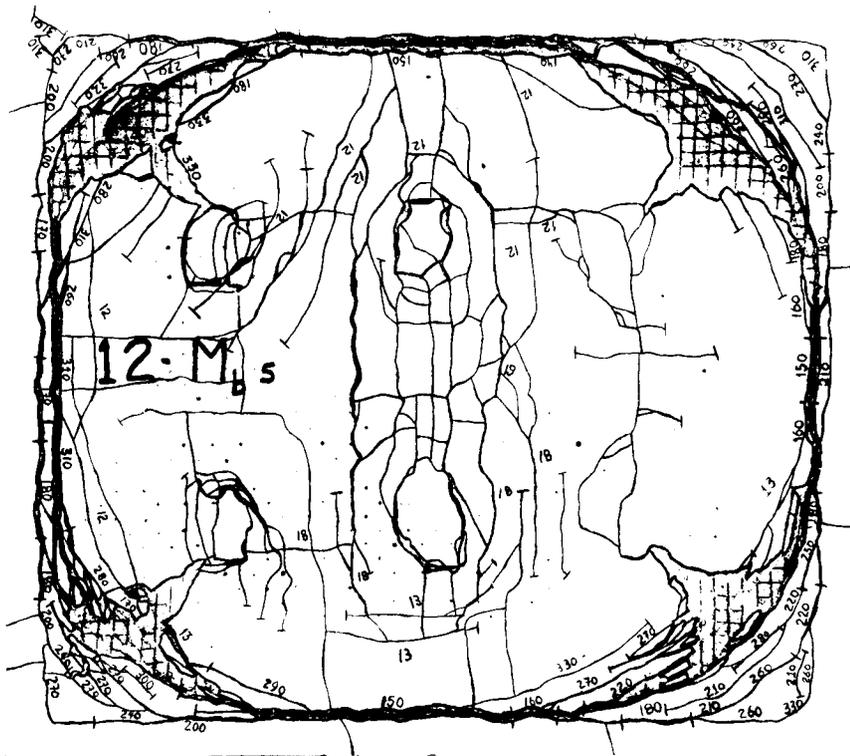


a) Face Superior

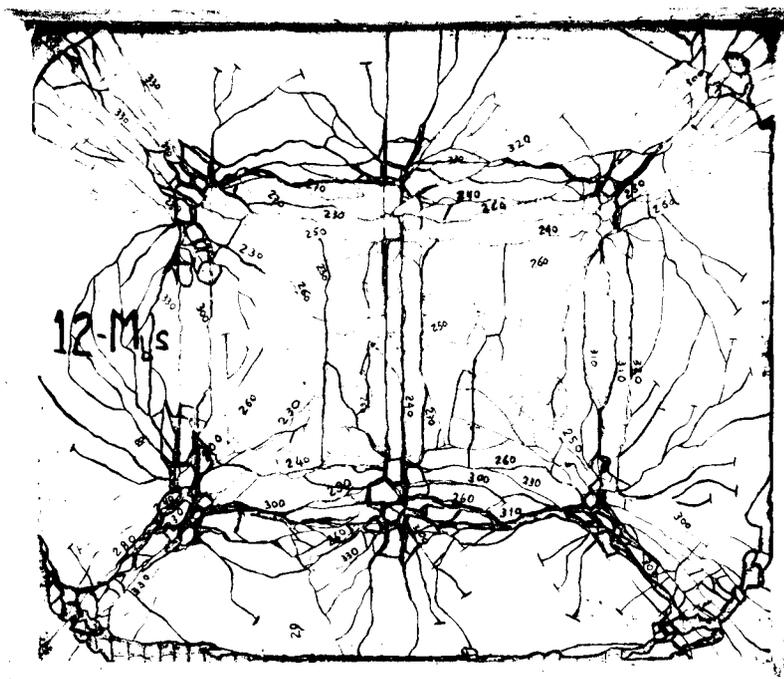


b) Face Inferior

FIGURA 3.17 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 12 - \bar{M}_b

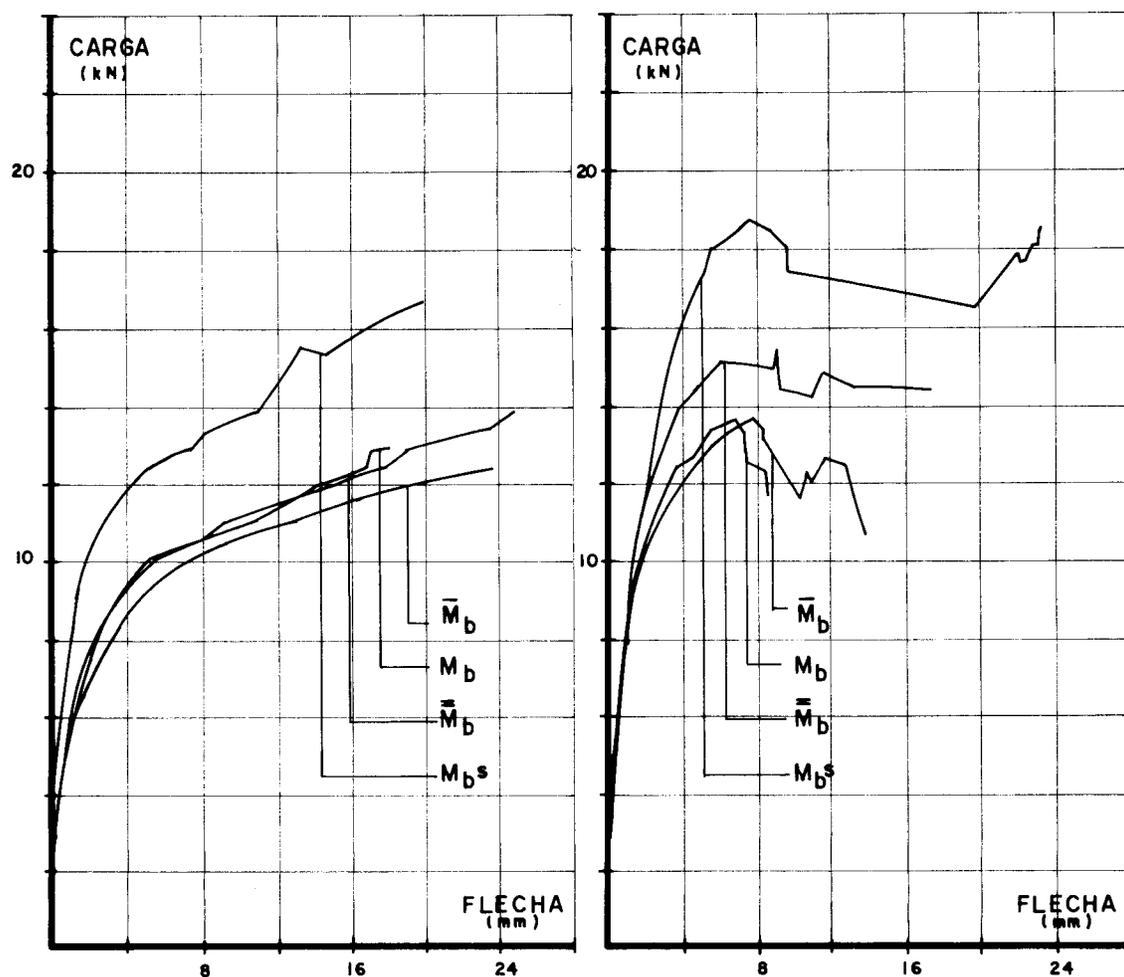


a) Face Superior



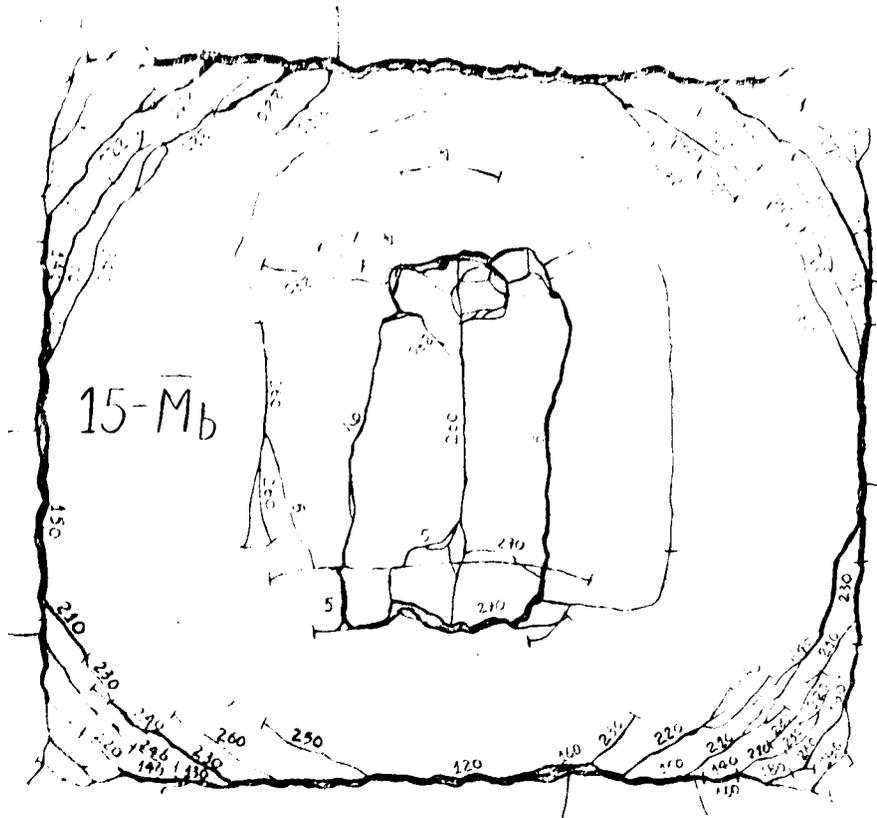
b) Face Inferior

FIGURA 3.18 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 12 - M_b S

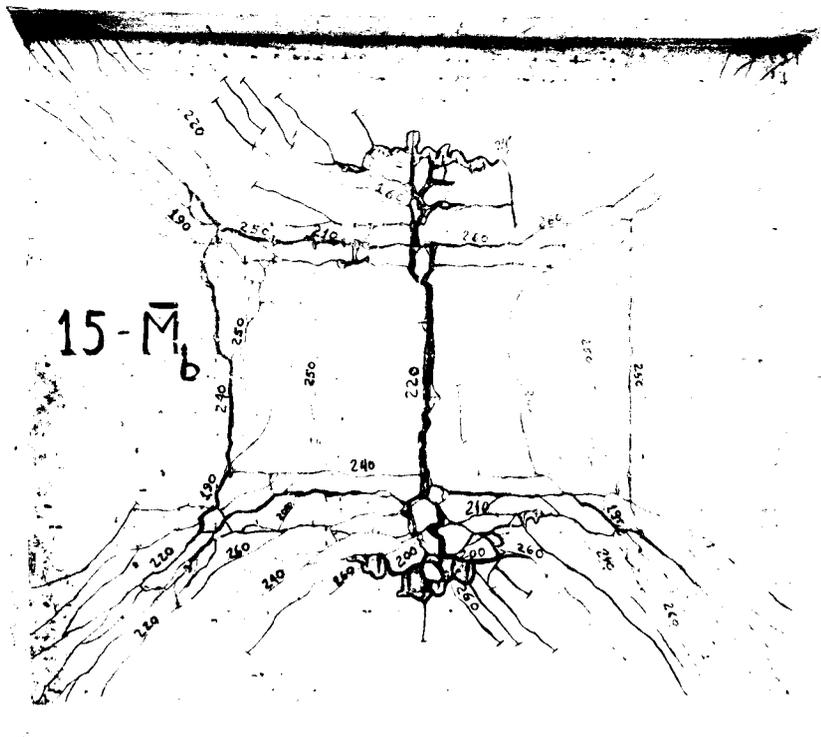


TIPO DE ARMAÇÃO	f_{c28} (MPa)	INÍCIO DA FASE DE FISSURAÇÃO						INÍCIO DA FASE DE RUÍNA			RUÍNA	
		SUPERIOR			INFERIOR			DE RUÍNA				
		$F_{r,s}$ (kN)	$a_{r,s}$ (mm)	$\frac{F_{r,s}}{F_u}$	$F_{r,i}$ (kN)	$F_{r,i}$ (mm)	$\frac{F_{r,i}}{F_u}$	F_R (kN)	a_R (mm)	$\frac{F_R}{F_u}$	F_U (kN)	a_U (mm)
\bar{M}_b	28,4	5,63	1,10	0,41	8,91	4,29	0,64	11,73	15,35	0,85	13,85	27,49
M_b	38,6	6,57	1,57	0,47	7,50	2,26	0,54	12,20	15,42	0,88	13,85	24,00
$\bar{\bar{M}}_b$	30,5	6,10	1,22	0,39	8,91	3,28	0,57	12,67	18,07	0,81	15,63	31,41
M_b^s	34,8	7,03	0,95	0,37	11,73	3,80	0,62	15,02	13,70	0,79	18,92	23,60

FIGURA 3.19 — GRÁFICOS CARGA - FLECHA DOS MODELOS DA SÉRIE 15

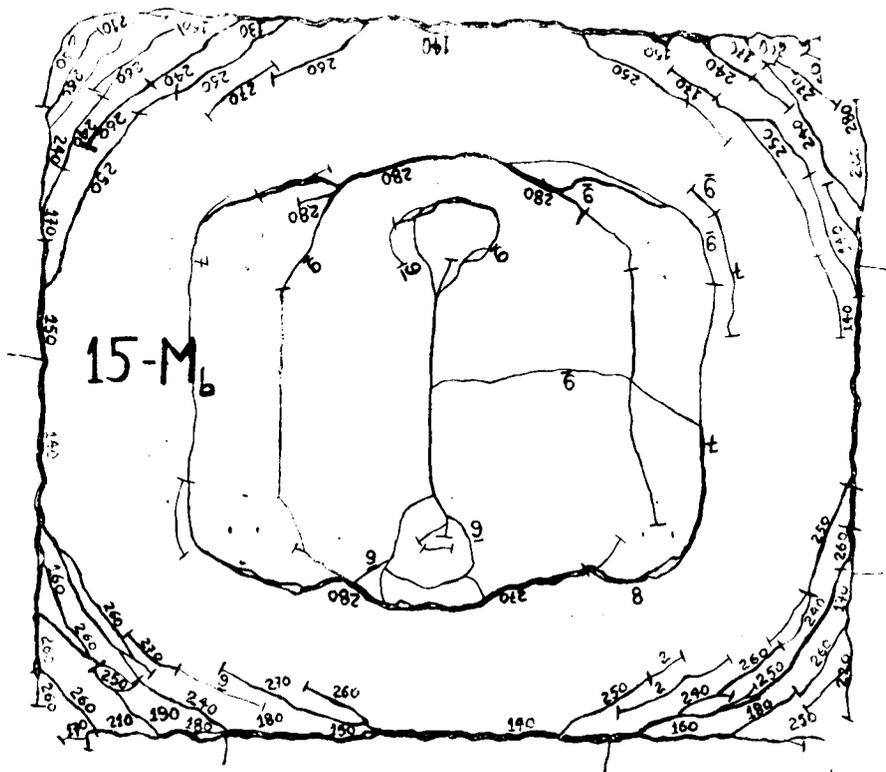


a) Face Superior

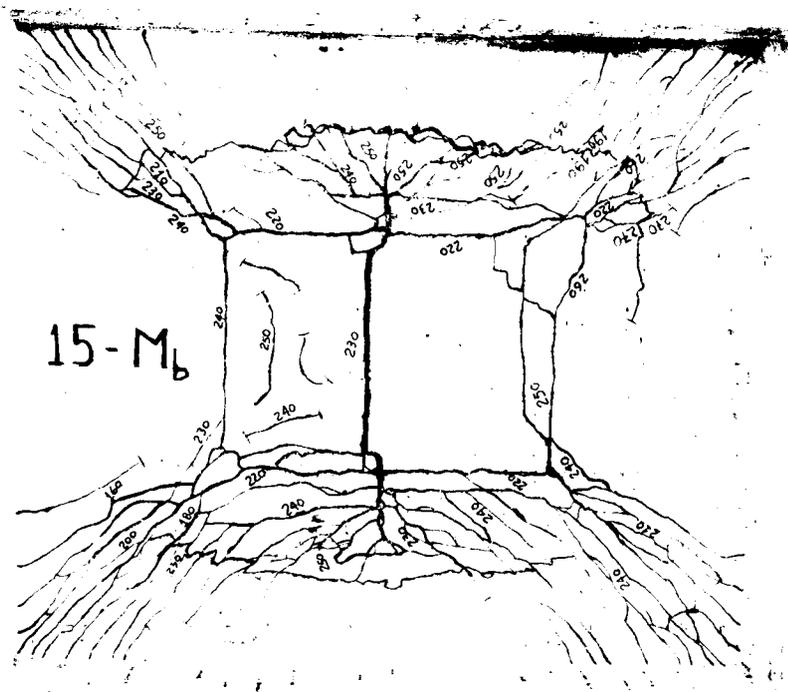


b) Face Inferior

FIGURA 3.20 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 15 - M_b

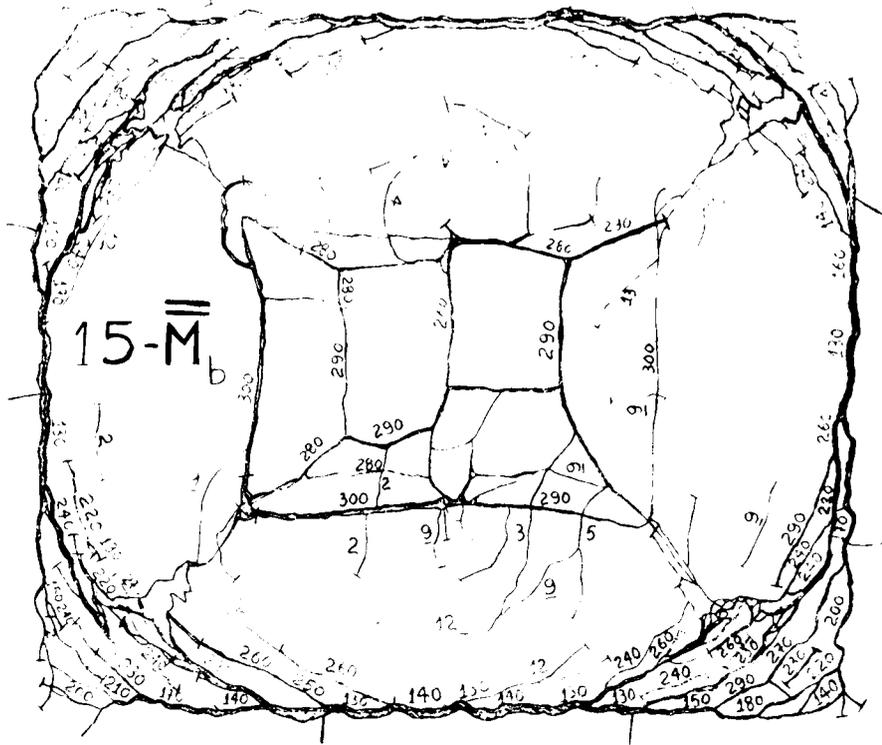


a) Fase Superior

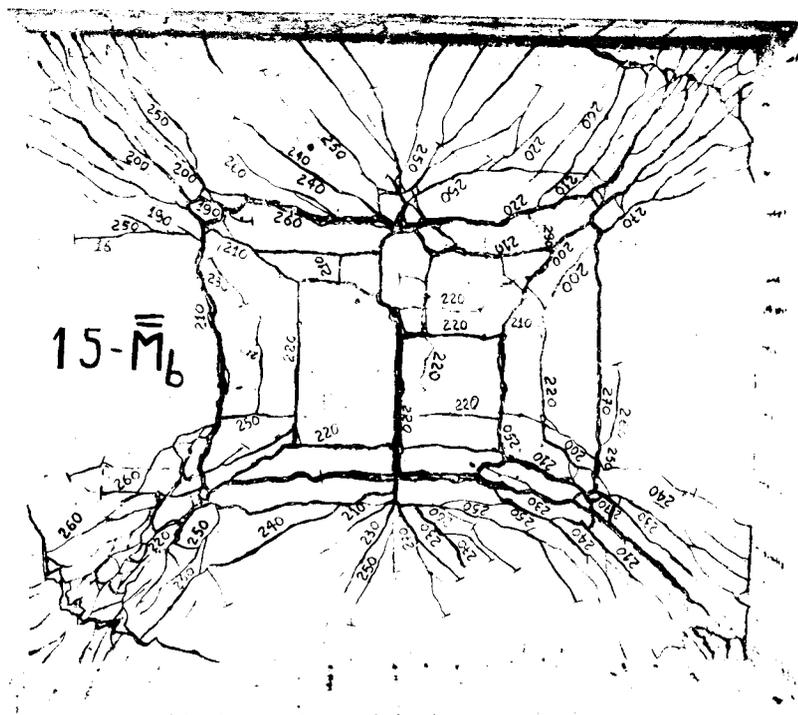


b) Face Inferior

FIGURA 3.21 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 15 - M_b

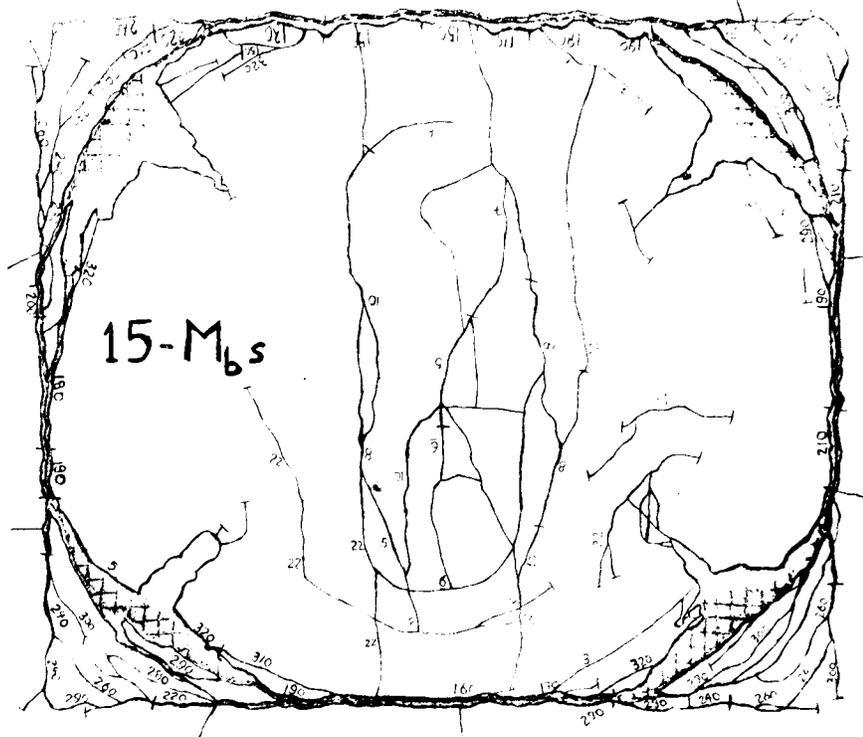


a) Face Superior

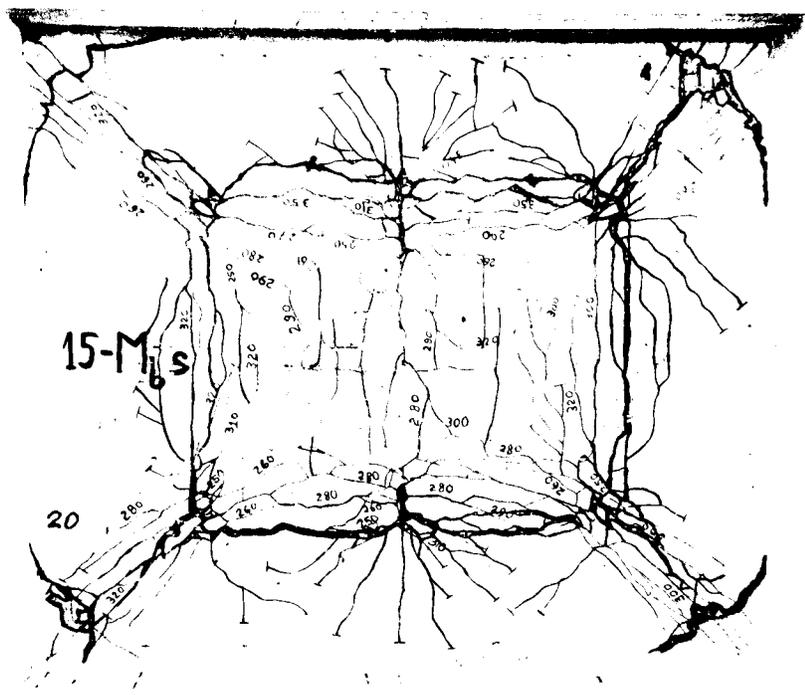


b) Face Inferior

FIGURA 3.22 — CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 15 - \bar{M}_b

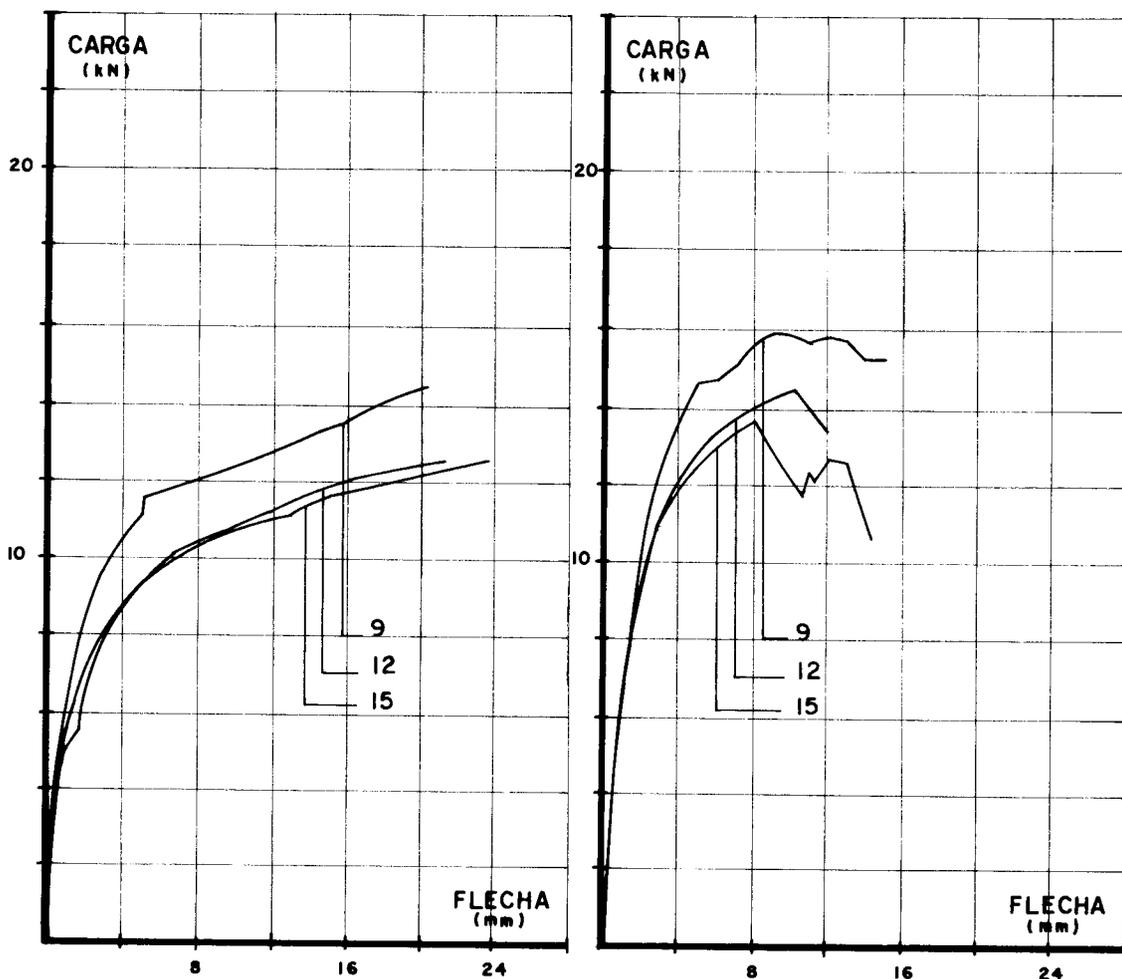


a) Face Superior



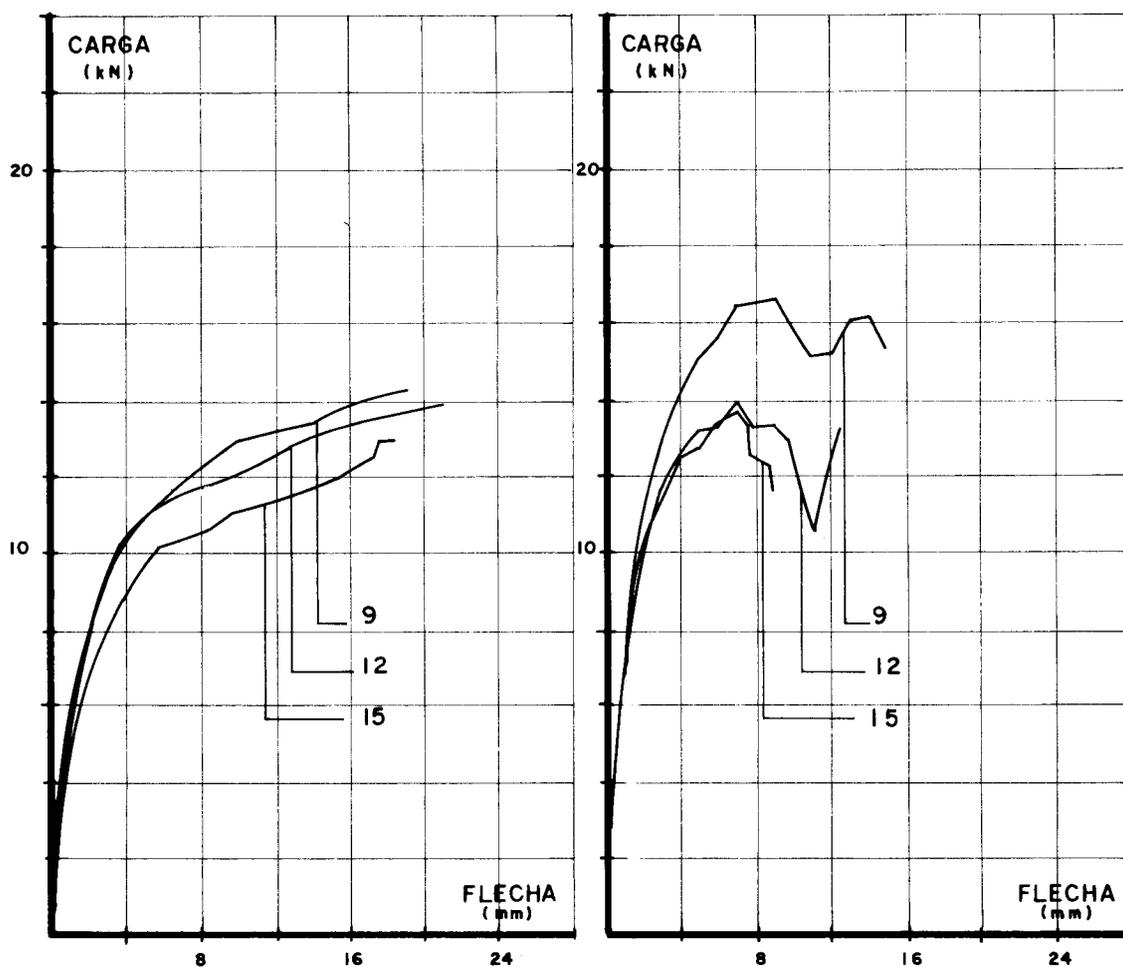
b) Face Inferior

FIGURA 3.23 - CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO MODELO 15 -M_bs



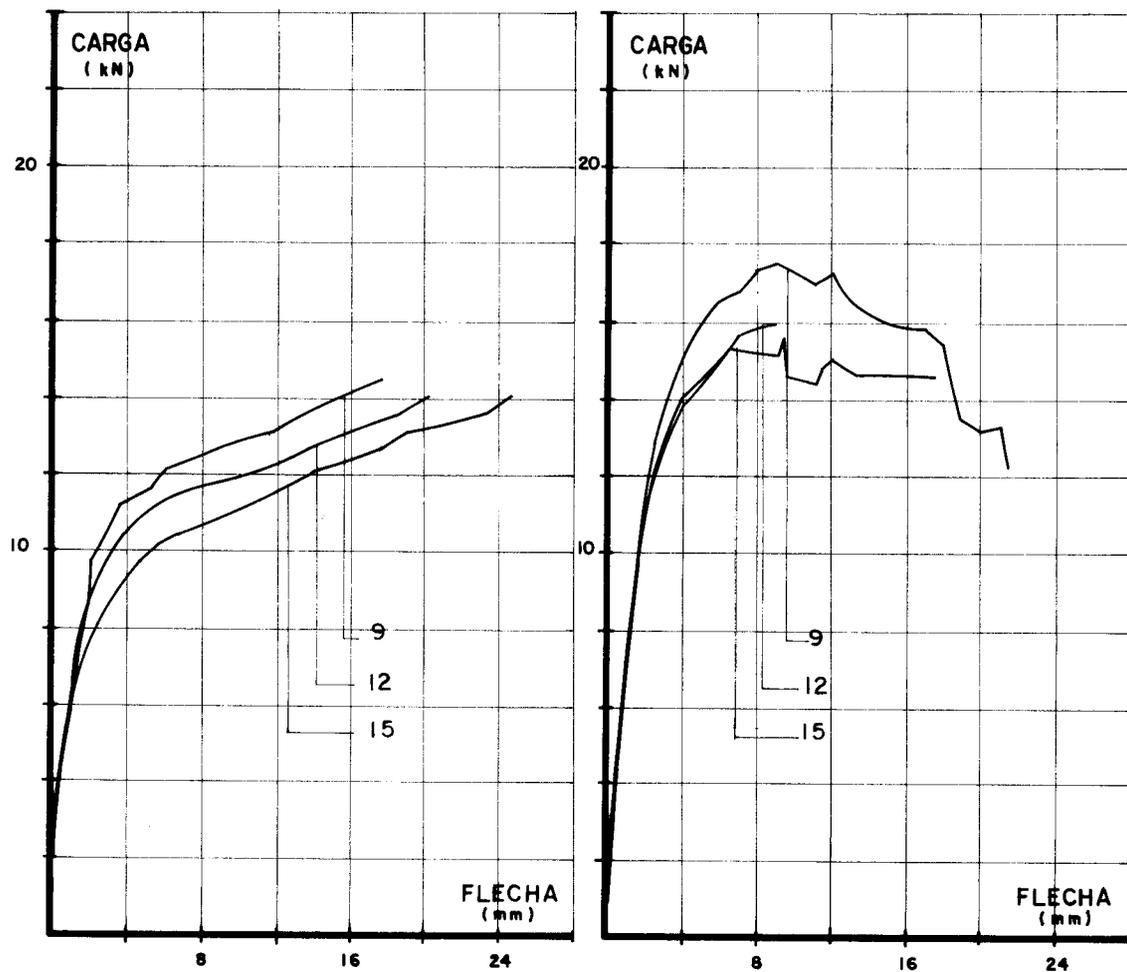
ALTURAS DAS VIGAS DE BORDA	f_{c28} (MPa)	INÍCIO DA FASE DE FISSURAÇÃO						INÍCIO DA FASE DE RUÍNA			RUÍNA	
		SUPERIOR			INFERIOR			RUÍNA				
		$F_{r,s}$ (kN)	$a_{r,s}$ (mm)	$\frac{F_{r,s}}{F_u}$	$F_{r,i}$ (kN)	$F_{r,i}$ (mm)	$\frac{F_{r,i}}{F_u}$	F_R (kN)	a_R (mm)	$\frac{F_R}{F_u}$	F_u (kN)	a_u (mm)
9	36,8	8,91	2,05	0,51	9,38	2,26	0,54	14,55	18,09	0,84	17,41	24,60
12	35,7	7,98	1,55	0,50	9,85	3,07	0,61	13,14	16,15	0,82	16,04	28,00
15	30,5	6,10	1,22	0,39	8,91	3,28	0,57	12,67	18,07	0,81	15,63	31,41

FIGURA 3.24 — GRÁFICOS CARGA-FLECHA DOS MODELOS COM ARMACÃO \bar{M}_b



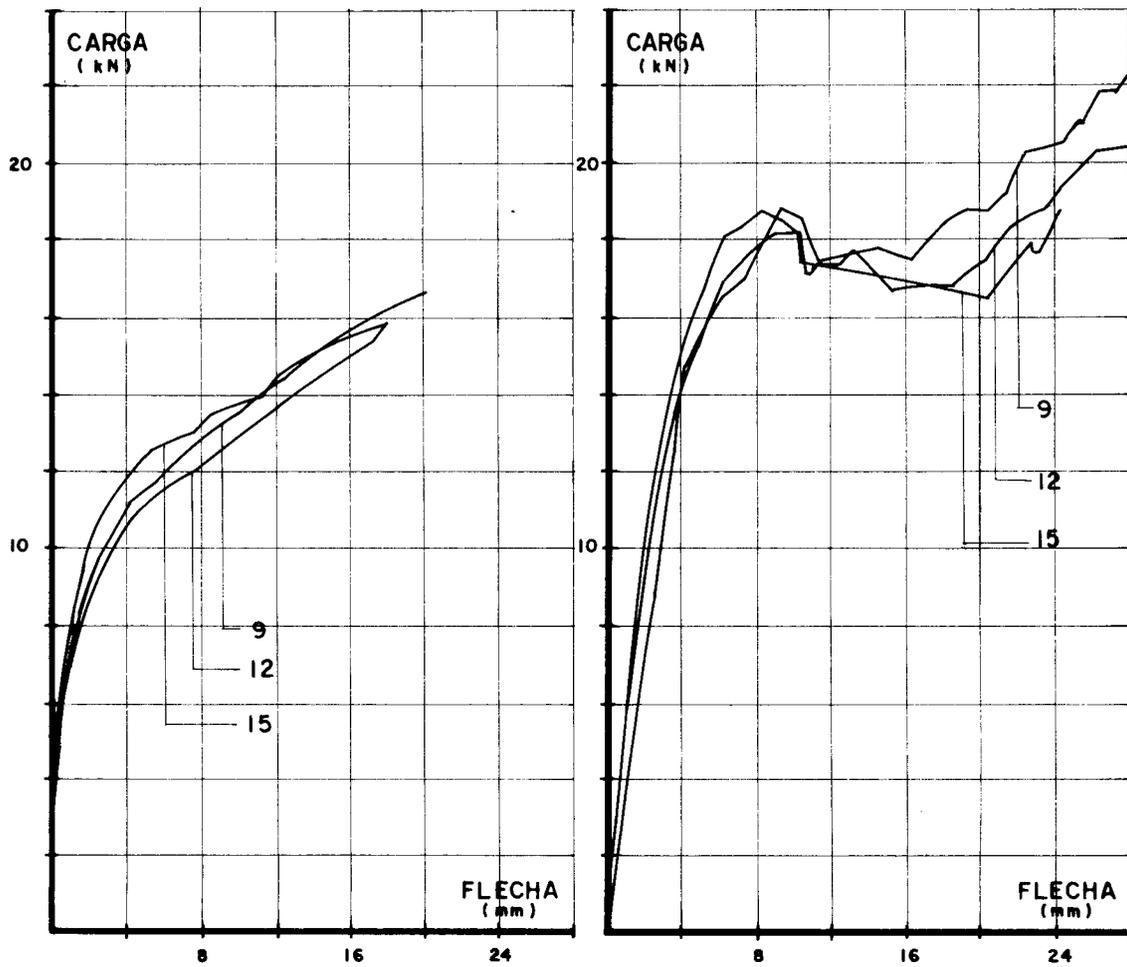
ALTURA DAS VIGAS DE BORDA	f_{c28} (MPa)	INÍCIO DA FASE DE FISSURAÇÃO						INÍCIO DA FASE DE RUÍNA			RUÍNA	
		SUPERIOR			INFERIOR			DE RUÍNA			F_u (kN)	a_u (mm)
		$F_{r,s}$ (kN)	$a_{r,s}$ (mm)	$\frac{F_{r,s}}{F_u}$	$F_{r,i}$ (kN)	$F_{r,i}$ (mm)	$\frac{F_{r,i}}{F_u}$	F_R (kN)	a_R (mm)	$\frac{F_R}{F_u}$		
9	32,3	7,51	1,65	0,44	11,26	5,13	0,67	13,61	13,89	0,80	16,91	26,38
12	32,8	7,98	1,68	0,56	9,38	2,76	0,66	13,61	16,43	0,96	14,17	24,39
15	38,6	6,57	1,57	0,47	7,60	2,26	0,54	12,20	15,42	0,88	13,85	24,00

FIGURA 3.25 — GRÁFICOS CARGA - FLECHA DOS MODELOS COM ARMAÇÃO M_b



ALTURA DAS VIGAS DE BORDA	\bar{f}_{c28} (MPa)	INÍCIO DA FASE DE FISSURAÇÃO						INÍCIO DA FASE DE RUÍNA			RUÍNA	
		SUPERIOR			INFERIOR			F_R (kN)	σ_R (mm)	$\frac{F_R}{F_U}$	F_U (kN)	σ_U (mm)
		$F_{r,s}$ (kN)	$\alpha_{r,s}$ (mm)	$\frac{F_{r,s}}{F_U}$	$F_{r,i}$ (kN)	$F_{r,i}$ (mm)	$\frac{F_{r,i}}{F_U}$					
9	37,4	6,10	0,97	0,38	10,32	3,63	0,64	13,61	17,42	0,85	16,09	28,00
12	30,5	5,63	1,69	0,39	9,38	4,89	0,64	12,20	16,39	0,83	14,62	28,00
15	28,4	5,63	1,10	0,41	8,91	4,29	0,64	11,73	15,35	0,85	13,85	27,49

FIGURA 3.26 — GRÁFICOS: CARGA FLECHA DOS MODELOS COM ARMAÇÃO \bar{M}_b



TIPO DE ARMAÇÃO	f_{c28} (MPa)	INÍCIO DA FASE DE FISSURAÇÃO						INÍCIO DA FASE DE RUÍNA			RUÍNA	
		SUPERIOR			INFERIOR			F_R (kN)	a_R (mm)	$\frac{F_R}{F_U}$	F_U (kN)	a_U (mm)
		$F_{r,s}$ (kN)	$a_{r,s}$ (mm)	$\frac{F_{r,s}}{F_U}$	$F_{r,i}$ (kN)	$F_{r,i}$ (mm)	$\frac{F_{r,i}}{F_U}$					
9	27,6	7,98	1,50	0,36	10,32	3,20	0,46	14,55	12,50	0,65	22,30	41,15
12	34,8	7,04	1,10	0,33	10,79	4,25	0,51	15,49	17,20	0,73	21,21	42,50
15	34,8	7,03	0,95	0,37	11,73	3,80	0,62	15,02	13,70	0,79	18,92	23,60

FIGURA 3.27 — GRÁFICOS CARGA FLECHA DOS MODELOS COM ARMAÇÃO $M_{b,s}$

4. RESULTADOS TEÓRICO-EXPERIMENTAIS

4.1 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS SEÇÕES

A Tabela 2.2, apresentada na página 2.26, mostra as áreas das seções de armaduras adotadas para cada tipo de armação dos modelos e os espaçamentos entre os fios de diâmetro igual a 1,25mm (arame recozido nº 18). Nota-se que, naquela tabela, os espaçamentos entre os fios são menores que 20mm, conforme prescreve a NB-1/1978 no item 6.3.2.1.

Para as armaduras por unidade de comprimento, em todos os casos, resultaram valores maiores que os mínimos estabelecidos no item 6.3.1 daquela Norma, que valem:

$$A_{s,min} = 0,25\% b_w h = 0,38 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \dots (4.1)$$

onde, a taxa geométrica de armadura (ρ) foi adotada igual a 0,25% pois, segundo o diagrama tensão-deformação, o valor da resistência de escoamento do fio à tração (f_y) obtido, foi igual a 280 MPa, representando um material de característica mecânica entre a dos aços CA-25 e CA-32.

4.2 - MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO TEÓRICO

Com as hipóteses de cálculo da NB-1/1978, e dispondo dos valores que representam as resistências do micro concreto e dos fios de arame recozido, determina-se o valor do momento de plastificação teórico no estado limite último. Para seções sub-armadas, solicitadas por flexão simples (e, neste caso, com armadura simples), aquele estado pode ser atingido por: deformação plástica excessiva (domínio 2) ou ruptura à compressão do micro concreto (domínio 3). Os domínios citados são os da NB-1, com suas deformações limites mostradas na Figura 4.1, acompanhados dos diagramas de deformações específicas e tensões.

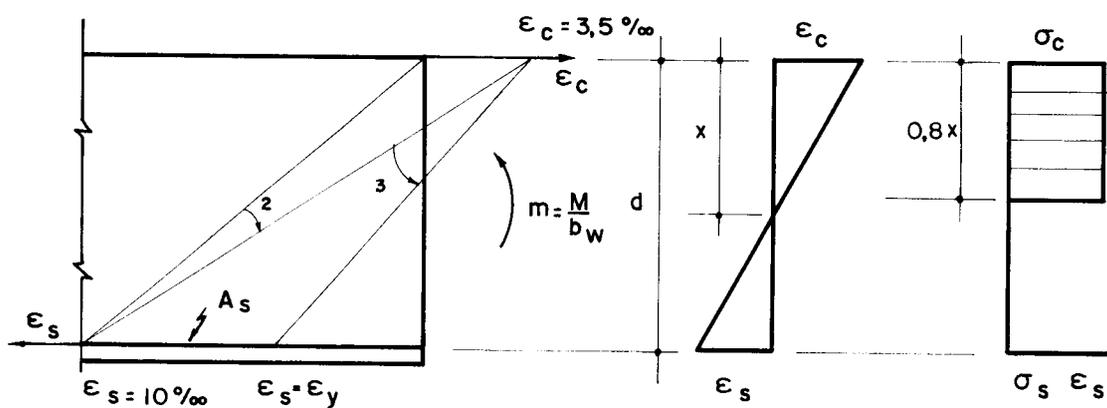


FIGURA 4.1 - SEÇÃO SUB-ARMADA SOLICITADA POR FLEXÃO SIMPLES

As equações de equilíbrio e de compatibilidade de deformações, desprezando-se o efeito favorável da armadura colocada junto à face superior da laje, quando houver, são:

$$0,8 \times \sigma_c - A_s \sigma_s = 0 \quad \dots (4.2)$$

$$m = 0,8 \times \sigma_c (d - 0,4x) \quad \dots (4.3)$$

$$m = A_s \sigma_s (d - 0,4x) \quad \dots (4.4)$$

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d-x} \quad \dots (4.5)$$

Tem-se, portanto, três equações independentes. A altura útil (d) é conhecida para cada faixa de laje ensaiada e, para determinar-se o momento de plastificação teórico, adotam-se: $\sigma_c = 0,85 f_{c28}$, $\epsilon_c = 3,5^0/00$, $\sigma_s = f_y$ e $\epsilon_s = \epsilon_y$, obtendo-se x , A_s e m , com as seguintes equações:

$$x = \frac{d\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \quad \dots (4.6)$$

$$A_s = 0,68 \times \frac{f_{c28}}{f_y} \quad \dots (4.7)$$

$$m = A_s f_y (d - 0,4x) \quad \dots (4.8)$$

Da expressão (3.4) tem-se $\bar{f}_{c28} = 33,9$ MPa e de (3.6) $f_y = 280$ MPa e $\epsilon_y = 4,59^0/00$ que, substituídos na equação (4.7) fornece o valor de $A_s = 4,67$ cm²/m que é o valor limite de seção sub-armada.

Comparando-se este valor de A_s com os adotados na Tabela 2.2, conclui-se que os modelos têm, com certeza, as seções sub-armadas. Este fato foi comprovado nos ensaios das faixas de laje, pois obtiveram-se ruínas das seções por deformação plástica excessiva da armadura.

Apresentam-se nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 os valores dos momentos de plastificação teóricos e o cálculo da posição da linha neutra, que foram determinados com as equações anteriores (4.6 e 4.8) e em função dos valores médios da altura útil (d) e de \bar{f}_{c28} , obtidos para duas faixas de lajes, armadas com o mesmo tipo de armadura, moldadas e ensaiadas em datas diferentes, cujos resultados foram apresentados no item 3.1.

Os valores de \bar{f}_{c28} , repetitivos nas tabelas, representam o mesmo micro concreto, quer quanto a moldagens, processos de cura e datas de ensaios.

Na Tabela 4.1, na determinação do momento de plastificação teórico da seção armada para $\bar{m}_{b,x}$, a primeira faixa (Grupo I) foi moldada com um fio a mais, conforme já justificado no item 3.1 e Figura 3.2. Em vista disso, e interessando resultados relativos à área de armadura $A_s = 0,859 \text{ cm}^2/\text{m}$, despreza-se o resultado obtido com $A_s = 0,981 \text{ cm}^2/\text{m}$. O valor do momento de plastificação teórico neste caso, fica igual a 27,74 KN cm/m, obtido com a faixa ensaiada no Grupo II.

TIPO DE ARMADURA	FAIXAS	A_s (cm^2/m)	d (mm)	\bar{f}_{c28} (MPa)	x (mm)	$m_{p,T}$ (kNcm/m)	
\bar{M}_b	$\bar{m}_{b,x}$	0,981	14,95	31,1	6,47	33,96*	27,74
		0,859	13,95	41,7	6,04	27,74	
	$\bar{m}_{b,y}$	0,859	13,68	31,1	5,92	27,21	26,63
		0,859	13,10	41,7	5,67	26,05	
	m_x	1,227	14,68	31,1	6,35	41,71	41,96
		1,227	14,85	41,7	6,42	42,20	
	m_y	0,981	13,61	31,1	5,89	30,91	30,77
		0,981	13,48	41,7	5,83	30,62	

*VALOR DESPREZADO

TABELA 4.1 — MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO TEÓRICOS DAS ARMADURAS TIPO \bar{M}_b

TIPO DE ARMADURA	FAIXAS	A_s (cm^2/m)	d (mm)	\bar{f}_{c28} (MPa)	x (mm)	$m_{p,T}$ (kNcm/m)	
M_b	$m_{b,x}$	1,227	15,86	29,8	6,86	45,06	43,88
		1,227	15,03	34,3	6,50	42,70	
	$m_{b,y}$	1,227	13,73	29,8	5,94	39,01	39,40
		1,227	13,53	34,3	5,85	38,44	
	m_x	1,104	15,56	29,8	6,73	39,78	39,49
		1,104	15,33	34,3	6,63	39,19	
	m_y	0,981	13,63	29,8	5,90	30,96	30,93
		0,981	13,60	34,3	5,88	30,90	

TABELA 4.2 — MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO TEÓRICOS DAS ARMADURAS TIPO M_b

TIPO DE ARMADURA	FAIXAS	A_s (cm^2/m)	d (mm)	\bar{f}_{c28} (MPa)	x (mm)	$m_{p,T}$ (kNcm/m)	
\bar{M}_b	$\bar{m}_{b,x}$	1,349	15,23	28,7	6,59	47,57	47,88
		1,349	15,43	37,4	6,68	48,19	
	$\bar{m}_{b,y}$	1,349	13,22	28,7	5,72	41,29	42,51
		1,349	14,00	37,4	6,06	43,72	
	\bar{m}_x	0,859	14,60	28,7	6,32	29,04	29,96
		0,859	15,52	37,4	6,71	30,87	
	\bar{m}_y	0,613	13,65	28,7	5,91	19,37	19,61
		0,613	13,98	37,4	6,05	19,84	

TABELA 4.3 — MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO TEÓRICOS DAS ARMADURAS TIPO \bar{M}_b

4.3 - CARGAS DE RUÍNA ESTIMADAS

As determinações das cargas de ruína estimadas serão feitas pelos processos do item 24 da NB-2 ($F_{u,24}$) e das charneiras plásticas ($F_{u,CP}$), considerando-se os momentos de plastificação experimentais ($m_{p,e}$) determinados a través dos ensaios das faixas e apresentados no Capítulo 3, item 3.1.

4.3.1 - Cargas últimas estimadas pelo item 24 da NB-2

O dimensionamento dos modelos foi feito com base em momentos fletores atuantes na laje simplesmente apoiada, calculados pelas tabelas de LANGENDONCK [1961] como já foi visto nos Capítulos 1 e 2. Agora, pretendendo-se de terminar as cargas últimas teóricas, utilizou-se a Tabela de RÜSCH [1965], como a seguir se expõe.

Os momentos de borda (m_b), são determinados utilizando as prescrições da NB-2/1960, representados pelas equações (1.2). O problema resume-se em determinar os momentos (m_x e m_y) atuantes paralelamente aos planos que contêm os eixos x e y, paralelos respectivamente aos lados menor e maior da laje do modelo, considerando-a como livremente apoiada nas vigas de borda.

Para as cargas móveis atuantes em lajes de pontes definidas na NB-6/1960, os momentos fletores são determinados pela expressão:

$$m = \psi (Q \mu_Q + q \mu_q + q' \mu'_q) \quad \dots (4.9)^{(5)}$$

(5) Utilizou-se o veículo tipo da NB-6/1960. O projeto 2:03-09-002/1981 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre, adota nomenclatura e valores diferentes daquela Norma.

onde:

ψ : coeficiente de impacto, adotado igual à unidade por tratar-se de ensaio de modelo reduzido, com a posição do veículo tipo fixa.

Q : carga de uma roda do veículo.

q : carga distribuída na faixa do veículo, na direção do tráfego.

q' : carga distribuída na faixa do veículo, na direção perpendicular ao tráfego.

As cargas q e q' não foram consideradas nos ensaios, porquanto, não serão levadas em conta nesta verificação; também desprezou-se a ação do peso próprio da laje do modelo. A fórmula para cálculo dos momentos fletores (m_x e m_y) reduz-se a:

$$m = Q \mu_Q \quad \dots (4.10)$$

com o coeficiente μ_Q (e, também, μ_q e $\mu_{q'}$), determinado pelas Tabelas de RÜSCH em função dos parâmetros l_x/a e t/a sendo:

a : distância entre rodas de um mesmo eixo igual a 200mm.

t : lado do quadrado de área equivalente à do retângulo de contato da roda, projetado segundo ângulo de 45° , com a vertical, na superfície média da laje.

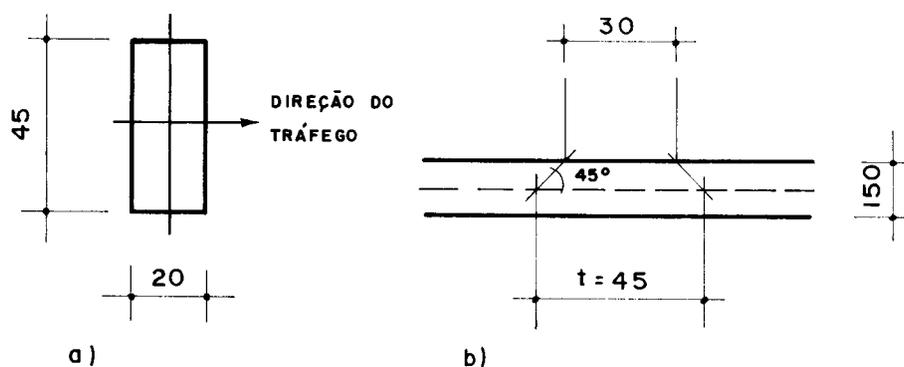


FIGURA 4.2 - DIMENSÕES DA RODA DO VEÍCULO TIPO

l_x : vão teórico perpendicular à direção de tráfego, adotado como sendo a distância entre os centros das vigas longitudinais e igual a 500mm.

Para a superfície de carga da Figura 4.2.a, que representa uma roda do veículo tipo classe 36 (na escala do modelo), o valor de t resulta igual a 45mm (Figura 4.2.b).

A Tabela de RÜSCH a ser usada é a de número 78 (edição 1960), que trata de uma laje simplesmente apoiada nos quatro bordos, e com os parâmetros geométricos dados por (4.11) determinam-se os coeficientes $\mu_{Q,x}$ e $\mu_{Q,y}$.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{600}{500} = 1,2$$

$$\frac{l_x}{a} = \frac{500}{200} = 2,5 \quad \dots (4.11)$$

$$\frac{t}{a} = \frac{45}{200} = 0,225$$

Os coeficientes valem:

$$\mu_{Q,x} = 0,51 \quad \dots (4.12)$$

$$\mu_{Q,y} = 0,35$$

Com os momentos de plastificação experimentais (m_x , m_y , m_b), determinados para cada tipo de armadura dos modelos, podem-se calcular os equivalentes momentos de plastificação m_X e m_Y atuantes na laje simplesmente apoiada e, através deles, obter as cargas de ruína estimadas.

Das equações (1.2) têm-se:

$$m_X = m_x + 0,6 m_{b,x} \quad \dots (4.13)$$

$$m_Y = m_y + 0,6 m_{b,y}$$

cujos valores numéricos são mostrados na Tabela 4.4.

Como se pode notar, nas tabelas do item 3.1, encontram-se, em alguns casos, valores diferentes para $m_{b,x}$ e $m_{b,y}$ com plano de ação paralelo respectivamente aos eixos x e y da laje. Para o cálculo daqueles momentos adotaram-se os valores médios experimentais.

Com a equação 4.10, com os valores de m_x e m_y da Tabela 4.4 e, utilizando os coeficientes $\mu_{Q,x}$ e $\mu_{Q,y}$ de (4.12) determinam-se, para cada tipo de armação dos modelos, as cargas de ruína estimadas. Adotou-se para carga última ($F_{u,24}$) o menor dos dois valores obtidos, pois supõe-se que a laje atingirá um estado limite último sob a ação daquela carga; os resultados são mostrados na Tabela 4.5.

A título de exemplo desenvolve-se a marcha de cálculo para a obtenção da carga última estimada dos modelos com tipo de armação \bar{M}_b .

Substituindo os momentos de plastificação experimentais da Figura 3.2 e, neste item anotados na Tabela 4.4, na expressão 4.3 determinam-se:

$$m_x = 56,40 + 0,6 \cdot 42,26 = 81,76 \text{ KNcm/m}$$

$$m_y = 42,26 + 0,6 \cdot 42,26 = 67,62 \text{ KNcm/m}$$

Com os coeficientes $\mu_{Q,x} = 0,51$ e $\mu_{Q,y} = 0,35$ (expressões 4.11) obtêm-se os valores das cargas últimas Q_x e Q_y , lembrando da necessidade de se fazer as correções devidas, pois, a unidade coerente à utilização das Tabelas de RÜSCH são a tonelada força (tf) para as ações e o metro (m) para as grandezas geométricas, resultando:

$$Q_x = \frac{m_x}{\mu_{Q,x}} = \frac{81,76}{0,51} \cdot 10^{-1} \cdot 10^{-2} = 0,16 \text{ tf} = 1,6 \text{ KN}$$

$$Q_y = \frac{m_y}{\mu_{Q,y}} = \frac{67,62}{0,35} \cdot 10^{-1} \cdot 10^{-2} = 0,19 \text{ tf} = 1,9 \text{ KN}$$

Como aquelas tabelas fornecem os valores dos momentos fletores entrando-se na expressão 4.10 com a carga de uma roda, faz-se necessário, para obter os valores das cargas últimas, multiplicar Q_x e Q_y por seis (6).

Portanto:

$$F_{u,x} = 6 \cdot 1,6 = 9,62 \text{ KN}$$

$$F_{u,y} = 6 \cdot 1,9 = 11,59 \text{ KN}$$

resultando como valor da carga última estimada pelo item 24, para os modelos com tipo de armação \bar{M}_b , o menor dos dois valores, isto é, $F_{u,est,24} = 9,62 \text{ KN}$.

Para os demais tipos de armaduras procede-se do mesmo modo.

4.3.2 - Cargas últimas estimadas pela Teoria das Charneiras Plásticas

As lajes ensaiadas são anisótropas, como bem demonstra a distribuição dos fios da armadura na seção e os valores experimentais dos momentos de plastificação. Sendo assim, não se pode aplicar as equações deduzidas para lajes isotrópicas no cálculo das cargas últimas estimadas, determinadas pela Teoria das Charneiras Plásticas.

A solução é obtida igualando-se as equações da energia desenvolvida durante o deslocamento da laje, com a da energia exigida pelas charneiras para se deformarem. A carga de ruína é, então, calculada pela identidade das equações (1.5) e (1.6):

$$F_u \cdot r \cdot \theta = \sum m_i \lambda_i \theta_i + \sum m'_i \lambda'_i \theta'_i \quad \dots (4.14)$$

sendo m e m' os momentos de plastificação experimentais e com as características geométricas ($\lambda_i, \lambda'_i, \theta_i$ e θ'_i) da Figura 4.3.

As configurações de ruína são, praticamente, as mesmas para todos os modelos, como pode ser confirmado pela análise das fotografias apresentadas no Capítulo 3.

Nos cantos, pode-se adotar a charneira negativa média, que tem a forma de quarto de circunferência com centro nas rodas dos eixos externos do veículo tipo e, na face inferior, ocorre a formação de uma superfície regradada.

O momento de plastificação positivo nas regiões dos cantos, segundo Figura 4.4, e usando a expressão (1.4) fica:

$$m_c = m_x \cos^2 \alpha + m_y \sin^2 \alpha \quad \dots (4.15)$$

ou ainda:

$$m_c = m_x \cos^2(90-\phi) + m_y \sin^2(90-\phi) \quad \dots (4.16)$$

O momento de plastificação negativo, na mesma região, fazendo-se $m_{b,x} = m_{b,y}$ (por serem os resultados experimentais bastante próximos) é:

$$m'_c = m_b \cos^2 \alpha + m_b \sin^2 \alpha = m_b \quad \dots (4.17)$$

O cálculo da energia correspondente às charneiras positivas (da superfície regradada) e à charneira positiva em forma de arco de círculo (Figura 4,4), pode ser feito como se mostra a seguir:

$$\begin{aligned} \tau_c &= \left[\int_0^{\pi/2} m_c r d\phi + \int_0^{\pi/2} m'_c r d\phi \right] \theta \\ &= \left[r \int_0^{\pi/2} [m_x \cos^2(90-\phi) + m_y \sin^2(90-\phi)] d\phi + r \int_0^{\pi/2} m_b d\phi \right] \theta \end{aligned} \quad (4.18)$$

cuja solução resulta:

$$\tau_c = \left[\frac{\pi}{4} r(m_x + m_y) + \frac{\pi}{2} r m_b \right] \theta \quad \dots (4.19)$$

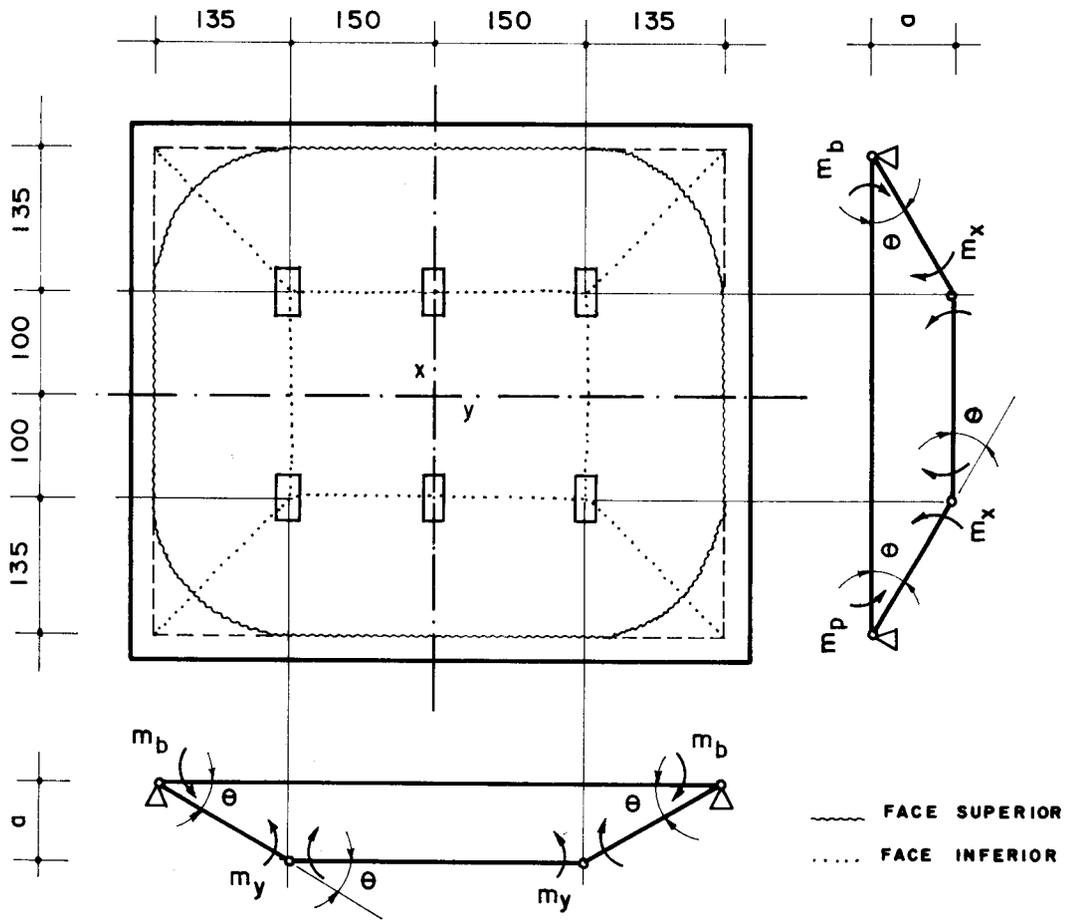


FIGURA 4.3 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS CHARNEIRAS MÉDIAS

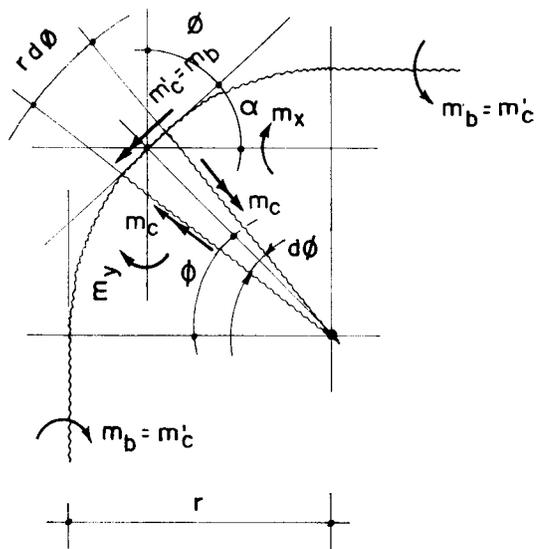


FIGURA 4.4 - MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO NO CÍRCULO

TIPO DE ARMAÇÃO	MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO EXPERIMENTAL (kN cm/m)				MOMENTOS NA LAJE APOIADA (kN cm/m)	
	$m_{b,x}$	$m_{b,y}$	m_x	m_y	m_x	m_y
\bar{M}_b	42,26	42,26	56,40	42,26	81,76	67,62
M_b	57,93	57,93	51,67	47,78	86,43	82,54
$\bar{\bar{M}}_b$	63,44	61,08	44,63	37,32	82,69	73,97

TABELA 4.4 — CÁLCULO DOS MOMENTOS NA LAJE SIMPLEMENTE APOIADA.

TIPO DE ARMADURA	$F_{u,x}$ (KN)	$F_{u,y}$ (KN)	$F_{u\ est\ ,\ 24}$ (KN)
\bar{M}_b	9,62	11,59	9,62
M_b	10,17	14,15	10,17
$\bar{\bar{M}}_b$	9,73	12,68	9,73

TABELA 4.5 — CARGAS DE RUÍNA ESTIMADAS — NB2 — 24

As cargas de ruína estimadas são obtidas quando se estende os somatórios do segundo membro da equação (4.14) a todas as charneiras, sendo que para as curvilíneas usam-se (4.19) e a configuração de ruína típica é a da Figura 4.3, obtendo-se:

$$r \cdot F_u = 4 \cdot m_x \cdot l_{c,y} + 4 \cdot m_y \cdot l_{c,x} + 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot r \cdot (m_x + m_y) + \\ + 4 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot r \cdot m_b + 4 \cdot m_{b,x} \cdot l'_{c,y} + 4 \cdot m_{b,y} \cdot l'_{c,x} \\ \dots (4.20)$$

onde:

$$r = 1,35 \text{ mm} \qquad l_{c,y} = l'_{c,y} = 150 \text{ mm} \\ l_{c,x} = l'_{c,x} = 100 \text{ mm} \qquad m_{b,x} = m_{b,y} = m_b \\ \theta = \theta_i = \theta'_i$$

As cargas de ruína estimadas ($F_{u,est,CP}$) são apresentadas na Tabela 4.6.

TIPO DE ARMAÇÃO	MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO EXPERIMENTAIS (VALORES ADOTADOS) (kN cm/m)			$F_{u,est,CP}$ (kN)
	m_b	m_x	m_y	
\bar{M}_b	42,26	56,40	42,26	11,38
M_b	57,93	51,67	47,78	13,29
$\bar{\bar{M}}_b$	61,08	44,63	37,32	12,62

TABELA 4.6 — CARGAS DE RUÍNA ESTIMADAS — CP

5. ANÁLISE E CONCLUSÕES

5.1 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E OS ESTIMADOS PELOS PROCESSOS DE CÁLCULO

A Norma Brasileira NB-1/1978, no item 4.3.2.1, analisa o estado de deformação excessiva dos elementos estruturais em concreto armado, estado em que as deformações ultrapassam os limites aceitáveis para a utilização da estrutura. A alínea C daquele item, também se aplica à estrutura de pontes, conforme a NB-2/1961, no item C - Dimensões Externas das Peças.

Portanto, para se compararem as deformações transversais nas diversas fases dos ensaios, será adotado o valor $a/l = 1/300$, que é o limite para as flechas devidas a todas as ações. Com $l = 500\text{mm}$ (menor vão teórico) obtém-se o valor máximo da flecha $a = 1,67\text{mm}$, para o qual, se ultrapassado, o modelo terá atingido um estado de deformação excessiva.

Nas figuras do item 3.4 - Resultados dos Ensaios dos modelos, pode-se notar que aquele valor máximo da flecha é atingido, para todos os modelos, no início da fase de fissuração, isto é, aproximadamente quando aparecem as primeiras fissuras na face superior da laje. A carga que provoca este estado é de 33% a 56% da carga de ruína, dependendo do modelo.

As flechas dos modelos da série 12, medidas no início da fase de fissuração, são as que mais se aproximam daquele valor limite. É exceção o modelo com armação tipo M_b^s , que tem acréscimo de armaduras na face superior.

É importante notar que as flechas já são superiores ao valor limite, preconizado pela NB-1/1978, quando aparecem as primeiras fissuras visíveis na face superior das lajes, ultrapassando aquele limite quando surgem as primeiras fissuras visíveis na face inferior, conforme bem demonstram os resultados dos ensaios anotados nas Figuras 3.9, 3.14 e 3.19.

Para a análise das cargas de ruína montou-se a Tabela 5.1, onde se comparam as estimadas pelos processos de cálculo com as obtidas experimentalmente.

TIPO DE ARMAÇÃO	CARGAS DE RUÍNA (kN)						
	ESTIMADAS ($F_{u\text{est}}$)				EXPERIMENTAIS (F_u)		
	$F_{u\text{est},24}$	$\frac{F_u}{F_{u\text{est},24}}$	$F_{u\text{est},CP}$	$\frac{F_u}{F_{u\text{est},CP}}$	SÉRIE		
					9	12	15
\bar{M}_b	9,62	1,67	11,38	1,41	16,09	14,62	13,85
		1,52		1,28			
		1,44		1,22			
M_b	10,17	1,66	13,29	1,27	16,91	14,17	13,85
		1,39		1,07			
		1,36		1,04			
\bar{M}_b	9,73	1,79	12,62	1,38	17,41	16,04	15,63
		1,65		1,27			
		1,61		1,24			
M_b^s	10,17	2,19	13,29	1,68	22,30	21,21	18,92
		2,09		1,60			
		1,86		1,42			

TABELA 5.1 — CARGAS DE RUÍNA ESTIMADAS E EXPERIMENTAIS

As cargas experimentais de ruína são, em média, 57% maiores que as estimadas pelo item 24 da NB-2. Para os modelos com armação tipo M_b s, as cargas de ruína medidas nos ensaios, são 105% (em média) maiores que as estimadas. É conveniente notar que as cargas estimadas pelo item 24 da NB-2 são bem próximas das cargas experimentais medidas no início da fase de fissuração, quando se observaram as primeiras fissuras visíveis na face inferior da laje, para os modelos das séries 9 e 12 e são pouca coisa maiores que as dos modelos da série 15, como era esperado.

As cargas de ruína estimadas pela Teoria das Charneiras Plásticas são bastante próximas das experimentais, medidas no início da fase de ruína para os modelos da série 15, e para os modelos das séries 9 e 12 os valores experimentais, no mesmo estágio de ensaio, são ligeiramente maiores. As cargas de ruína são, em média, 24% maiores que as estimadas por aquele processo para os modelos com tipo de armação \bar{M}_b , M_b e $\bar{\bar{M}}_b$; para o M_b s obteve-se 57%.

As cargas estimadas, quando comparadas com as cargas de ensaios, mostram que os modelos, no início da fase de fissuração, ainda possuíam reservas de resistência quanto ao estado limite último.

As flechas medidas no início da fase de fissuração na face inferior e no início da fase de ruína, para todos os modelos, são maiores que $a=1,67\text{mm}$, com a qual se atinge o estado limite de deformação.

Como já justificado no item 2.5.1, a ruína efetiva da laje foi obtida quando do segundo carregamento aplicado aos modelos. As flechas, naquela fase, eram da ordem de quinze vezes a flecha limite.

Além disso, devido ao carregamento ser constituído por seis cargas concentradas, de igual intensidade e circunscritas em um retângulo de 200mm x 300mm, a laje, com aquela deformação excessiva, transformava-se em um tronco de pirâmide invertida com as partes da laje que a constituíam totalmente tracionada. Nesta fase, a laje comporta

va-se essencialmente como uma membrana tracionada. As aberturas das charneiras eram grandes, devido à deformação plástica excessiva dos fios que constituíam as armaduras, chegando alguns fios a se romperem durante os ensaios. As fotografias (apresentadas no item 3.4) das faces superior e inferior dos modelos comprovam tais afirmações.

5.2 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Praticamente pode-se concluir: as cargas de ruína, estimadas pelo item 24 da NB-2/1961 e as estimadas pela Teoria das Charneiras Plásticas, coincidem com as cargas experimentais, medidas na fase de início de fissuração e no início da fase de ruína, respectivamente. Tal fato confirma plenamente as hipóteses adotadas naqueles dois processos aceitos pelas normas brasileiras no âmbito da pesquisa. Confirma-se, também, a economia que o processo das charneiras plásticas impõe ao processo misto da NB-2.

Os gráficos carga-flecha, para cada modelo, foram agrupados primeiramente, segundo uma mesma série (Figuras 3.9, 3.14 e 3.19). Das análises destes gráficos e pelas observações, durante os ensaios em particular, pode-se, ainda, externar as seguintes conclusões:

- a) Todas as lajes têm o mesmo comportamento na fase elástica, isto é, as cargas e as flechas são aproximadamente as mesmas e a variação é linear. O comportamento começa a ser diferenciado com o início da fase elasto-plástica, quando já surgiram as primeiras fissuras na face superior, ou seja, quando na face superior já existe o início da formação das charneiras plásticas.
- b) Na fase elasto-plástica nota-se que as lajes com maiores taxas de armadura negativa apresentam, para a mesma flecha, cargas maiores. Os modelos, com acréscimo de armadura na região central das lajes, ti

veram carga de ruína em média 36% maiores que os modelos com o mesmo tipo de armadura, porém, sem aquele acréscimo.

Conclui-se, portanto, ser viável reduzir a armadura na região central da laje, pois aquele acréscimo de carga fica por conta do efeito de membrana, porém, com deformação excessiva da laje.

- c) Nos segundos carregamentos de cada modelo o comportamento é elástico, até se atingirem novamente as cargas de início da fase de ruína; a partir daí, o comportamento é elasto-plástico até a ruína da laje. E, novamente, nota-se que, para os modelos de uma mesma série, quando se aumenta a taxa de armadura negativa, as cargas de ruína são maiores, valendo ainda, tal conclusão, para lajes com acréscimo de armadura na região central.
- d) As flechas decrescem à medida que se aumenta a taxa de armadura negativa e, por conseguinte, o valor do momento de borda e são ainda maiores nos modelos com armação tipo M_b s.

Analisando as Figuras 3.24, 3.25, 3.26 e 3.27, que apresentam os gráficos carga-flecha, dos modelos agrupados segundo o tipo de armação, deduz-se que a carga última no modelo é tanto maior quanto menor for a altura das vigas. Isto é devido ao fato das vigas de menor altura serem menos rígidas à torção, propiciando, quando já ocorreram as charneiras plásticas junto às vigas de borda, a ação de forças de membrana maiores, o que requerem, durante os ensaios, a aplicação de cargas maiores para vencer esta resistência adicional.

As configurações de ruína mostradas pelas fotografias (item 3.4), das faces superior e inferior dos modelos são, praticamente, as mesmas para todos os ensaios. As diferenças são sensíveis na fase de ruína e estão intimamente

mente ligadas às taxas de armaduras e, ainda, à distribuição dos fios da armadura junto à face superior.

Os modelos com acréscimo de armadura negativa na região central (M_b s), tiveram configuração de ruína diferentes daqueles com a mesma armadura, porém, com supressão (M_b). Isso é devido à própria capacidade daquelas lajes de absorverem maiores cargas, havendo portanto uma maior redistribuição de esforços solicitantes e maior número de charneiras.

Os estados limites últimos (de ruína) eram atingidos, durante os ensaios, quando a região da laje que recebiam o veículo tipo se separava do restante, sendo solicitada predominantemente à tração.

5.3 - PROSSEGUIMENTO DA PESQUISA

Um dos objetivos deste trabalho era quanto ao estudo do efeito de arqueamento e membrana. Construíram-se modelos para essa finalidade mas os resultados dos ensaaios não foram compatíveis, como poderá ser visto no Apêndice II.

Portanto, poder-se-ia reiniciar o plano de pesquisa por aquele tópico, procurando um modelo reduzido capaz de fornecer informações precisas.

Sugerem-se, ainda, ensaios que visem:

- a) Outras variações de relação entre os vãos da laje.
- b) Lajes contínuas que façam parte de um tabuleiro de ponte.
- c) Variar a posição do veículo tipo, na laje.
- d) Lajes isotropas e/ou ortótropas.

6. BIBLIOGRAFIA

- AGNESINI, M.V.C. - "Materiais de Construção Civil", 2ª parte. Departamento de Publicações da EESC-USP, São Carlos, 1974. 44 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - "NB-6/60 - Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias", Rio de Janeiro, 1960.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - "NB-2/60 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado" - Rio de Janeiro, 1961.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - "NB-1/78 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado", Rio de Janeiro, 1978.
- AMARAL, N.A. - "Construções de Concreto", Volume I e II. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico da USP, São Paulo, 1969. 444 p.
- BACH, C. - "Versuche über die Widerstand Fähigkeit ebener Platten". Zs. V.D.I., 1980.
- BACH, C. e R. BAUMANN - "Elasticità e Resistenza dei Materiali", Tradução do alemão. Milano, Itália, 1928.

- BASTOS, R.G. - "Ruína de Lajes de Concreto Armado com Efeito de Membrana e Redução Gradativa da Armadura", Dissertação de Mestrado. EESC-USP, São Carlos, 1977. 207 p.
- BELLUZZI, O. - "Scienza delle Costruzioni". Zanichelli, Bolonha, 1957. Ver também edição espanhola, 1977.
- BORGES, J.F., ARGA e LIMA, J. - "Crack and Deformation Similitude in Reinforced Concrete". Mem. N° 162 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1961.
- CALLARI, C.E. - "Méthode Générale de Calcul des Dalles en Flexion dans le Domaine Anélasthique". Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics N° 201, IX/1964. p. 959/972.
- CARDOSO, E.M. - "Cálculo Experimental de Estruturas". Revista Estrutura N° 69, 1974. p. 31/49.
- CHAMECKI, S. - "Cálculo, no Regime de Ruptura, das Lajes de Concreto Armadas em Cruz". Editora Guaíra Ltda, Curitiba, 1948. 106 p.
- COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - "Bulletin d'Information N° 56". VIII/1966.
- COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - "Bulletin d'Information N° 57". IX/1966. p. 62/140.
- COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - "Bulletin d'Information N° 58". X/1966.
- DUBINSKI, A.M. - "Cálculo de Losas por el Metodo de las Lineas de Rotura". Editora Tecni Ciência, Montevideo, 1964.
- FUSCO, P.B. - "Conceitos Estatísticos Associados à Segurança das Estruturas". Grêmio Politécnico. São Paulo, 1975. 238 p.

- GVOZDEV, A.A. - "Determinación del Valor de la Carga de Rotura para los Sistemas Estáticamente Indeterminados". Proyecto y Norma N° 8, 1934.
- GVOZDEV, A.A. - "Determinación del Valor de la Carga de Rotura para los Sistemas Estáticamente Indeterminados que Sufrem Deformaciones Plásticas". Trabajos de las Conferencias sobre Deformaciones Plásticas, Academia de Ciências de la URSS, Departamento de Ciências Técnicas, Moscú, 1938.
- GVOZDEV, A.A. - "Fundamentación del § 33 de las Normas para el Proyecto de las Estructuras de Hormigón Armado". Industria de la Construcción N° 3, 1939.
- GVOZDEV, A.A. - "Acerca del Equilibrio Limite". Manual del Ingeniero, T.V., 1ª edición, 1948.
- GVOZDEV, A.A. - "Cálculo de la Capacidad Portant de las Estructuras por el Método del Equilibrio Limite". Strizdat, Moscú, 1949a.
- GVOZDEV, A.A. - "Metodo del Equilibrio Limite y su Aplicación al Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado". Manual del Ingeniero, T.V., 2ª edición, 1949b.
- GVOZDEV, A.A. - "Redistribución de Esfuerzos en Estructuras Comunes y Pretensados, Estáticamente Indeterminadas, de Hormigón Armado". Informe del Ts NIPS 1955, 1953.
- GVOZDEV, A.A. - "Sur de Cacul des Dalles en Béton Armé par la Methóde de l'Equilibre Limite". CEB, Bulletin d'Information N° 64, XII/1967.
- HAYES, B. - "Allowing for Membrane Action in the Plastic Analysis of Rectangular Reinforced Concrete Slabs". Magazine of Concrete Research, Volume 20, N° 65, XII/1968. p. 205/212.

- HOELAND, G. - "Stützmomenten - Einflußfelder durchlaufender Platten". Springer-Verlag, Berlin - 1957.
- HOGNESTAD, E., N.W. HANSON e D. McHENRY - "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design". Journal of the American Concrete Institute, Volume 27, Nº 4, XII/1955. p. 455/479.
- INGERSLEV, A. - "The Strength of Rectangular Slabs". The Institution of Structural Engineer's Journal, Jan. 1923.
- JOHANSEN, K.W. - "Bruchmomente der Kreuzweise Bewehrten Platten". Association Internationale des Ponts et Charpents, Mémoires, 1932. p. 277/296.
- JOHANSEN, K.W. - "Brudlinieteorier". Polyteknisk Forening, Genoptrykt, 1943. 189 p.
- JOHANSEN, K.W. - "Pladeformler", 2 Udgave. Polyteknisk Forening, Copenhagen, 1949. 172 p.
- JOHANSEN, K.W. - "Linhas de Ruptura". Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1962. 380 p.
- JONES, L.L. e R.H. WOOD - "Yield-line Analysis of Slabs". Thames and Hudson. London, 1967.
- JORGE, A. e R.G. FIGUEIREDO - "Estudo Experimental de Lajes em Regime de Ruptura". Trabalho de Formatura. Laboratório de Estruturas, EESC-USP, São Carlos, 1963.
- KEMP, K.O. - "The Evaluation of Nodal and Edges Forces in the Yield Line Theory", in Recent Developments in Yield Line Theory. London, Cement and Concrete Association, 1965. M.C.R. Special Publication.
- KEMP, K.O. - Yield on a Square Reinforced Concrete Slabs on Simple Supports, Allowing for Membrane Forces". The

- Structural Engineer, Vol. 45, nº 7, VII/1967. p. 235/240.
- LANGENDONCK, T. v. - "lajes Contínuas de Pontes - Seu Cálculo em Face do Item 24 do Projeto de Reforma da NB-2" - Revista Estrutura, Nº 33, 1961.
- LANGENDONCK, T.V. - "Charneiras Plásticas em Lajes de Edifícios". Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo, 1966. 81 p.
- LANGENDONCK, T.v. - "Lajes Poligonais Uniformemente Carregadas". ABCP, São Paulo, 1968. 24 p.
- LANGENDONCK, T.v. - "Teoria Elementar das Charneiras Plásticas", Volume I. ABCP, São Paulo, 1970. 414 p.
- LANGENDONCK, T.v. - "Charneiras Plásticas em Lajes Retangulares de Pontes". ABCP, São Paulo, 1971. 76 p.
- LANGENDONCK, T.v. - "Lajes em Forma de T ou L". ABCP, São Paulo, 1972. 89 p.
- LANGENDONCK. T.v. - "Teoria Elementar das Charneiras Plásticas", Volume II. ABCP, São Paulo, 1975. 556 p.
- LEVI, F. - "Controle des Conditions de Fissuration et de Deformation des Dalles Dimensionnées à l'État Limite Ultime". CEB, Bulletin d'Information Nº 50, VII/1965. p. 201/226.
- LIMA, R.L.R. - "Contribuição ao Estudo Experimental da Ruína de Estruturas Laminares", Tese de Doutorado. EESC-USP, São Carlos, 1974. 254 p.
- MARTINELLI, D.A.O. - "Contribuição ao Emprego de Extensômetros Elétricos de Resistência no Estudo de Estruturas", Tese de Doutorado. EESC-USP, São Carlos, 1961.

- MARTINELLI, D.A.O. - "Sobre a Ruína das Ligações Laje-Pilar nos Cantos de Lajes-Cogumelo", Tese de Livre-Docência. EESC-USP, São Carlos, 1974. 142 p.
- MASSONNET, C. y M. SAVE - "Calculo Plastico de las Construciones". Montaner y Simon, S.A., Barcelona, 1966.
- MAZZARELLI, R. e L. MASCHIETTO,- "Lajes Contínuas de Pontes". Trabalho de Formatura. Laboratório de Estruturas, EESC-USP, São Carlos, 1963.
- MONTANARI, I. - "Carga de Ruptura em Tabuleiro de Pontes". Tese de Doutorado. EESC-USP, São Carlos, 1969.
- MONTANARI, I. e J.S. GIONGO, - "Ruína de Lajes de Pontes". Anais das Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Salvador, BA. 1976. 16 p.
- MORLEY, C.T. - "Equilibrium Methods for Exact Upper Bounds of Rigid Plastic Plates". In Recent Developments in Yield Line Theory. London, Cement and Concrete Association, 1965a. M.C.R. Special Publication.
- MORLEY, C.T. - "The Ultimate Bending Strength of Reinforced Concrete Slabs". Ph.D. Thesis, Cambridge Univ., 1965b.
- MORLEY, C.T. - "Yield-Line Theory for Reinforced Concrete Slabs at Moderately Large Deflections". Magazine of Concrete Research, Volume 19, Nº 61, XII/1967. p.211/221.
- MÖRSCH, E. - "Ensayos con Losas de Hormigón Armado de Forma Cuadrada Apoyadas en Todos los Lados". Deutsche Bauzeitun, Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonabu, 1916. H3.
- MÖRSCH, E. - "Teoria y Practica del Hormigón Armado", Tomo II. Ediciones G. Gili, S.A., Buenos Aires, 1952.

- OCKLESTON, A.J. - "Load Tests on a Three Storey Reinforced Concrete Building in Johannesburg". The Structural Engineer, X/1955. p. 304.
- OCKLESTON, A.J. - "Arching Action in Reinforced Concrete Slabs". The Structural Engineer, XXVI, N° 1958. p.197.
- PADILHA, S.F. - "Contribuição ao Estudo Experimental do Efeito de Arqueamento em Lajes de Concreto Armado". Dissertação de Mestrado. EESC-USP, São Carlos, 1979.
- PARK, R. - "Tensile Membrana Behaviour of Uniformly Loaded Rectangular Reinforced Concrete Slabs with Fully Restrained Edges". Magazine of Concrete Research, Volume 16, N° 46, III/1964a. p. 39/44.
- PARK, R. - "The Ultimate Strength of Uniformly Loaded, Laterally Restrained Rectangular Two-way Concrete Slabs". Universidade de Bristol, Tese, 1964b.
- PARK, R. - "Ultimate Strength of Rectangular Concrete Slabs Under Short - Term Uniform Loading with Edges Restrained Against Lateral Movement". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Volume 28, VI/1964c. p. 125/150.
- PARK, R. - "The Ultimate Strength and Load - Term Behaviour of Uniformly Loaded Two-Way Concrete Slabs with Partial Lateral Restraint at All Edges". Magazine of Concrete Research, Volume 16, N° 48, IX/1964d. p. 139/152.
- PARK, R. - "The Lateral Stiffness and Strength Required to Ensure Membrane Action at the Ultimate Load of Reinforced Concrete Slab and Beam Floor". Magazine of Concrete Research, Volume 17, N° 50, III/1965. p. 29.
- PARK, R. - "Membrane Action at the Ultimate Load of Late

- rally Restrained Concrete Slabs". CEB, Bulletin d'Information N° 58, X/1966, p. 135.
- PINHEIRO, L.M. - "Charneiras Plásticas em Lajes com Forma de T. Estudo Experimental". Dissertação de Mestrado. EESC-USP, São Carlos, 1980.
- POLILO, A. - "Sugestão para o Cálculo, pelo Método de Ruptura, das Lajes Retangulares de Pontes, Apoiadas nos Quatro Lados". Escola Nacional de Engenharia, Rio de Janeiro, 1964.
- POWELL, D.S. - "The Ultimate Strength of Concrete Panels Subjected to Uniformly Distributed Loads". Tese. Universidade de Cambridge, 1956.
- RAMAKRISHNAN, V. and P.D. ARTHUR - "Ultimate Strength Design for Structural Concrete". Sir Isaac Pitman and Sons Ltd., London, 1969.
- ROCHA, M. - "Dimensionamento Experimental das Construções". Mem. N° 21. do LNEC, Lisboa, 1952.
- RÜSCH, H - Berechnungstabeln für rechtwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken - W.Ernst u.Sohn, Berlin, 1952, 1965.
- SAVE, M.A. e C.E. MASSONNET - "Plastic Analysis and Design of Plates, Shells and Disks". North-Holland Publishing Company, Amsterdam, London, 1972.
- SAWCZUK, A. e L. WINNICKI - "Plastic Behaviour of Simply Supported Concrete Plates at Moderately Large Deflections". Structural Research Series, N° 265, University of Illinois, 1963. p. 97/111.
- SCHIEL, F. e D.A.O. MARTINELLI - "Argamassas Armadas em Elementos Estruturais". Forum de Engenharia, Técnica e Equipamentos N° 4, Ano 1, Julho de 1964. Edição Mensal de Habitat Editora Ltda, São Paulo.

- SHEWMAKER, R.E., M. XANTHAKIS e M.A. SOZEN - "Very Small Scale Reinforced Concrete Multi-Panel Flat Slabs", Structural Research Series N° 265, University of Illinois, 1963.
- SICILIANO, P.C. - "Lajes de Pontes pelo Método da Ruptura". Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1972.
- STEINMAN, G. - "Cálculo de Placas por la Teoría de las Lineas de Rotura". Instituto Tecnico de la Constrution y del Cemento, Madrid, 1951.
- SUENSON, E. - "Krydsarmerede Saernbetonpladers Styrke". Ingeniøren, Copenhagen, V. 25, N° 76, 78, 95, 1916.
- SZILARD, R. - "Theory and Analysis of Plates". Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1974. p. 571/612.
- TAYLOR, R. - "A Note on a Possible Basis for a New Method of Ultimate Load Design of Reinforced Concrete Slabs". Magazine of Concrete Research, Volume 17, N° 53, XII/1965. p. 183/186.
- WOOD, R.H. - "Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates". Thames and Hudson, London, 1961.
- WOOD, R.H. - "New Techniques in Nodal Force Theory for Slabs". in Recent Developments in Yield Line Theory. London, Cement and Concrete Association, 1965. M.C.R. Special Publication.
- ZAGOTTIS, D.L. - "Charneiras Plásticas - Configurações de Ruptura com Superfícies Cônicas". EPUSP - São Paulo, 1967.
- ZAGOTTIS, D.L. - "Charneiras Plásticas - Configurações de Ruína com Superfícies Regradadas de Característica Retilínea". EPUSP - São Paulo, 1968.

APÊNDICE I

I. MODELOS PARA ESTUDO DO EFEITO DE ARQUEAMENTO E MEMBRANA

I.1 - GENERALIDADES

Um dos objetivos desta pesquisa era obter resultados que fornecessem subsídios para o estudo do efeito de arqueamento e membrana. Depois de feito um estudo teórico do problema, passou-se ao projeto do modelo, com o qual se esperava obter os resultados que seriam comparados com os dos modelos normais.

Lembra-se que, nos modelos ensaiados, a laje era engastada elasticamente nas vigas de borda, o que era conseguido através da ligação monolítica entre laje e vigas de borda e, com uma conveniente distribuição da armadura da laje junto à face superior na região dos apoios.

Portanto, para a análise do efeito de arqueamento e membrana, optou-se por separar a laje das vigas de borda e ligá-las através de um dispositivo mecânico, capaz de fornecer à laje um engaste elástico móvel, de tal modo a levar em conta a rigidez das vigas de borda.

O modelo ensaiado era da série 9 (vigas de borda com 9cm de altura livre), com armação tipo M_b (momento de borda m_b igual ao limite superior da desigualdade dada pelo item 24 da NB-2).

A laje foi moldada separadamente do conjunto de

vigas, conforme mostrado nas Figs. AII.10 e AII.11. O objetivo, ao ligar-se a laje à viga com o engaste elástico móvel, era liberar a laje quanto a deslocamentos horizontais, porém, com os bordos submetidos a um momento fletor uniformemente distribuído tracionando as fibras superiores. Os resultados, que se esperava obter, seriam comparados com os modelos da mesma série e mesmo tipo de armadura, com a finalidade de se estudar o efeito de membrana gerada pela ligação monolítica laje-vigas de borda.

Para atingir-se esse objetivo construíram-se dois dispositivos mecânicos, que foram instalados um, depois o outro, no conjunto laje-vigas e que, ao serem ensaiados, não apresentaram os resultados esperados, infelizmente. As particularidades de cada dispositivo, bem como o seu ensaio, serão analisados a seguir.

I.2 - PRIMEIRO DISPOSITIVO

O primeiro dispositivo mecânico, projetado com a finalidade de ligar o conjunto laje-vigas de borda, era constituído de chapas de aço, colocadas a um espaçamento constante em todo o contorno. Essas chapas eram ligadas por um parafuso com porcas e contra-porcas, conforme mostrado na Figura AI.1.

Junto à laje ficavam duas chapas de aço, uma na face superior e outra na face inferior. Entre a laje e as chapas dispunham-se dois cilindros de aço com 12,5mm de diâmetro, com a finalidade de permitir deslocamentos horizontais e, como a posição delas era excêntrica, tinha-se a aplicação de um binário, que aplicava um momento nos bordos da laje e impedia rotações. A Figura AI.2 apresenta a distribuição do mecanismo de transmissão de momentos de borda e que, também, possibilitava deslocamentos horizontais. Na Figura AII.18 notam-se os detalhes daquele dispositivo.

I.3 - SEGUNDO DISPOSITIVO

Com o não funcionamento da solução anterior, optou-se por substituir os roletes e as chapas que ficavam entre a laje e as vigas, por folhas de aço e teflon justapostas, aproveitando-se assim as propriedades do teflon, de diminuir consideravelmente o atrito, permitindo, assim, os deslocamentos horizontais da laje.

A ação do momento fletor uniformemente distribuído nos bordos da laje seria conseguido quando a laje estivesse em carga, pela ação do mecanismo, agora constituído por duas chapas de aço, posicionadas uma junto à face superior da laje e outra junto à face inferior das vigas de borda. Como pode ser visto nas figuras AI.3 e AII.20, as duas chapas eram ligadas e posicionadas por um parafuso com porcas e contra-porcas, que dava continuidade ao conjunto.

I.4 - CONCLUSÕES

Foram feitos dois ensaios: o primeiro com o dispositivo mecânico, que permitia deslocamento horizontal, constituído pelos cilindros de aço e, o segundo, com folhas de teflon. Para ambos os casos, os resultados não foram compatíveis, pois nos bordos da laje, devido ao conjunto parafuso-chapas de aço não ser suficientemente rígido, ocorria rotação nos bordos da laje.

Para que o sistema funcionasse convenientemente, era necessário, também, ter as faces da laje (principalmente a superior) perfeitamente plana.

Embora, para este item da pesquisa, não se tenha chegado a resultados satisfatórios, é conveniente, em trabalhos futuros, na mesma área de atuação deste, procurar outros dispositivos que apresentem melhores resultados.

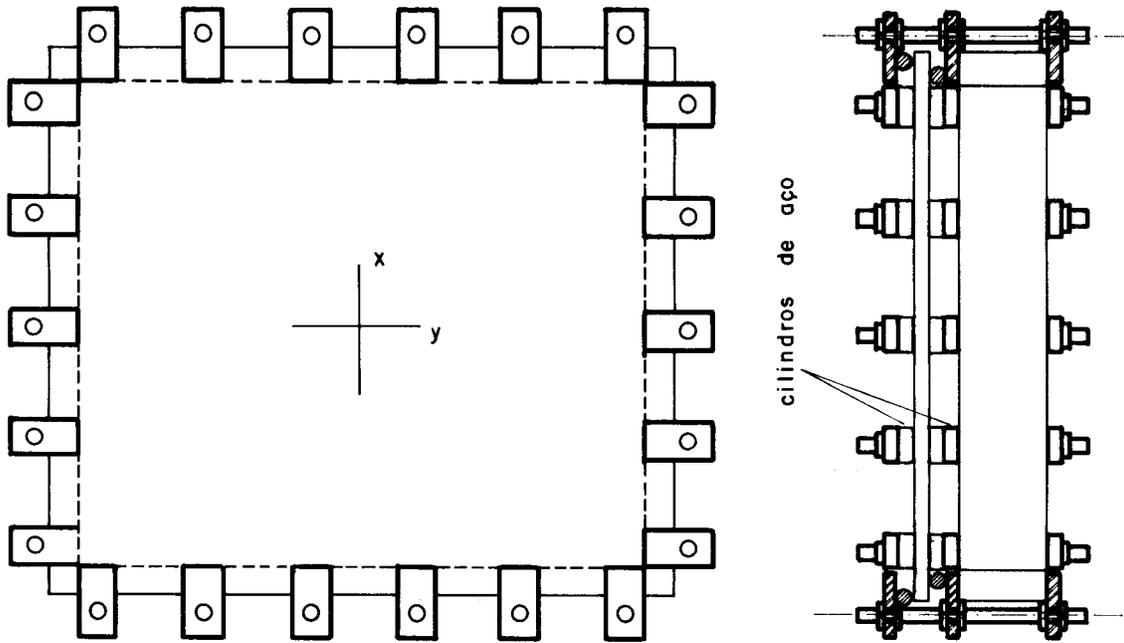


FIGURA A I.2 — PRIMEIRO MECANISMO (COM CILINDROS DE AÇO)

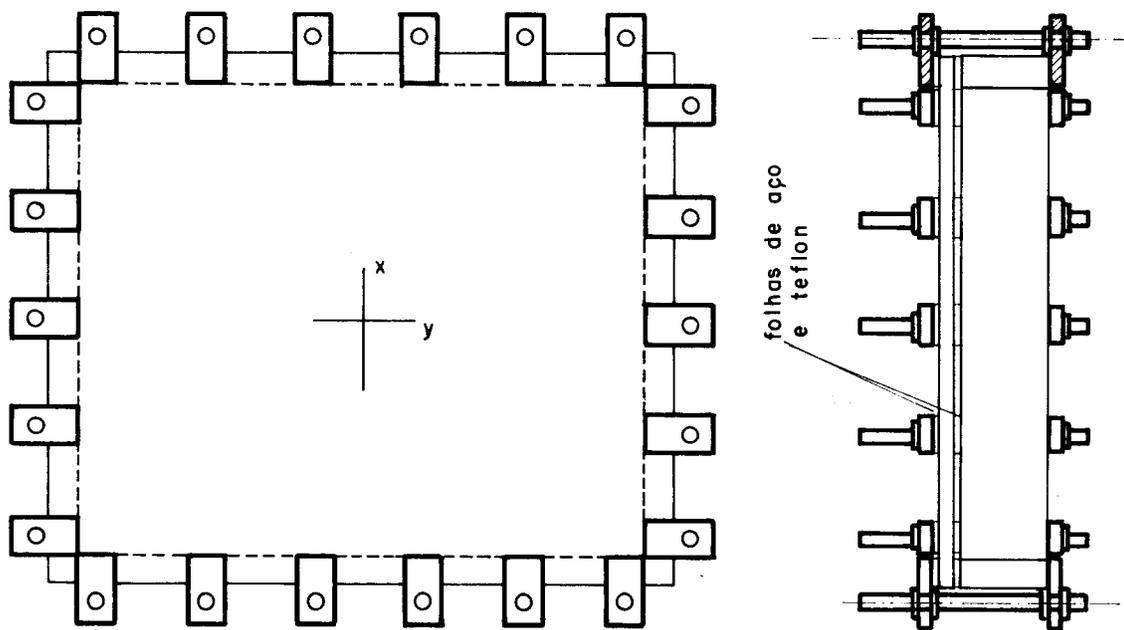


FIGURA A I.3 — SEGUNDO MECANISMO (COM TEFLON)

APÊNDICE II

DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA

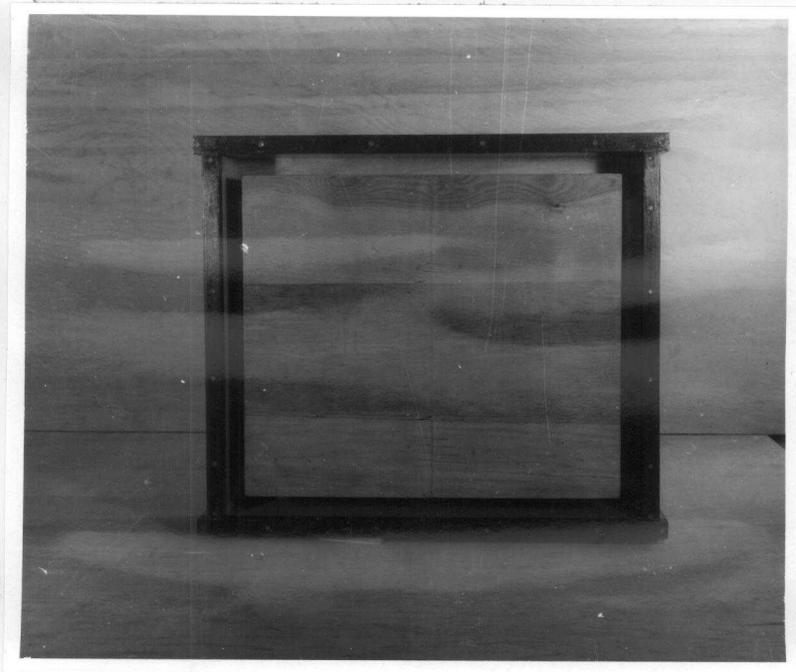


FIGURA A II.1 - FORMA

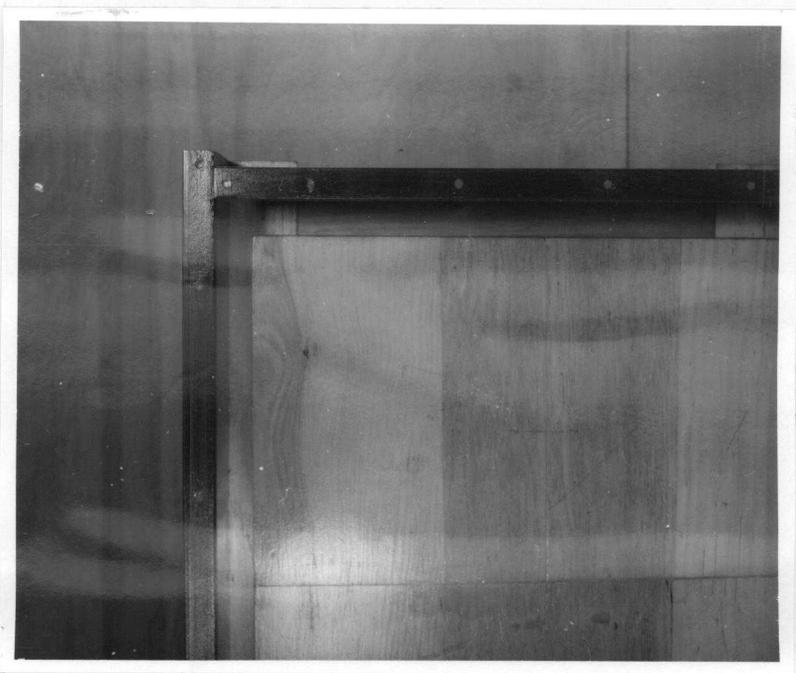


FIGURA A II.2 - DETALHE DA FORMA

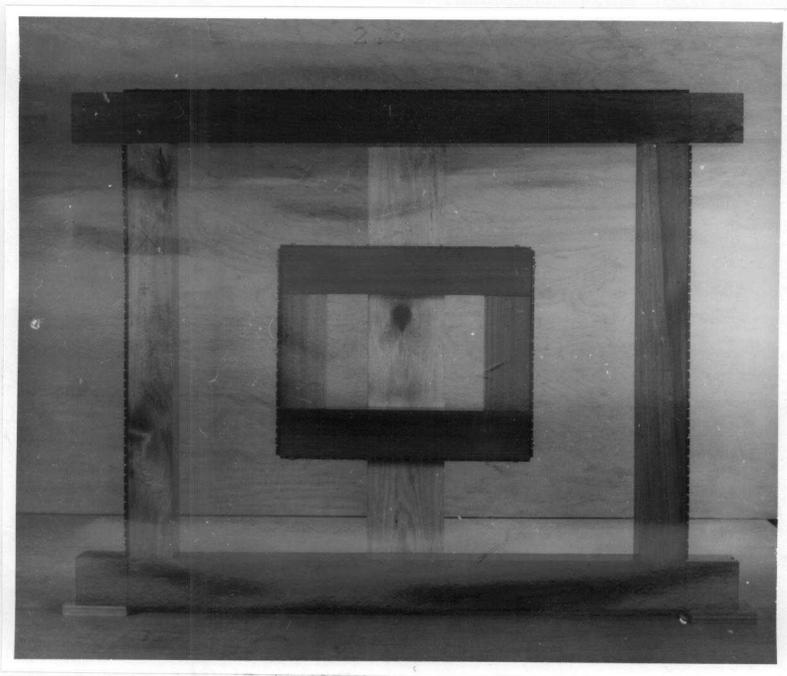


FIGURA A II.3 - GABARITO PARA ARMADURA SUPERIOR

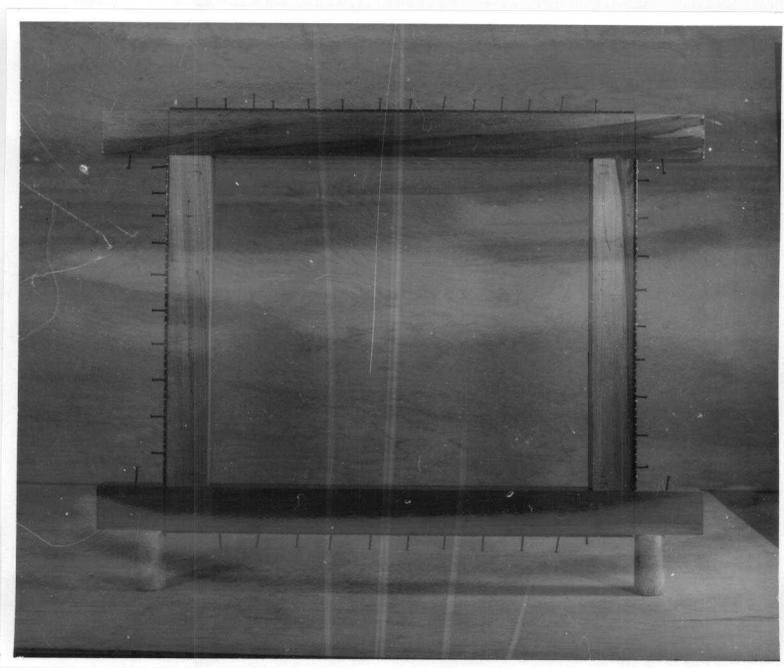


FIGURA A II.4 - GABARITO PARA ARMADURA INFERIOR



FIGURA AII.7 — TRABALHO DE AMARRAÇÃO DOS FIOS

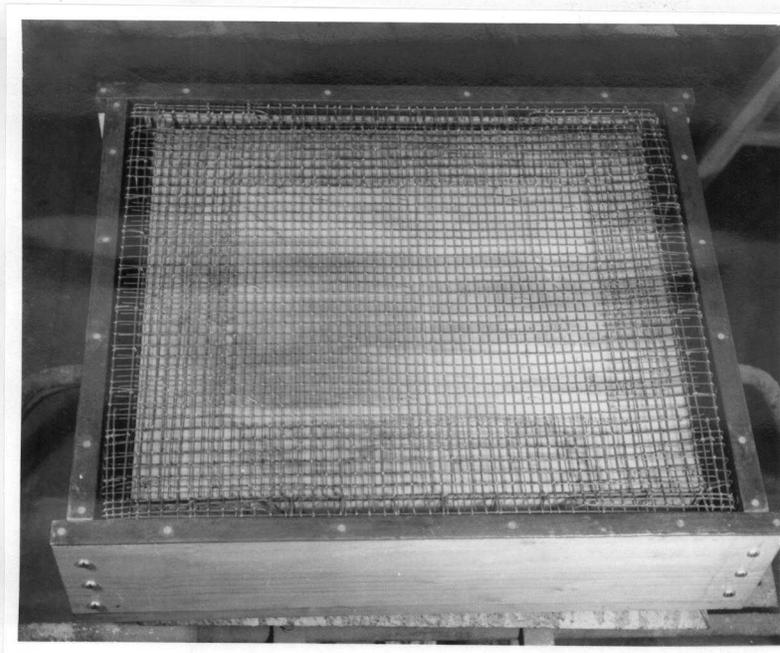


FIGURA AII.8 — ARMAÇÃO POSICIONADA NA FORMA DE MOLDAGEM

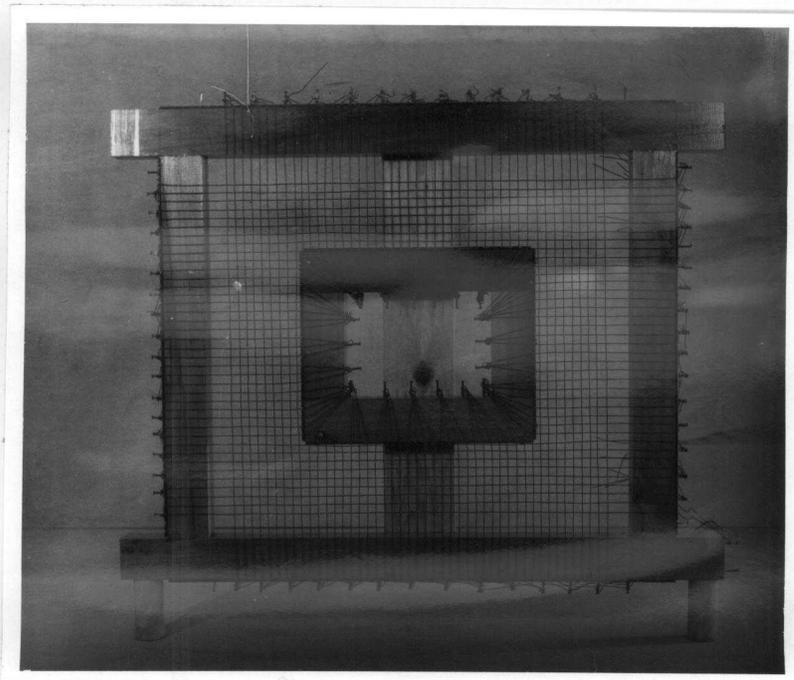


FIGURA AII.5 — ARMAÇÃO SUPERIOR

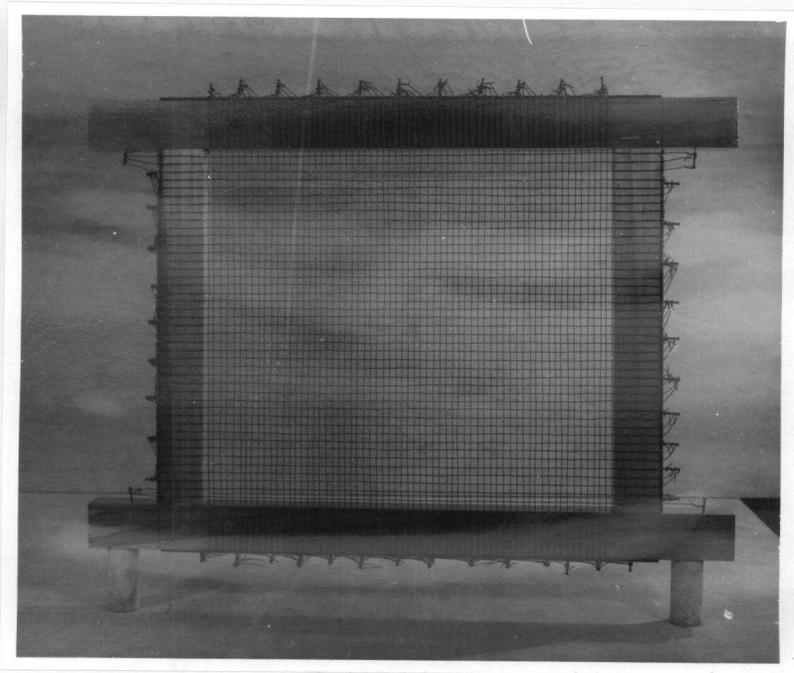


FIGURA AII.6 — ARMAÇÃO INFERIOR

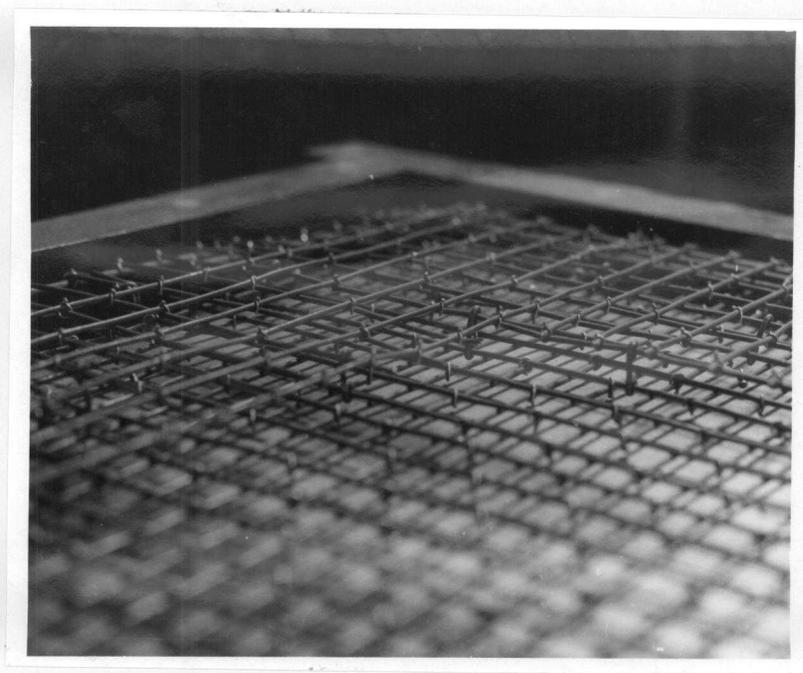


FIGURA A II.9 - DETALHE DO ESPAÇAMENTO ENTRE AS ARMAÇÕES

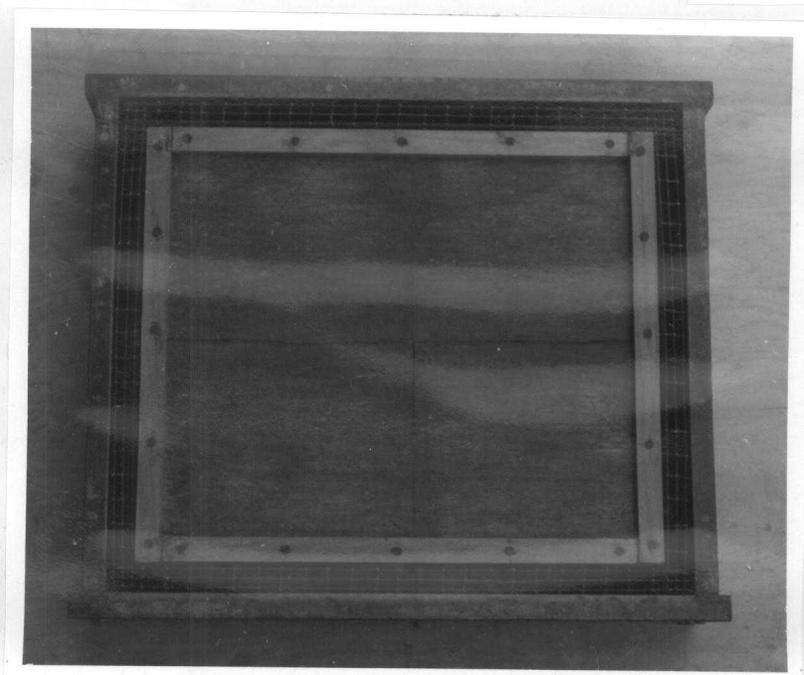


FIGURA A II.10 - ARMAÇÃO DAS VIGAS POSICIONADA NA FORMA
- MODELO PARA ESTUDO DO EFEITO DE MEMBRANA

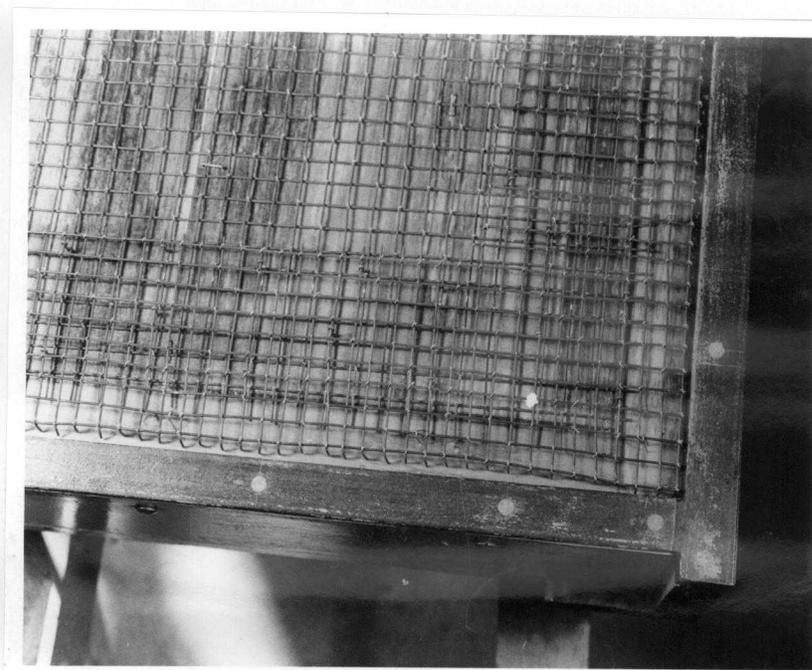


FIGURA AII. 11 — DETALHE DA ARMAÇÃO DA LAJE — MODELO PARA ESTUDO DO EFEITO DE MEMBRANA

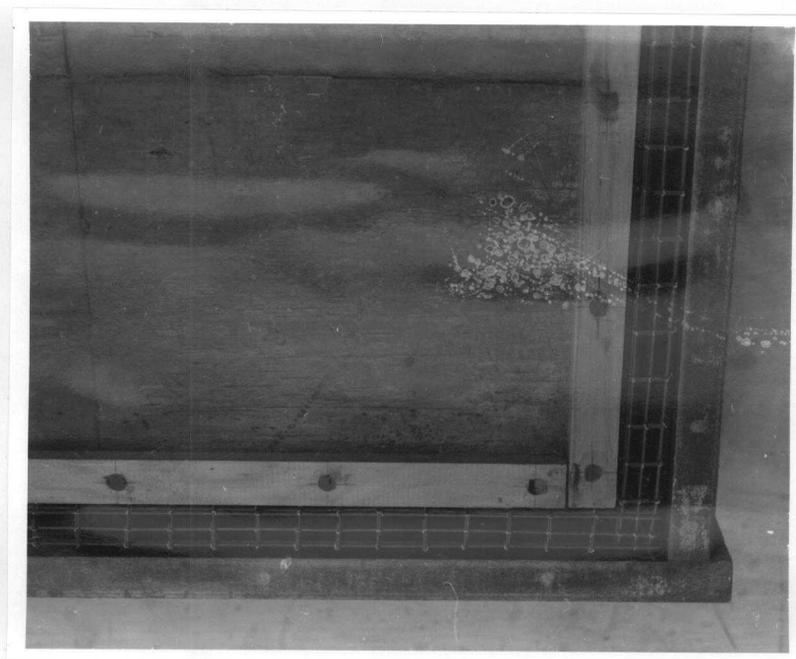


FIGURA AII. 12 — DETALHE DE ARMAÇÃO DAS VIGAS — MODELO PARA ESTUDO DO EFEITO DE MEMBRANA

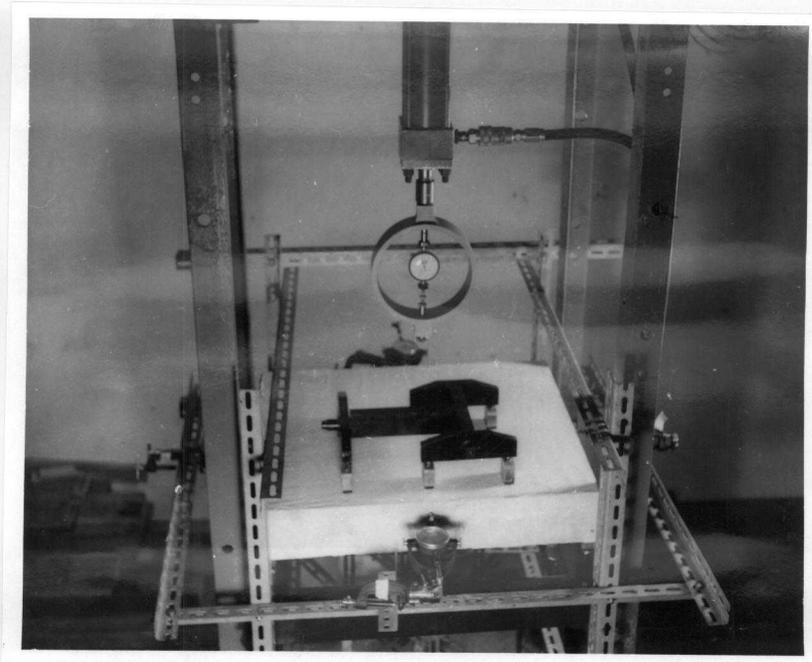


FIGURA A II.13 - MODELO INSTALADO NO PÓRTICO DE ENSAIOS

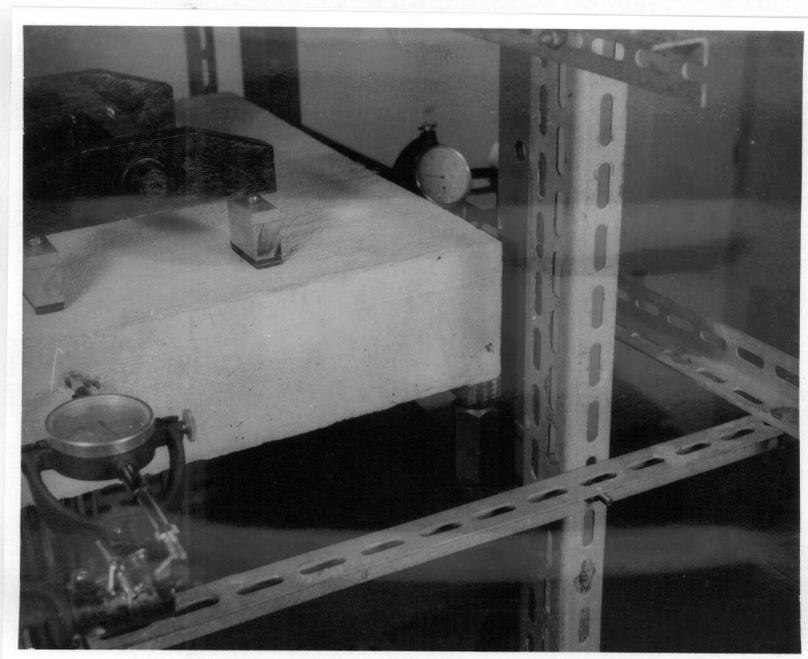


FIGURA A II.14 - DETALHE DE UM APOIO DO MODELO

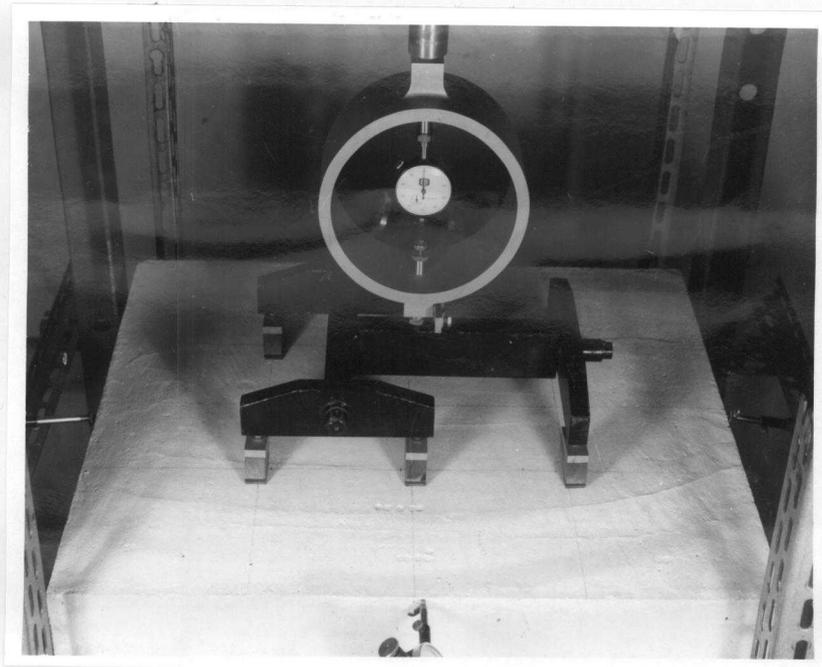


FIGURA A II. 15 — DISPOSITIVO DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGA



FIGURA A II. 16 — SISTEMA DE MEDIDAS DAS FLECHAS

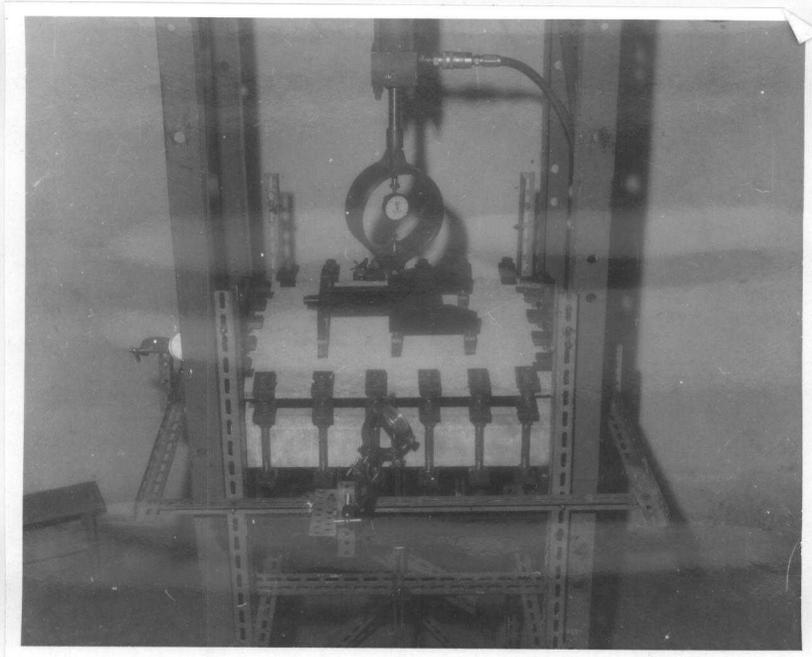


FIGURA A II.17 - MODELO PARA ESTUDO DO EFEITO DE MEMBRANA

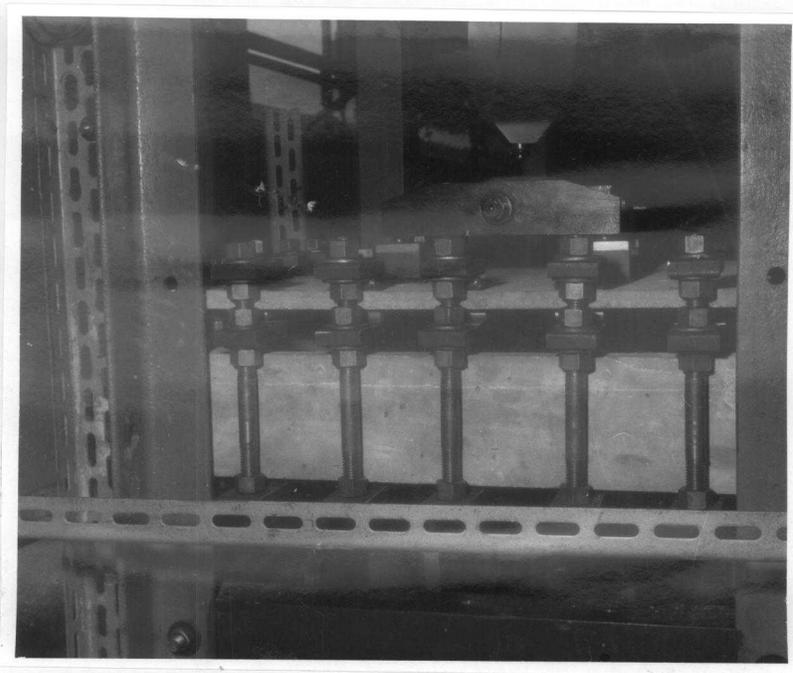


FIGURA A II.18 - DETALHE DO PRIMEIRO MECANISMO TESTADO

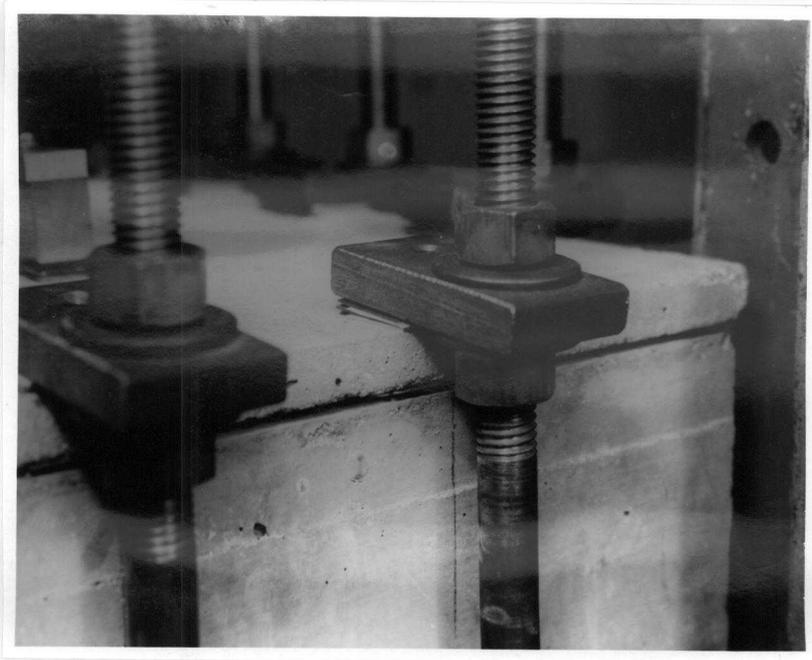


FIGURA A II.19 — DETALHE DO SEGUNDO MECANISMO TESTADO

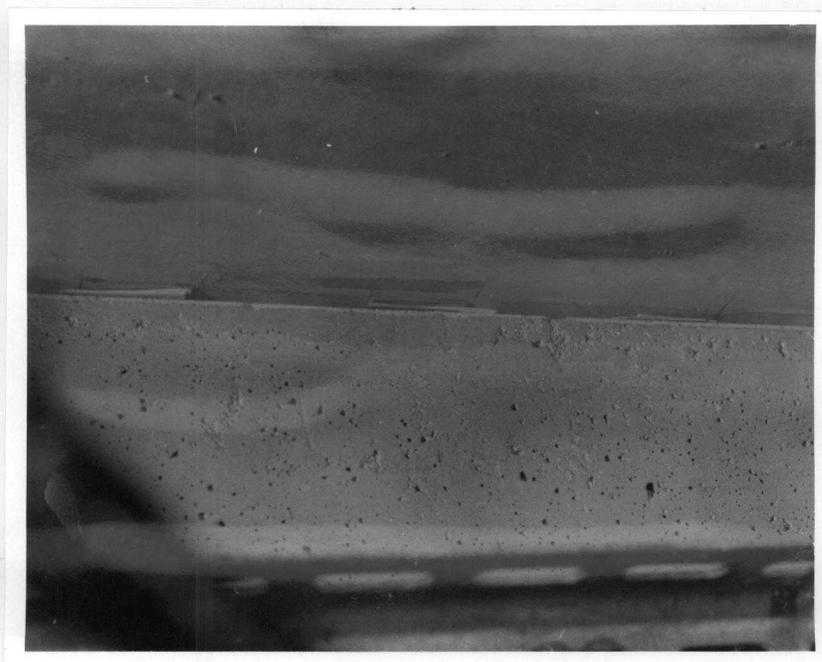


FIGURA A II.20 — DETALHE DO APOIO DA LAJE NA VIGA COM FOLHAS DE TEFLON

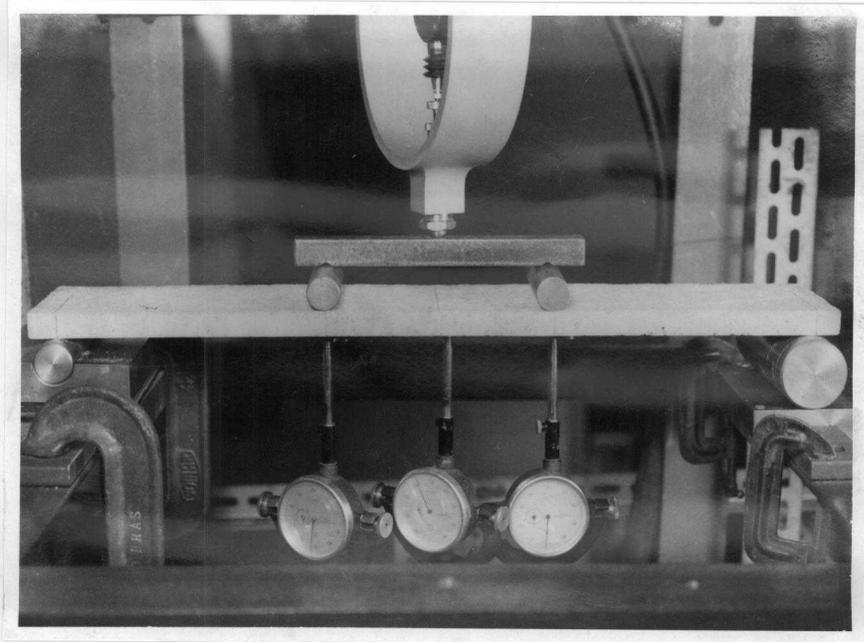


FIGURA AII 21 — FAIXA DE LAJE INSTALADA NO PÓRTICO DE ENSAIO

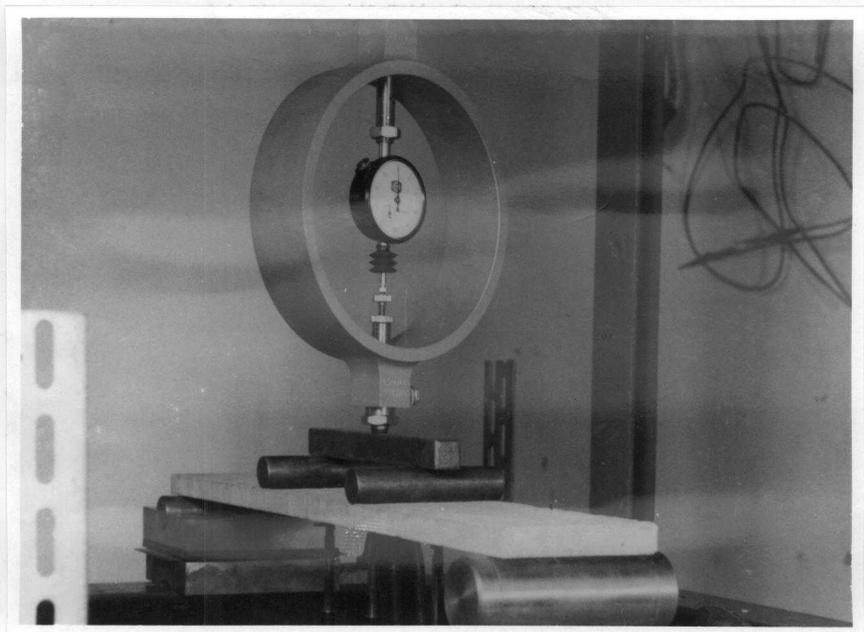


FIGURA AII 22 — VISTA GERAL DO ENSAIO DE UMA FAIXA