

# **ESTRUTURAS ESPACIAIS DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DELGADOS DE CONCRETO**

**PEDRO WELLINGTON GONÇALVES DO NASCIMENTO TEIXEIRA**

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

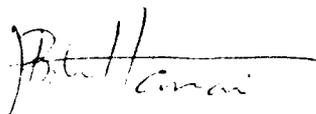
**ORIENTADOR: Prof. Dr. João Bento de Hanai**

**São Carlos**

**1994**

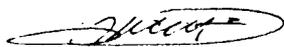
## FOLHA DE APROVAÇÃO

Dissertação defendida e aprovada em 28/10/1994  
pela Comissão Julgadora:



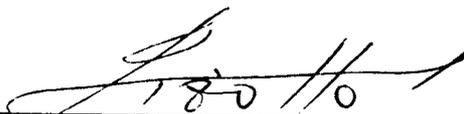
---

Prof.Dr. JOÃO BENTO DE HANAI - Orientador  
(Escola de Engenharia de São Carlos - USP)



---

Prof.Dr. ROBERTO LUIZ DE ARRUDA BARBATO  
(Escola de Engenharia de São Carlos - USP)



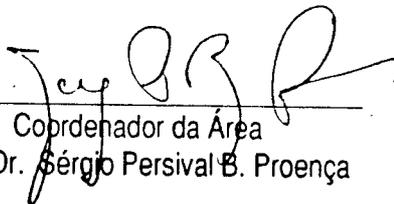
---

Prof.Dr. ISAIÁS VIZOTTO  
(Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP)



---

Presidente da CPG  
Prof. Dr. Jurandyr Povinelli



---

Coordenador da Área  
Prof. Dr. Sérgio Persival B. Proença

A meus pais,  
pelo apoio sem o qual este trabalho não teria se realizado.

## AGRADECIMENTOS

À minha esposa, Ana Amélia, pelos desenhos, pela maquete, e pela paciência com que aceitou as horas de convívio subtraídas.

A João Bento de Hanai, meu orientador, que apresentou-me ao mundo das estruturas delgadas e resistentes pela forma.

A Mounir Khalil El Debs, que orientou-me no início deste trabalho, fornecendo muitas informações valiosas referentes às estruturas pré-moldadas.

À Profa. Maria Aparecida G. Ruas, do ICMSC, por esclarecer-me muitas questões de Geometria Diferencial, que, mesmo não estando explícitas neste trabalho, forneceram a base para sua realização.

A Nadir Minatel, competente e dedicada bibliotecária do Departamento de Estruturas da EESC, pelo auxílio na pesquisa bibliográfica.

# SUMÁRIO

<b>Resumo.....</b>	<b>i</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>ii</b>
<b>1. Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1. Motivações ao trabalho .....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Apresentação do trabalho.....	3
<b>2. O microconcreto armado .....</b>	<b>5</b>
2.1. Evolução histórica do material.....	5
2.2. Surgimento do microconcreto armado.....	7
<b>3. Estruturas em casca.....</b>	<b>11</b>
3.1. Generalidades.....	11
3.2. Comportamento estrutural das cascas.....	13
3.3. Estruturas tipo-casca .....	16
<b>4. Cascas pré-moldadas .....</b>	<b>18</b>
4.1. Generalidades.....	19
4.2. Divisão da superfície da casca .....	20
4.3. Execução dos elementos .....	24
4.4. Montagem da estrutura .....	29

<b>5. Arcos</b> .....	<b>32</b>
5.1. Curvas funiculares .....	32
5.2. Análise de arcos .....	34
5.3. Análise de arcos pelo Método dos Elementos Finitos .....	45
<b>6. Cúpulas</b> .....	<b>48</b>
6.1. Membranas curvas .....	48
6.2. Análise de cúpulas .....	51
6.3. Análise de cascas pelo Método dos Elementos Finitos .....	61
<b>7. Estudos de caso</b> .....	<b>64</b>
7.1. Projeto I.....	64
7.2. Projeto II .....	72
<b>8. Comentários Finais</b> .....	<b>88</b>
8.1. Aspectos construtivos .....	88
8.2. Aspectos relacionados à durabilidade da estrutura .....	90
8.3. Aspectos estruturais .....	90
8.4. Aspectos relacionados à forma dos elementos.....	93
<b>Anexo</b> .....	<b>97</b>
<b>Bibliografia</b> .....	<b>136</b>

## Resumo

TEIXEIRA, P. W. G. N. *Estruturas espaciais de elementos pré-moldados delgados de concreto*. São Carlos, 1994. 139 p. Dissertação ( Mestrado ) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O concreto é um material adequado para moldagem de estruturas em forma de superfície curva, que podem apresentar um eficiente comportamento estrutural e fornecer assim grande economia de materiais. Os atuais métodos de produção de estruturas de concreto armado, no entanto, não têm sido postos em favor da construção de estruturas com essas características, ao contrário do que acontecia nas primeiras décadas após o surgimento deste material na Construção Civil. Apresenta-se neste trabalho uma revisão dos aspectos relacionados ao projeto de cascas e estruturas de comportamento semelhante, com ênfase à aplicação da pré-moldagem como alternativa construtiva para essas estruturas. São feitas análises de dois projetos representativos do tema. Procura-se reunir dados suficientes para futuras aplicações de sistemas estruturais semelhantes que possam ser produzidos com uso de concreto de granulometria fina, ou microconcreto armado, um material adequado para moldagem de elementos estruturais de pequena espessura.

Palavras-chave: Concreto; Pré-moldados; Cascas.

## Abstract

TEIXEIRA, P. W. G. N. *Spatial structures of thin-walled precast concrete elements*. São Carlos, 1994. 139p. Dissertação ( Mestrado ) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Concrete is a suitable material for casting thin-walled spatial structures that may perform an efficient structural behaviour and thus providing great saving of materials. Nowadays the concrete construction technology is not being used to achieve such structures in the same way of early ages of this material. In this work some aspects of design of shell and shell-like structures are discussed. Precasting techniques are emphasized as an alternative for their erection. Two representative structures are analysed. The collected data may be used in future applications of similar structural systems preferentially by use of fine grained concrete which is seen as an adequate material for casting thin-walled structural elements.

Keywords: Concrete; Precast; Shell.

# 1. Introdução

Este trabalho faz parte de um plano de pesquisa mais amplo que visa avaliar o potencial de aplicação de elementos pré-moldados delgados na Construção Civil, tratando principalmente da utilização desses elementos para formar coberturas.

O tema, devido à sua natureza bastante ampla, é abordado sob a forma de estudos de caso feitos sobre obras específicas projetadas com a mesma filosofia da sua proposta. Procura-se com isso levantar dados que possam promover o desenvolvimento de projetos e processos de construção de algumas soluções representativas de um campo de aplicação possivelmente maior.

## 1.1. Motivações ao trabalho

Projetar estruturas para coberturas é uma tarefa que tem motivado engenheiros e arquitetos por todo o mundo a desenvolver sistemas estruturais que consumam pouca quantidade de materiais e que, portanto, apresentem baixo peso. O mínimo consumo de materiais é conseguido projetando-se estruturas em que todos os elementos ou pelo menos a maior parte deles esteja solicitada por esforços normais.

Com o surgimento do concreto armado as estruturas em casca, feitas com este material, assumiram grande importância entre os sistemas estruturais para coberturas. As cascas de concreto armado combinam as funções portante e de

vedação e apresentam comportamento estrutural que permite bom aproveitamento dos materiais. Além disso são formadas por um material que permite ser moldado em qualquer forma de maneira relativamente simples e a um baixo custo.

A primeira casca de concreto armado foi a cúpula de Jena, construída em 1923 na Alemanha. A estrutura tinha 25m de diâmetro e uma espessura de apenas 60,3mm. Para sua construção foi usada uma fôrma sobre cimbramento móvel. O material empregado foi o “ferro-cimento”, que foi projetado sobre a armadura já posicionada, utilizando-se a fôrma como anteparo (HANAI, 1992). Um grande número de outras formas de casca se desenvolveu e foi construído a partir de então.

Mas, de acordo com BILLINGTON (1982), a partir da década de 60 bem menos cascas em concreto armado foram construídas por todo o mundo. Os problemas associados à construção dessas formas estruturais — como o alto custo final devido às fôrmas trabalhosas e à morosidade do processo construtivo — fizeram diminuir o entusiasmo inicial dos projetistas.

Frente a isso é notório atualmente o empenho de vários pesquisadores (SCHLAICH (1986), KHAIDUKOV (1986)) com relação a retomar a aplicação de concreto armado em estruturas em casca. Dois aspectos podem ser apontados como de grande importância neste empreendimento. Primeiro o desenvolvimento de concretos que viabilizem a moldagem de estruturas ou elementos estruturais delgados. Podem-se citar como exemplos a argamassa armada ou o concreto armado com adição de fibras. Ou ainda, o concreto de granulometria fina, microconcreto, que pode ser reforçado com armaduras contínuas — telas, fios ou barras de aço — combinadas com fibras metálicas, fibra de vidro ou fibras de polipropileno, entre outras. O segundo aspecto é o desenvolvimento de novas formas estruturais associado ao desenvolvimento de métodos construtivos que possibilitem a realização dessas formas de maneira racional.

O microconcreto armado é um material com grande potencial de aplicação nesse campo. A possibilidade do uso desse material em estruturas com algumas características das cascas de concreto armado e o uso da pré-moldagem como alternativa construtiva são as principais motivações a este trabalho.

## 1.2. Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é levantar dados que possam auxiliar futuras aplicações de algumas soluções estruturais. Tendo em vista sua natureza, o trabalho foi limitado a:

- realizar uma pesquisa bibliográfica sobre a aplicação da pré-moldagem em cascas e estruturas de comportamento semelhante;
- realizar uma pesquisa bibliográfica sobre os modelos numéricos que representam o comportamento estático, em regime elástico linear, de algumas estruturas representativas do tema, bem como dos métodos disponíveis para solucionar estes modelos;
- efetuar análises estáticas de algumas estruturas representativas do tema para obter a resposta dessas estruturas a diversos tipos de ações.

## 1.3. Apresentação do trabalho

No capítulo 2 apresentam-se de maneira sucinta as idéias básicas relacionadas ao desenvolvimento do microconcreto armado. São descritas as relações existentes entre este material e a argamassa armada, bem como as características que o tornam um material com um grande potencial de aplicação a ser explorado.

No capítulo 3 é apresentada a classificação das cascas, e tratam-se de alguns conceitos relativos ao comportamento dessas estruturas.

No capítulo 4 são apresentados alguns aspectos da aplicação da pré-moldagem para formar estruturas em casca e estruturas “tipo-casca”, isto é com forma e comportamento estrutural semelhantes àqueles apresentados pelas cascas. Procurou-se, com base na bibliografia pesquisada, reunir dados relevantes sobre as várias etapas de produção dessas estruturas.

No capítulo 5 são descritos os métodos teóricos empregados para a análise de arcos. Apresenta-se o modelo físico que reproduz de maneira parcial

o comportamento estático dessas estruturas, que é a curva funicular, devido à grande utilidade que este modelo oferece tanto para o projeto como para a análise de arcos. As expressões para análise de arcos pelos processos clássicos são relacionadas, com ênfase aos arcos com duas articulações e de eixo parabólico. Comentam-se também alguns conceitos úteis para modelagem de arcos esbeltos com programas baseados no Método dos Elementos Finitos. O mesmo tratamento é dado às cúpulas em casca esbelta, cujos métodos teóricos de análise são descritos no capítulo 6.

Resultados de aplicações dos métodos descritos são apresentados no capítulo 7. Como exemplo para essas aplicações foram tomadas duas estruturas projetadas por Pier Luigi Nervi (1891–1979) para coberturas de áreas com dimensões da ordem de 60m, as quais foram feitas com elementos pré-moldados de argamassa armada. Como nem todos os dados sobre as estruturas foram encontrados na bibliografia pesquisada, algumas das dimensões dos elementos, e também da estrutura, foram adotados. No entanto, as dimensões adotadas não alteram de maneira significativa a forma original das estruturas e de seus elementos. Convém lembrar também que nas análises efetuadas neste trabalho, o efeito das ligações sobre os esforços, ou mesmo o comportamento dessas ligações, não é considerado. A forma dos elementos, bem como a maneira como foram unidos, é considerada apenas do ponto de vista de sua execução.

Por fim, no capítulo 8, são feitos comentários sobre as vantagens de se retomar o projeto de estruturas semelhantes àquelas realizadas por Nervi através do uso do microconcreto armado.

## 2. O microconcreto armado.

Por microconcreto armado entende-se um concreto produzido com agregado de granulometria fina que pode ser reforçado com armaduras contínuas e descontínuas, combinadas. Trata-se portanto de um material da "família dos concretos" , obtido fazendo-se variar as características da matriz e a taxa de armadura entre os limites usuais da argamassa armada e do concreto armado ( Figura1).

As características mecânicas do microconcreto armado, principalmente com o uso combinado de armaduras contínuas e descontínuas, ainda são objeto de estudo. A pesquisa e determinação de suas propriedades tornam-se importantes devido a certos aspectos discutidos adiante, neste capítulo.

Para melhor entender o interesse em se estudar tal material, é importante conhecer um pouco da história da argamassa armada.

### 2.1. Evolução histórica do material

A origem da argamassa armada se deu em 1848 quando Joseph-Louis Lambot desenvolveu na França um material que denominou como "fer-ciment" e descrevia como uma rede de arames ou barras metálicas cimentadas com cimento hidráulico de maneira a formar vigas e pranchas. Esse material teria ascendência direta sobre a moderna argamassa armada e mais ainda sobre toda a família dos concretos estruturais. Contudo a argamassa armada ficaria restrita a

aplicações esparsas e de pequena importância tecnológica ao longo de quase 100 anos, até a contribuição marcante de Nervi, como relata HANAI (1992).

NERVI (1956), afirma que a idéia básica por trás do seu ‘ferro-cimento’ é o fato do concreto armado poder experimentar grandes deformações nas vizinhanças da armadura, sendo a grandeza dessas deformações dependente da distribuição e subdivisão da armadura por toda a massa de concreto. Tomando isso como ponto de partida, Nervi começou a investigar o comportamento de lajes bastante esbeltas em que a proporção e subdivisão da armadura fosse aumentada para um máximo através da superposição de várias camadas de malhas de aço bem finas envolvidas com argamassa.

A conclusão a que chegou foi que o material assim criado não se comportava como o concreto armado comum, mas apresentava todas as características mecânicas de um material homogêneo. As propriedades mais importantes do novo material seriam: a) ele poderia resistir a grandes deformações sem a formação de fissuras na argamassa, como consequência da subdivisão da armadura, e b) haveria eliminação das fôrmas, já que a argamassa poderia ser aplicada diretamente à malha, capaz de retê-la.

Com este material, Nervi realizou um grande número de aplicações, não só no campo da Construção Civil, mas também na Construção Naval.

Em nosso país, o ‘ferro-cimento’ foi empregado pela primeira vez no início da década de 60, na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Os introdutores do material no Brasil, Prof. Frederico Schiel e Prof. Dante Martinelli, procuraram reelaborar a técnica construtiva, adaptando-a às possibilidades locais, quer quanto ao processo de execução, quer quanto a baratear o custo do material, reduzindo o consumo de cimento e pesquisando uma mínima taxa de armadura que ainda desse ao material elevada resistência à fissuração. Os primeiros ensaios em perfis pré-moldados assinalaram a formação de fissuras com deformações da ordem de 1/1000, com taxas de armadura compreendidas entre 250 e 300 kg/m<sup>3</sup> de material e consumo de cimento de cerca de 700 kg/m<sup>3</sup> contra os valores de 500 kg/m<sup>3</sup> e 1000 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente, das aplicações de Nervi (HANAI, 1992).

Essas adequações tecnológicas de redução de consumo de cimento e de armadura diferenciavam a argamassa armada, como ficou conhecido o material, do ‘ferro-cimento’ de Nervi, embora segundo HANAI (1992), sejam essencialmente o mesmo material e façam parte da família dos concretos estruturais. Nessa ‘família’ a argamassa armada poderia ser diferenciada do concreto armado por algumas particularidades: pequenas espessuras das peças ( máxima espessura convencional de 40mm ); pequenos valores de cobrimento da armadura ( 4 a 6mm ); qualidade da argamassa ( máximo fator água/cimento de 0,45 e dimensão máxima do agregado, em geral, de 4,8mm ); emprego de telas de aço soldadas, tecidas ou de metal expandido, com aberturas limitadas; e controle de execução mais rigoroso, principalmente com relação às espessuras e cobrimentos.

## 2.2. Surgimento do microconcreto armado

A argamassa armada pode então ser vista como um tipo de concreto armado com algumas particularidades. Esses materiais poderiam ser agrupados com outros sob a definição de ‘associação de conglomerado cimentício e um reforço’ ( EL DEBS, 1992)\* . Desmembrando a definição teríamos o conglomerado cimentício como o concreto simples, a argamassa, o concreto leve, etc., e os reforços, que podem ser contínuos tais como fios, barras e telas de aço, ou descontínuos, como as fibras. O concreto protendido também pertence a esse grupo como um concreto armado em cujas estruturas existe um sistema permanente de forças aplicadas. Na Figura 1 é apresentada a ‘família dos concretos’ com reforço contínuo, a fim de ilustrar o que foi dito.

Variando-se algumas das características dentre as que fazem a diferença entre esses materiais, surgem associações com características intermediárias entre aquelas que os identificam. As situações intermediárias entre os concretos armado e protendido são obtidas fazendo-se variar o grau de protensão. As associações intermediárias entre o concreto armado e a argamassa armada são obtidas variando-se algumas características como: espessura dos elementos, cobrimento da

---

\* EL DEBS, M. K. **Estruturas pré-moldadas de concreto**. Notas de aula, 1992.

armadura, espaçamento dos fios da armadura, qualidade da matriz e controle de execução.

Essas últimas associações ainda não tem sido muito exploradas. Mas são justamente elas, ou as possibilidades de explorá-las, que receberão nossa atenção, por julgar-se que tenham grande interesse.

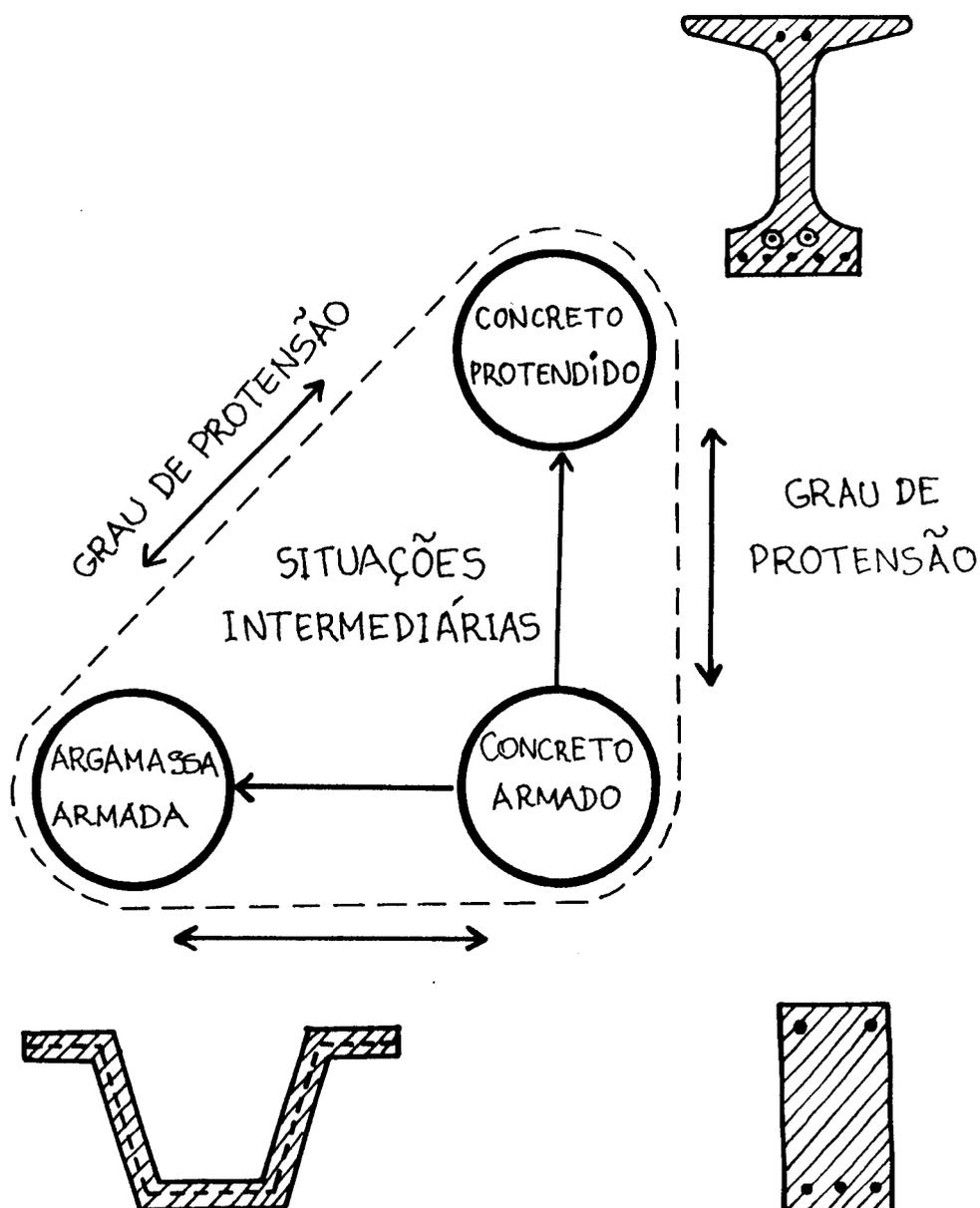


FIGURA 1 - Família dos concretos com reforço contínuo

Comentando-se as diferenças entre a argamassa armada e o “ferro-cimento” de Nervi, foram apontados os menores consumos de cimento e de armadura do primeiro. Diminuindo-se ainda mais a quantidade de telas, isto é, usando-se telas com maiores aberturas que as especificadas para a argamassa armada, aumentando-se o cobrimento dado à armadura — em função do fator água/cimento — e utilizando-se um agregado com dimensão máxima maior que 4,8mm, poder-se-ia chegar a um “novo material” que apresente algumas vantagens em relação à argamassa armada, conservando algumas de suas qualidades desejáveis.

Esse material é o que se denomina aqui de microconcreto armado. Devido a suas características o microconcreto seria adequado para confecção de estruturas com elementos de pequena espessura, levando esse fator a identificá-lo. Na verdade deve-se falar em peças de microconcreto armado, cujas espessuras estariam situadas desde os limites convencionais da argamassa armada ( 20-60mm ) até o limite inferior do concreto armado ou protendido ( 80mm ).

Podem-se dividir em dois grupos as vantagens que se teria em explorar tais limites, relacionando-as à técnica construtiva das peças e às características do material.

A técnica construtiva poderia ser facilitada ao diminuir-se o rigoroso controle necessário para a execução de peças de argamassa armada. A execução de tais peças, devido às suas exigências de consumo de grande quantidade de telas, requer muita mão-de-obra. O mesmo vale para as pequenas espessuras e os pequenos cobrimentos a serem dados, ambos de difícil controle. Até mesmo em relação ao concreto armado a execução das peças seria simplificada devido à não utilização de estribos que, dependendo em alguns casos da forma do elemento, podem ser substituídos por telas dimensionadas para resistir ao cisalhamento por força cortante.

Logicamente deve-se reconhecer que a utilização de um ou de outro material é condicionada por outros aspectos como os requisitos funcionais da construção e a disponibilidade tecnológica local. Na verdade essas vantagens construtivas apresentadas podem não refletir a realidade, dependendo do projeto e do local onde o mesmo será realizado.

As peças de microconcreto seriam também bastante adequadas para a pré-moldagem já que este material possibilitaria a execução de elementos leves, embora isso não deva ser visto como um paradigma para o material.

Com relação às características do material podem-se ganhar com o maior cobrimento — e também com a maior garantia de execução deste cobrimento — maior proteção para a armadura e assim maior durabilidade, aspecto que pode comprometer as peças de argamassa armada. Há portanto que se estudar se tal fato seria confirmado de maneira significativa.

O que fica claro é que há um campo a ser explorado: as situações intermediárias entre a argamassa armada e o concreto armado, podendo-se obter um material, o microconcreto armado, com algumas características de cada material que lhe deu origem, de maneira a conduzir a peças com boa durabilidade e execução viável.

## 3. Estruturas em casca.

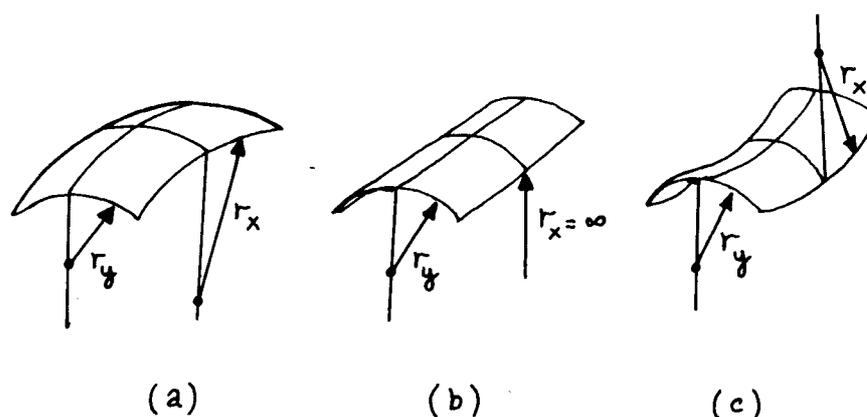
### 3.1. Generalidades

Cascas são estruturas em forma de superfície ou combinação de superfícies curvas, com espessura pequena se comparada com suas outras dimensões.

A classificação mais geral das cascas é feita pela curvatura gaussiana de sua superfície média. A curvatura gaussiana é definida em geometria diferencial como o produto das curvaturas principais de uma superfície (Figura 2). Dessa maneira, tem-se: (a) as cascas de curvatura gaussiana positiva, como as cúpulas e os parabolóides elípticos, também denominados de cascas sinclásticas, formadas por duas famílias de curvas com a mesma direção; (b) cascas de curvatura gaussiana nula como os cones e os cilindros, formadas por uma família de curvas apenas; (c) cascas de curvatura gaussiana negativa, ou cascas anticlásticas, formadas por duas famílias de curvas, em direções diferentes, como os hiperbolóides de revolução ou os parabolóides hiperbólicos (BILLINGTON, 1982).

Uma diferença importante entre esses tipos de cascas é a propagação de efeitos de borda por sua superfície. Efeitos de borda são os esforços e deslocamentos que ações aplicadas nas bordas da casca produzem em sua superfície. Em cascas de curvatura gaussiana positiva, estes efeitos tendem a ser amortecidos rapidamente e, geralmente, são confinados a uma estreita zona próxima às bordas da estrutura. Cascas de curvatura gaussiana nula também tendem a amortecer os efeitos

de borda, mas estes propagam-se mais que nas cascas de curvatura gaussiana positiva. Por fim, em cascas anticlásticas o amortecimento é marcadamente menor que nas outras, e assim os efeitos de borda tornam-se significantes em uma grande extensão de sua superfície (BILLINGTON, 1982).



**FIGURA 2** - Definição de curvatura

Uma segunda classificação das cascas divide-as em sistemas de revolução e de translação. As cascas de revolução são aquelas cuja superfície média é gerada pela rotação de uma curva plana em torno de um eixo situado no mesmo plano, chamado eixo de revolução, como as cúpulas. As cascas de translação seriam geradas através da translação de uma curva sobre outra curva, como uma casca cilíndrica. Com respeito ao comportamento estrutural essa classificação tem pouco interesse, sendo mais importante para ajudar a visualização da estrutura.

Em 1980, o engenheiro suíço Heinz Isler apresentou uma nova classificação para as cascas baseada no procedimento usado para definir sua superfície, mostrada na Tabela 1 (BILLINGTON, 1982).

A classificação apresentada por Isler é devida às suas propostas de novas formas de cascas com geometria definida em função de condições estruturais. Segundo BILLINGTON (1982), Isler foi motivado principalmente pelo desejo de libertar-se das restrições de formas impostas pelas cascas definidas matematicamente ao desenvolver estas novas formas de cascas.

**TABELA 1** - Classificação das cascas segundo Isler

Tipo de casca	Exemplos	Método de definição
Escultural	Simulação de formas na natureza, formas livremente esculpidas, e formas geométricas ou estruturais usadas mais decorativamente que estruturalmente	Arbitrário
Geométrica	Cilindros, esferas, cones, parabolóides hiperbólicos, parabolóides elípticos e outros	Fórmulas matemáticas
Estrutural	Membranas em tração, membranas pneumáticas, fluxo de fluido viscoso e membranas suspensas invertidas	Analogia física

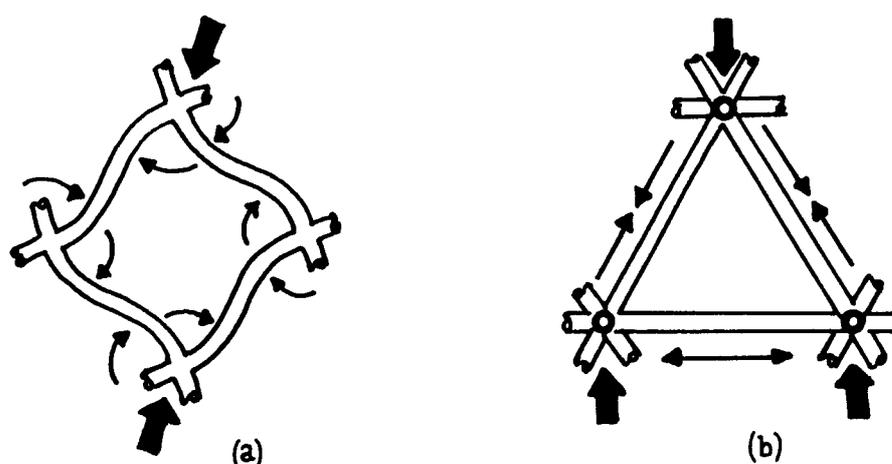
### 3.2. Comportamento estrutural das cascas

O comportamento estrutural das cascas combina a capacidade resistente de chapa ou membrana, esforços normais e tangenciais resultantes de tensões uniformemente distribuídas ao longo da espessura, com a capacidade resistente de placa, esforços de flexão e torção resultantes de tensões não uniformes ao longo da espessura. Em projetos de cascas procura-se adaptar sua forma e condições de apoio de modo a fazer com que o comportamento resistente de membrana prepondere sobre o de placa, pelo menos na maior parte da estrutura, obtendo-se assim o denominado estado de tensões de membrana.

As razões para isso são que as cascas resistem melhor a esforços de membrana que de flexão (principalmente a esforços de compressão no caso das cascas de concreto armado) e, além disso, há um motivo de ordem prática, já que o estado de tensões de membrana permite um cálculo estático bem mais simples (LEONHARDT, 1977). Um outro motivo é que o estado de tensões de membrana corresponde a uma utilização mais eficiente dos materiais.

A importância de se conseguir uma estrutura com comportamento de membrana pode ser ilustrada de maneira simples por meio de uma analogia entre uma casca e uma estrutura reticulada. As estruturas reticuladas podem apresentar, nas seções transversais de seus elementos, esforços resultantes de tensões distribuídas de maneira não-uniforme ou esforços resultantes de tensões distribuídas de maneira uniforme. Estes são análogos aos esforços de flexão e de membrana das cascas, com a diferença de atuarem em uma direção apenas.

Dependendo da forma da estrutura, isto é, da disposição de seus elementos, pode-se fazer com que os esforços de flexão não sejam necessários para o equilíbrio. É o caso, por exemplo da estrutura mostrada na Figura 3.b, que ao contrário daquela vista na Figura 3.a, não necessita de esforços de flexão para ter sua estabilidade assegurada.

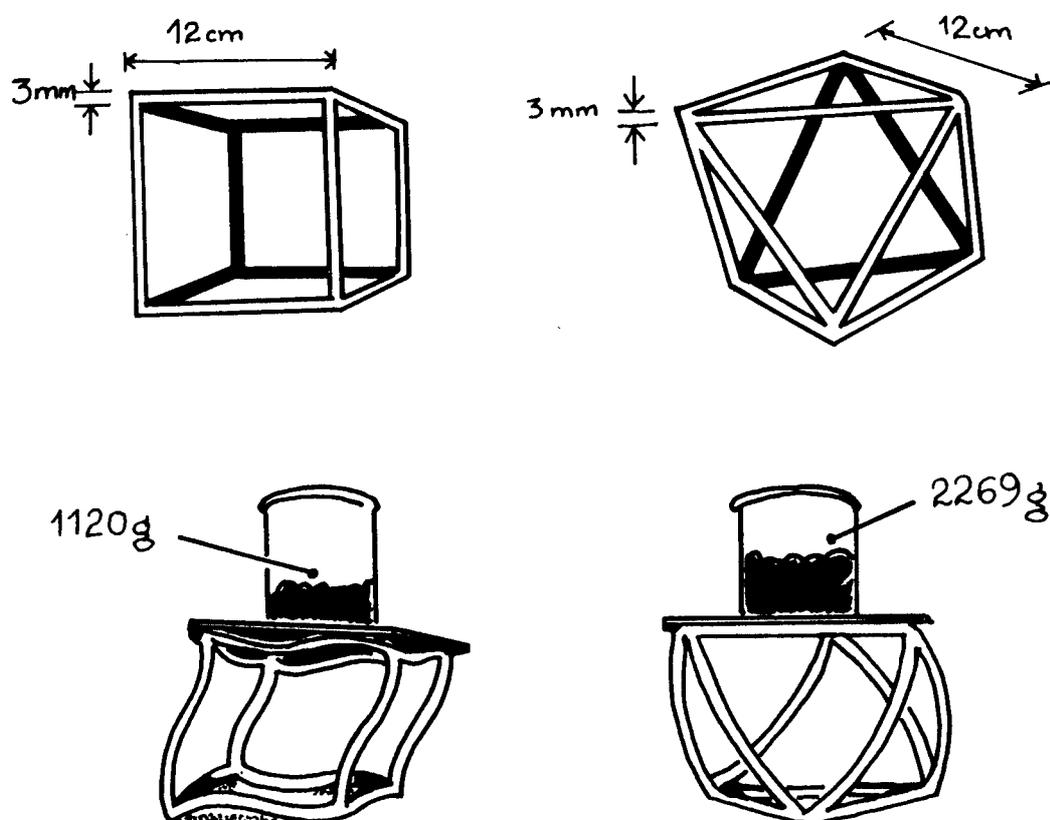


**FIGURA 3** - Diferentes arranjos geométricos de uma estrutura reticulada alterando o seu comportamento estrutural (PEARCE, 1978).

A primeira consequência desse comportamento livre de flexão é a simplificação da análise estática, devido ao menor número de esforços internos desconhecidos.

Além disso uma estrutura livre de esforços de flexão consome uma quantidade mínima de material, já que seus esforços internos resultam de tensões

uniformemente distribuídas por toda a seção em que atuam. Isto é, aproveita-se melhor o material utilizado. O mesmo fato pode ser visto de outra maneira: a estrutura livre de flexão consegue se manter estável sob carregamentos de valor mais alto que os suportados por outra estrutura obtida com a mesma quantidade de material, mas cuja forma lhe confere comportamento de flexão. PEARCE (1978) ilustra esse fato com a experiência mostrada à Figura 4.



**FIGURA 4** - Teste demonstrando a maior estabilidade de sistemas reticulados triangulados frente a sistemas não triangulados (PEARCE, 1978).

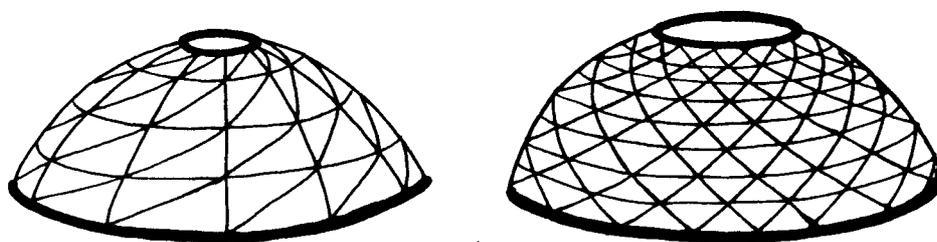
O mínimo consumo de materiais é um aspecto importante. A eficiência de uma estrutura pode, de certa forma, ser avaliada pela quantidade de material por ela utilizado. Porém, a eficiência de um projeto envolve outros aspectos, como o custo final da estrutura ou a energia total gasta em sua realização.

### 3.3. Estruturas tipo-casca

As cascas são estruturas bastante eficientes. Essa eficiência é devida em parte ao fato de serem estruturas espaciais, mas principalmente ao fato de terem comportamento de membrana. O interesse em aplicá-las em coberturas é ampliado, entre outras coisas, porque as cascas são estruturas que combinam as funções portante e de vedação. Estruturas com algumas das características das cascas podem ter também grande interesse prático.

Como exemplo podem-se citar algumas estruturas espaciais reticuladas e os arcos formados por elementos de seção curva e de parede fina.

As estruturas reticuladas que formam uma superfície no espaço constituindo pórticos ou treliças espaciais, devido às suas características geométricas, têm comportamento estrutural semelhante às cascas. Para essas estruturas podem ser aplicados os mesmos critérios de classificação usados para as cascas. Uma classificação mais detalhada entretanto, deve levar em consideração a malha formada por seus elementos lineares (Figura 5) e pode ser encontrada em MAKOWSKI (1984).



**FIGURA 5.** Cúpulas reticuladas.

Análises estruturais simplificadas levam em conta essa semelhança, tomando a estrutura como uma superfície definida por seus nós,

utilizando-se portanto de modelos contínuos. Uma análise estrutural mais detalhada, entretanto, apenas é possível com o uso de modelos discretos. Isso é feito, considerando a estrutura como sendo formada por elementos lineares dispostos espacialmente, reproduzindo-se assim sua geometria com mais fidelidade. MAKOWSKI (1984) apresenta a análise de estruturas reticuladas em forma de superfície esférica, com modelos contínuos e discretos.

Arcos formados por elementos de seção curva e parede fina também apresentam semelhança com as cascas, pois são estruturas que combinam funções portante e de vedação. Além disso são solicitados basicamente por esforços de compressão.

Assim as estruturas espaciais reticuladas e os arcos formados por elementos de seção curva e parede fina podem ser denominadas de estruturas tipo-casca, pois ambos apresentam algumas características das estruturas em casca. Dessas características, a mais importante é a capacidade de transmitir as ações aos apoios com pouca flexão. Isso se traduz em utilização mais eficiente dos materiais.

## 4. Cascas pré-moldadas

A forma curva das cascas, responsável por seu bom desempenho estrutural, pode trazer grandes inconvenientes quando da construção dessas estruturas. CROWLEY (1969) descreve o método mais comumente usado na construção de cúpulas de concreto armado, que consiste em dispor pontaletes de madeira com seção de 10x10cm segundo anéis concêntricos, com diferenças entre os raios de cerca de 2,50m. Em um mesmo anel os pontaletes têm altura constante, porém esta altura aumenta de um mínimo no anel externo até um máximo no anel mais interno. No topo desses pontaletes são colocadas tábuas de 5x30cm, unindo-os segundo os anéis concêntricos. Vigas de 5x10cm espaçadas cerca de 60cm vencem os vãos entre as tábuas e apoiam a fôrma da cúpula, constituída por placas que geralmente tem 2,50cm de espessura, sobre a qual é lançado o concreto.

Essa autêntica floresta, como o próprio autor define, requer um grande trabalho para montagem e desmontagem e pode concorrer para a inviabilidade da construção.

Várias alternativas tem sido desenvolvidas para resolver o problema do custo das fôrmas de estruturas de superfície curva. Esses desenvolvimentos incluem, segundo SCHLAICH (1986): padronização e reutilização de fôrmas, uso de elementos pré-moldados, uso de montes de terra como fôrma, uso de estruturas compostas, construção em balanços sucessivos com concreto moldado no local ou concreto pré-moldado e uso de fôrmas infláveis.

Neste trabalho trata-se da possibilidade de utilização de elementos pré-moldados de microconcreto armado, o material descrito no item anterior, na construção de cascas ou estruturas semelhantes.

Existem vários trabalhos sobre a aplicação de pré-moldados de concreto armado em estruturas espaciais tipo-casca. MAST (1980), apresenta um estado da arte sobre cascas pré-moldadas nos EUA. HAAS (1983), comenta diversos aspectos relacionados à pré-moldagem de cascas. KONCZ (1975) e BAIKOV (1984), apresentam o tema e diversos exemplos de aplicações realizadas na Europa e na ex-URSS, respectivamente. Descrições de aplicações são também encontradas dispersas em várias publicações como MEYER (1978), KHAIDUKOV (1982), WATANABE (1986) e MIHAILESCU (1986).

NERVI (1956), apresenta um grande número de aplicações de “ferro-cimento” para produção dos elementos, obtendo peças mais leves.

Esses trabalhos contém informações, descritas e comentadas a seguir, que, acredita-se, são importantes para que se possa avaliar o potencial de aplicação do microconcreto armado em sistemas estruturais semelhantes.

#### **4.1. Generalidades**

Segundo MAST (1980), as cascas pré-moldadas apresentam as mesmas qualidades das cascas moldadas no local: aparência arquitetônica, durabilidade, economia e bom desempenho estrutural, e suas vantagens podem ser assim resumidas:

- Economia devido à produção em massa;
- Melhor controle de qualidade;
- Redução no tempo da construção;
- Economia de material devido às seções mais finas;
- Possibilidade de uso de elementos pré-tracionados;
- Construção independente de condições ambientais;
- Construção independente de mão-de-obra treinada, no local;
- Economia em cimbramentos.

Os métodos refinados de hoje para adensamento e cura combinados com o uso de pré-tração podem produzir elementos bem mais leves e resistentes que os moldados no local. O problema consiste em como usá-los para tornar a estrutura monolítica. Portanto os problemas associados à pré-moldagem de cascas são, ainda segundo MAST (1980):

- Transporte e manuseio dos elementos;
- Montagem da estrutura;
- Execução das ligações.

Os exemplos encontrados na literatura sobre cascas pré-moldadas utilizam-se geralmente de pré-moldados de canteiro, embora feitos em local apropriado. Elimina-se assim a etapa de transporte dos elementos, da fábrica à obra.

Os problemas relacionados com o manuseio dependem da forma e do tamanho dos elementos, que são decididos no projeto. Elementos menores são mais fáceis de manusear, porém um número muito grande de elementos pode ser inconveniente devido ao grande número de ligações necessárias. Um fator decisivo na escolha do tamanho e forma dos elementos é o tipo do equipamento disponível.

Comentam-se a seguir os aspectos relacionados à execução dos elementos e montagem da estrutura, etapas que geralmente tem maior importância no projeto de estruturas pré-moldadas. Antes disso são apresentados alguns aspectos da divisão de cascas em elementos a serem pré-moldados, que tem grande influência sobre essas duas etapas.

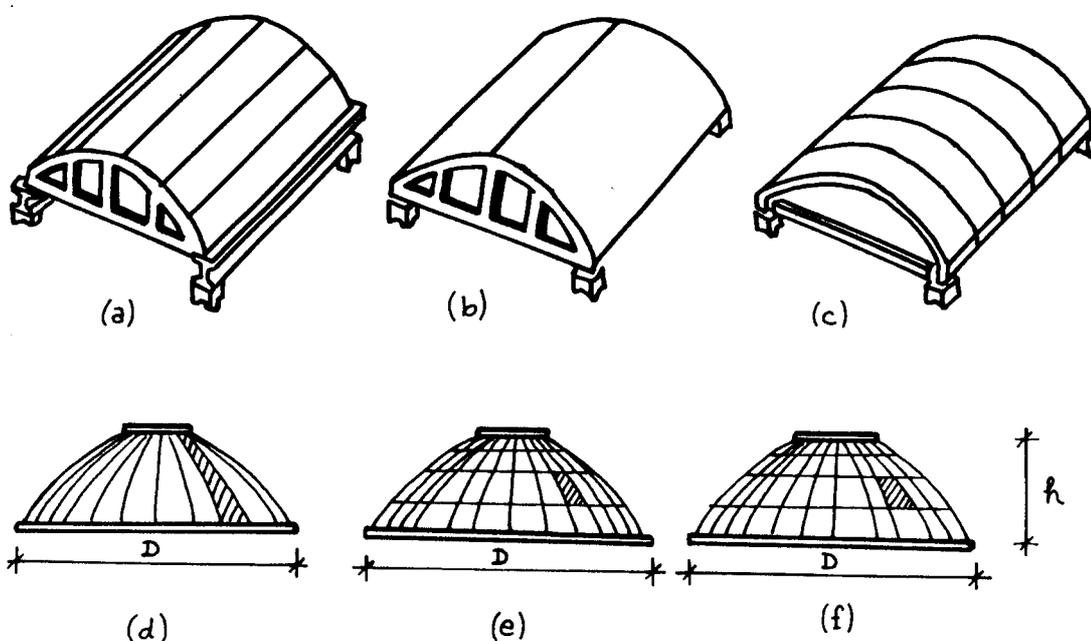
#### **4.2. Divisão da superfície da casca**

Um aspecto a ser observado na divisão de uma estrutura em elementos a serem pré-moldados é que se tenha um grande número de elementos idênticos, visando com isso, economia em tipos de fôrmas. No caso de cascas de curvatura simples isso é fácil de ser conseguido. Em superfícies de curvatura dupla, no entanto, isso nem sempre é possível.

Além da repetição da geometria dos elementos, deve-se ter em vista aspectos estruturais e construtivos quando da divisão das cascas.

HAAS (1983) cita algumas considerações importantes a respeito da divisão das cascas, que são: (1) procurar fazer a divisão ao longo de linhas retas ou de simetria, para facilitar tanto a fabricação dos elementos como a montagem da estrutura; (2) localizar as linhas de divisão preferencialmente em zonas de compressão e evitar zonas de alto cisalhamento; e (3), evitar nervuras nas bordas dos elementos, pois isso pode disfarçar desvios no alinhamento das peças.

A Figura 6 mostra os seccionamentos mais comumente empregados em cascas cilíndricas e cúpulas.

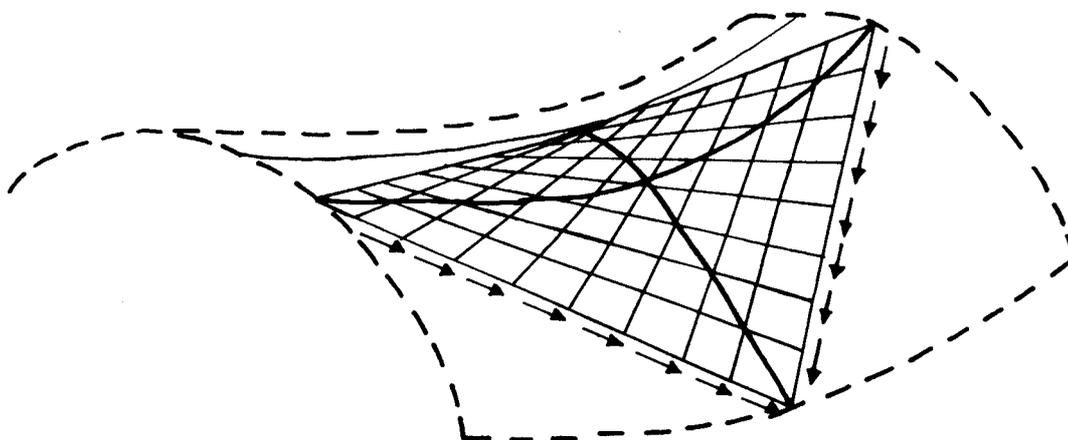


**FIGURA 6.** Seccionamento de cascas cilíndricas e cúpulas. As divisões e) e f) diferenciam-se quanto à adoção, ou não, de curvatura nos elementos, respectivamente.

Tomando-se como exemplo uma casca cilíndrica longa, as divisões a) e b) são mais interessantes do ponto de vista estrutural. A divisão c) tem o inconveniente de cortar zonas de tração e compressão, o que pode requerer diferentes tipos de ligação ao longo dos elementos. Além disso as divisões a) e b) produzem elementos de manuseio mais fácil. As três, no entanto, fornecem elementos idênticos.

No caso dos seccionamentos mostrados para as cúpulas, apenas o primeiro tipo (Figura 6.d) proporciona elementos idênticos. Nesta, os cortes são feitos ao longo dos meridianos. Tal divisão pode também apresentar o problema de cortar zonas de tração e compressão. Isso irá depender da relação  $h/D$  da estrutura e também das condições de sua borda inferior. A opção de elementos maiores ou menores é, como já se disse, muito influenciada pelo tipo de equipamento de montagem disponível.

Com relação às cascas anticlásticas, quando possível, as retas geratrizes da superfície que as define são usadas como linhas de divisão (Figura 7). Exemplos são encontrados em MAST (1980) e KONCZ (1975).

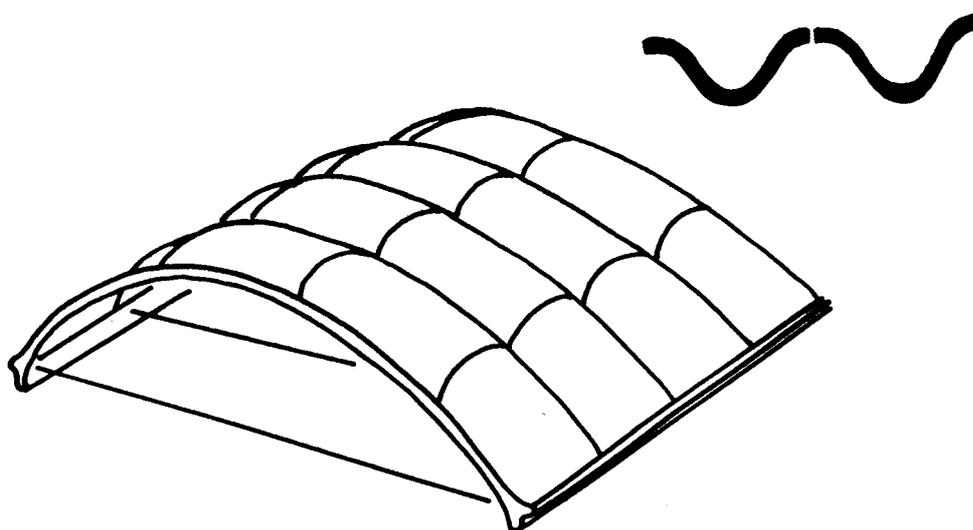


**FIGURA 7.** Divisão de casca anticlástica gerada por retas (HAAS, 1983)

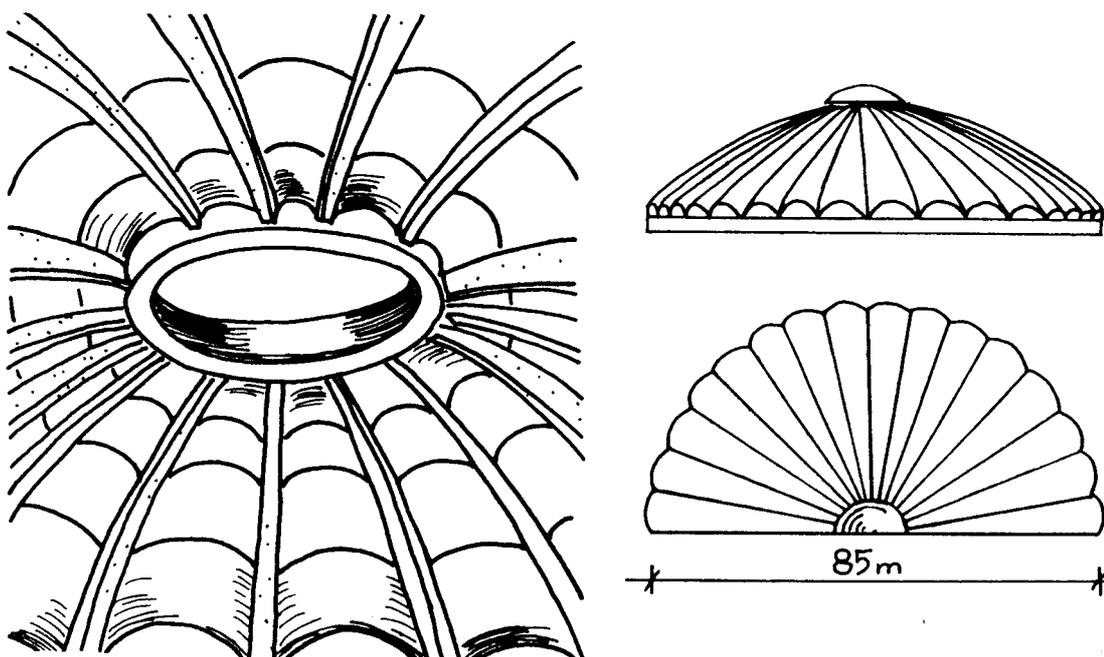
No caso dos parabolóides elípticos, o trabalho de ALMEIDA (1982) apresenta com detalhes o assunto.

Algumas vezes a divisão da superfície da casca é conduzida de maneira a desenvolver-se sistemas estruturais baseados em novas formas de cascas, ou melhor, novas abordagens sobre velhas formas. Ilustrando o que foi dito apresenta-se, por exemplo, as coberturas cilíndricas onduladas (Figura 8), formadas de elementos em casca corrugada. Pode-se citar também a estrutura mostrada à Figura 9. Trata-se de uma cúpula que foi dividida em 32 vigas radiais, curvas, sobre

as quais se apoiam elementos de casca também pré-moldados. Essa metodologia de projeto merece atenção especial pois o desenvolvimento de novas formas é apontado por pesquisadores, e também por projetistas, como uma alternativa para o futuro das cascas de concreto armado.



**FIGURA 8.** Coberturas cilíndricas onduladas feitas com elementos pré-moldados lineares em forma de casca (HAAS, 1983).



**FIGURA 9.** Cúpula formada por vigas curvas e elementos de casca pré-moldados (MAST, 1980).

### 4.3. Execução dos elementos

Os custos das fôrmas de cascas moldadas no local podem tornar-se um empecilho para sua construção. Da mesma maneira, nas cascas pré-moldadas as fôrmas dos elementos podem agir contra a economia. Para amenizar problemas relacionados com custos de fôrmas, dois métodos são comumente empregados para a execução dos elementos. O primeiro deles consiste em moldar os elementos uns sobre os outros, enquanto o segundo consiste em utilizar várias fôrmas, ou uma só, que é utilizada para moldar cada elemento separadamente. Apresenta-se a seguir cada um desses dois métodos. Antes disso, porém, são feitos comentários sobre os tipos de elementos.

#### 4.3.1. Tipos de elementos

Existem basicamente dois tipos de elementos utilizados para formar estruturas tipo-casca: os elementos laminares, que podem ser curvos ou planos, e os elementos lineares em forma de casca ou placa dobrada. Estes últimos tem se mostrado, na prática, mais adequados para execução por métodos de produção em massa que os primeiros.

Os elementos lineares em forma de casca são basicamente os elementos HP e as cascas corrugadas. As Tabelas 2 e 3 mostram as dimensões de elementos HP e cascas corrugadas, pré-fabricados, utilizados em alguns países da Europa.

Alguns desses elementos são muito utilizados no Brasil para coberturas, e tem recebido a denominação de telhas pré-moldadas. É o caso, por exemplo, das vigas W, protendidas. Na Tabela 4, extraída de EL DEBS (1992)\*, estão agrupadas as características dos elementos desse tipo mais usados em nosso país.

---

\* EL DEBS, M. K. *Estruturas pré-moldadas de concreto*. Notas de aula, 1992.

TABELA 2. Elementos HP (HAAS, 1983).

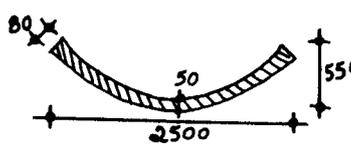
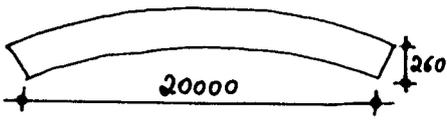
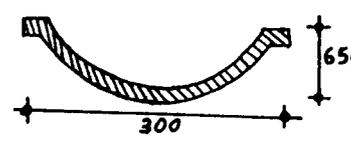
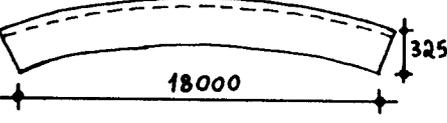
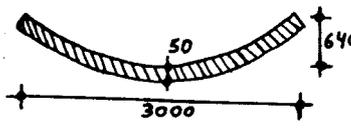
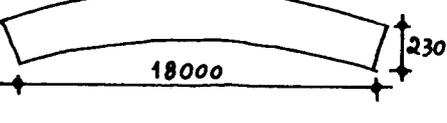
País	Seção transversal (mm)	Seção longitudinal (mm)
Alemanha Ocidental		
Rússia		
Bulgária		

TABELA 3. Cascas corrugadas (HAAS, 1983).

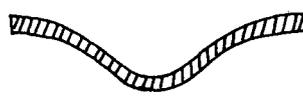
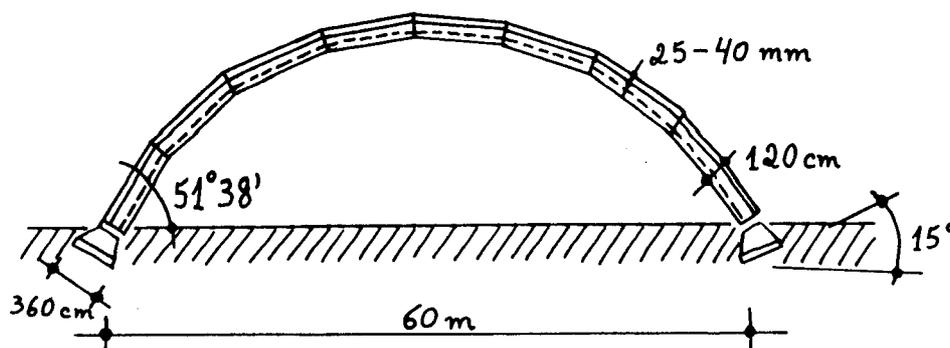
Seção Transversal	Vão (m)	Largura (m)	Espessura (mm)	Concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
	8 ↓ 11	1.12	25-40	0.04
	9 ↓ 15	1.50	35-50	0.055

TABELA 4. Características das telhas pré-moldadas mais usadas no Brasil, segundo EL DEBS (1992).

Seção	largura(m)	altura(m)	vão(m)
W	1,25	0,35 - 0,60	15 - 30,0
Y	2,50	0,61 - 0,91	18 - 25,0
Shed Y	2,50	0,61 - 0,81	20 - 25,0
Y com abas	2,50	0,40 - 0,90	9 - 20,0
HP	2,50- 3,0	0,60 - 0,90	até 30,0

Um desenvolvimento posterior na aplicação desses elementos ocorreu com o uso de vários elementos combinados de maneira a formar arcos paralelos, cobrindo assim vãos maiores (Figura 10).



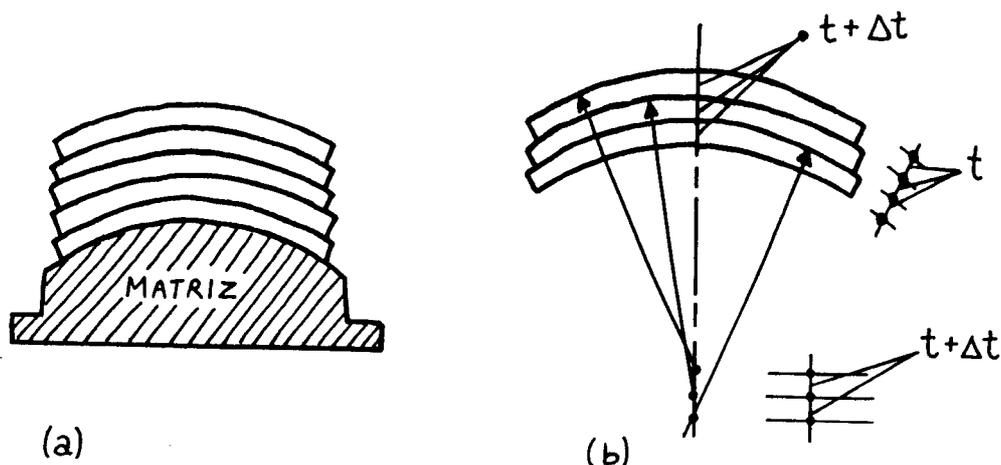
**FIGURA 10.** Arco formado a partir de elementos pré-moldados em forma de placa dobrada (HAAS, 1983).

Os elementos laminares são produzidos em uma grande variedade de formas, de acordo com a superfície a ser formada. Mas, como mencionado no início esses elementos são menos adequados para serem executados por métodos de produção em série.

#### 4.3.2. Processos de execução

Conforme comentou-se no início deste item os elementos são executados basicamente por dois processos. No primeiro deles os próprios elementos servem de forma. Este processo é descrito em HAAS (1983), como mostrado a seguir.

Em primeiro lugar deve-se fazer uma matriz rígida com a curvatura desejada para as peças (Figura 11.a). Uma maneira de se fazer a matriz é compactando-se uma camada de solo na forma desejada e cobrindo-a com argamassa ou concreto magro. Em seguida os elementos são moldados uns sobre os outros.



**FIGURA 11.** Elementos de casca moldados uns sobre os outros.

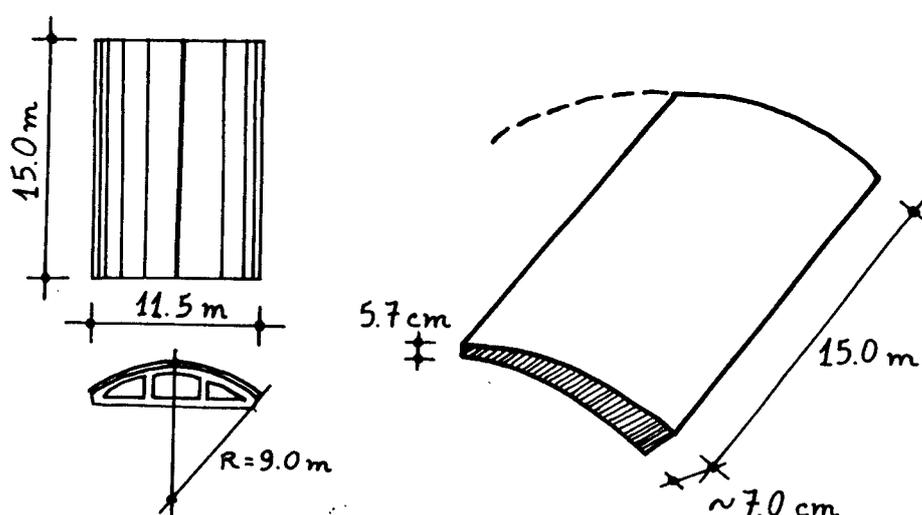
Dois precauções devem ser tomadas ao se moldar elementos de casca dessa forma. A primeira diz respeito à curvatura dos elementos. Como a superfície superior de uma peça serve de fôrma para outra, deve-se dar uma pequena variação na espessura  $t$  dessas peças (Figura 11.b) para que se possa manter as curvaturas constantes de elemento para elemento.

A segunda precaução a ser tomada é com relação à adesão entre as peças. Para evitá-la utiliza-se geralmente uma camada de algum material anti-aderente entre os elementos adjacentes. Esse material pode ser:

- (a) papel ou folhas de madeira compensada;
  - (b) Líquidos anti-aderentes como parafina ou alguma pintura plástica;
  - (c) Uma mistura de argila e cal, aplicada em finas camadas.
- Esse material é utilizado quando não se dispõe dos materiais acima citados. É o método mais barato.

Uma aplicação deste método é descrita em HARTMAN (1955), em artigo sobre a primeira casca cilíndrica pré-moldada construída nos EUA. A casca foi dividida em metades, longitudinalmente. Essas seções de concreto foram

moldadas uma no topo da outra mantendo-se o raio de curvatura constante ( $r = 30' \sim 9,0\text{m}$ ), e variando-se a espessura radialmente de  $2 \frac{1}{4}'' (\sim 5,7\text{cm})$  na coroa para  $2 \frac{3}{4}'' (\sim 7,0\text{cm})$  na borda (Figura 12). Entre as peças foi colocada uma camada de papel. A espessura da peça foi feita variar de maneira significativa para evitar-se vigas de borda na estrutura.



**FIGURA 12.** Casca cilíndrica pré-moldada dividida longitudinalmente.

O segundo método consiste em reutilização da mesma fôrma. Um elemento é executado e após ter adquirido certa resistência é desmoldado e posto em um local adequado para armazenamento, deixando a fôrma livre para a moldagem de um novo elemento. Esse método pode em alguns casos ser mais viável que o primeiro, principalmente quando a forma e/ou o tamanho dos elementos não permite que estes sejam moldados em pilhas.

Deve-se dimensionar a quantidade de fôrmas a ser utilizada de maneira a se conseguir economia nas operações de moldagem e desmoldagem dos elementos. Um exemplo apresentado em MAST (1980) descreve a construção de uma cobertura composta por 22 cascas cilíndricas em que foi empregado tal método. Cada casca foi pré-moldada como um único elemento, pesando cerca de 40tons (40,6 tf). As fôrmas foram feitas de madeira compensada sobre "barrotes" de 5x10 cm, apoiados, por sua vez sobre treliças de madeira paralelas espaçadas cerca de 1,20m.

Para a desmoldagem desses pesados elementos utilizou-se dois guindastes, que também foram usados para a montagem da estrutura. Para garantir que as fôrmas não se movimentariam durante esta operação elas foram parafusadas a uma fundação de concreto feita ao longo de suas bordas. Além disso amarrrou-se blocos de concreto às tábuas da fôrma.

As operações de movimentação dos guindastes do local da moldagem dos elementos ao local definitivo da estrutura tiveram que ser consideradas para a determinação do número de fôrmas, além do custo das próprias fôrmas. Se fossem utilizadas apenas duas fôrmas, os guindastes teriam que ser movimentados 11 vezes. Com quatro fôrmas esse número cai para 6 vezes. Usando-se seis fôrmas o número de vezes que se moveriam os equipamentos seria diminuído apenas por uma razão de 6/4, não representando mais uma grande economia. Assim optou-se por quatro fôrmas.

No caso dos elementos lineares em forma de casca ou placa dobrada este segundo método é mais utilizado. As fôrmas são feitas em fábrica onde os elementos são produzidos em grandes quantidades e armazenados.

#### **4.4. Montagem da estrutura**

Como os elementos de casca são geralmente bastante esbeltos, eles devem ser presos por vários pontos aos dispositivos externos usados para o seu manuseio. De outra maneira as peças podem sofrer deformações muito grandes durante a montagem da estrutura. A Figura 13 ilustra o que foi dito. A treliça metálica usada como dispositivo externo é parafusada à peça. Para isso vários furos alinhados são feitos na casca. A distância entre esses furos é determinada de acordo com os momentos fletores que o elemento consegue suportar, agindo como laje.

Esta solução, de treliças metálicas parafusadas aos elementos, é adotada em vários dos exemplos encontrados na bibliografia pesquisada. Este procedimento pode ser muito trabalhoso, no entanto é necessário, principalmente em peças muito flexíveis. Em casos extremos, peças muito grandes, a treliça deve ser unida à peça por muitos pontos.

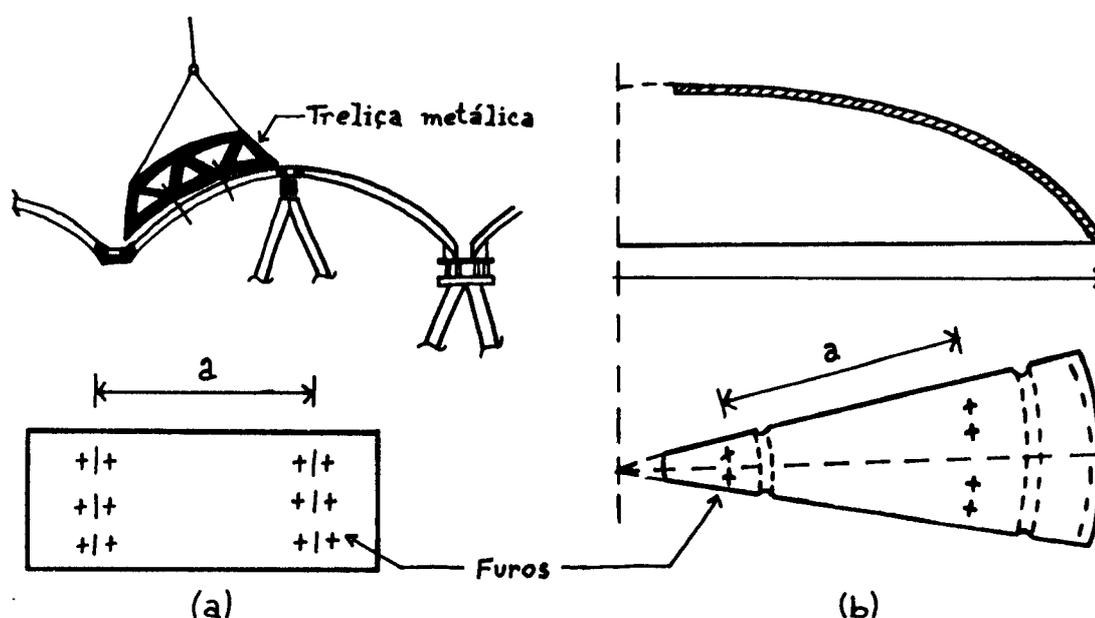


FIGURA 13. Dispositivos para manuseio de elementos delgados: (a) elementos de casca cilíndrica; (b) elementos de cúpula elíptica.

Em um exemplo descrito por MAST (1980), os elementos de uma casca cilíndrica seccionada longitudinalmente tinham cerca de 50m de comprimento e apenas 7,5cm de espessura. Para a montagem da estrutura os elementos foram parafusados a treliças metálicas com aproximadamente seu comprimento. Essas treliças permaneciam ligadas aos elementos já posicionados por todo um dia, até as ligações terem atingido a resistência necessária.

Dispositivos convencionais como laços unidos a balancins são adotados apenas quando a peça tem rigidez mais elevada, seja pela sua forma, seja por estar ligada a elementos rígidos de borda.

Um artifício empregado em vários projetos de cascas pré-moldadas consiste em usar um equipamento de vácuo para manuseio das peças. Conseguem-se assim distribuir de maneira uniforme os esforços na peça e não há necessidade de serem feitos furos em sua superfície.

Outro aspecto importante relacionado à montagem da estrutura é a execução das ligações entre os elementos. Quatro métodos são comumente empregados para executá-las:

— concretagem local da ligação e soldagem ou união por trasparse da armadura deixada à mostra nas peças;

- uso de armaduras pós-tracionadas;
- uso de conectores metálicos soldados ou parafusados que transmitem todas as forças na ligação;
- uso de elementos pré-moldados de seção parcial, formando uma estrutura composta.

O primeiro método é o que ocorre com maior frequência na prática. Os modelos de cálculo, bem como descrições mais detalhadas do comportamento dessas ligações, são encontrados na bibliografia específica de estruturas pré-moldadas que trate também de elementos laminares, como KONCZ (1975) ou HAAS (1983), entre outros. Este assunto não é abordado com maiores detalhes neste trabalho.

## 5. Arcos

### 5.1. Curvas funiculares

Dado o sistema de forças  $F_1$ ,  $F_2$  (Figura 14.a) a intensidade e o ponto de aplicação de sua resultante podem ser determinados por um método gráfico que ilustra bem a idéia de curva funicular. Isso é feito com auxílio do polígono de forças 0-1,1-2 (Figura 14.b), e do polígono  $A1',1'2'$  (Figura 14.c), denominado polígono funicular. O lado 0-2 do polígono de forças dá a direção, o sentido e a intensidade da resultante  $R$ , enquanto a sua reta de ação passa pelo ponto de encontro dos primeiro e último lados do polígono funicular.

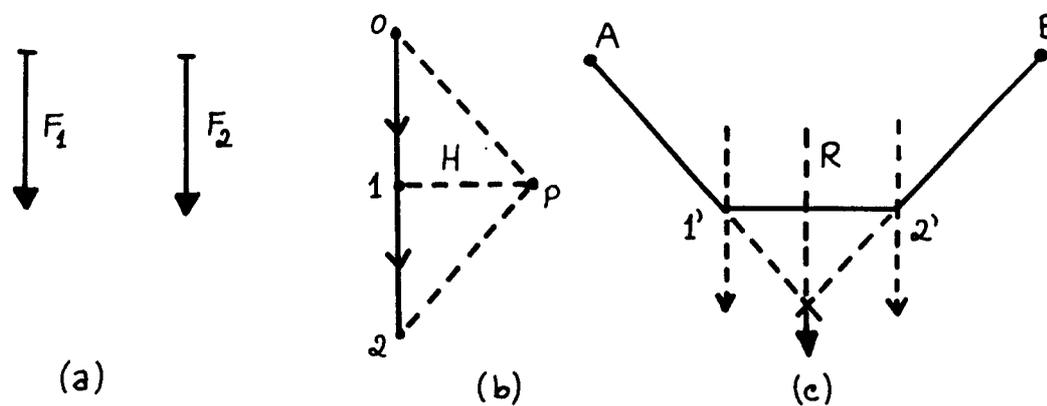


FIGURA 14. Polígono funicular.

O polígono funicular pode ser visto como a forma que um fio, ou uma corda, inextensível e sem peso adquire ao agir sobre ele o sistema de forças  $F_1$ ,  $F_2$ . Esse fio encontra-se suspenso pelos pontos A e B. A escolha de outro ponto A, bem como outra ordem para as forças, ocasionaria outra configuração para o fio, que devido à sua flexibilidade, está em tração pura. Por analogia, se o mesmo sistema de forças agir sobre uma estrutura com a mesma forma do polígono funicular, sendo que invertido (Figura 15), feita agora com um material resistente a compressão, essa estaria essencialmente comprimida.

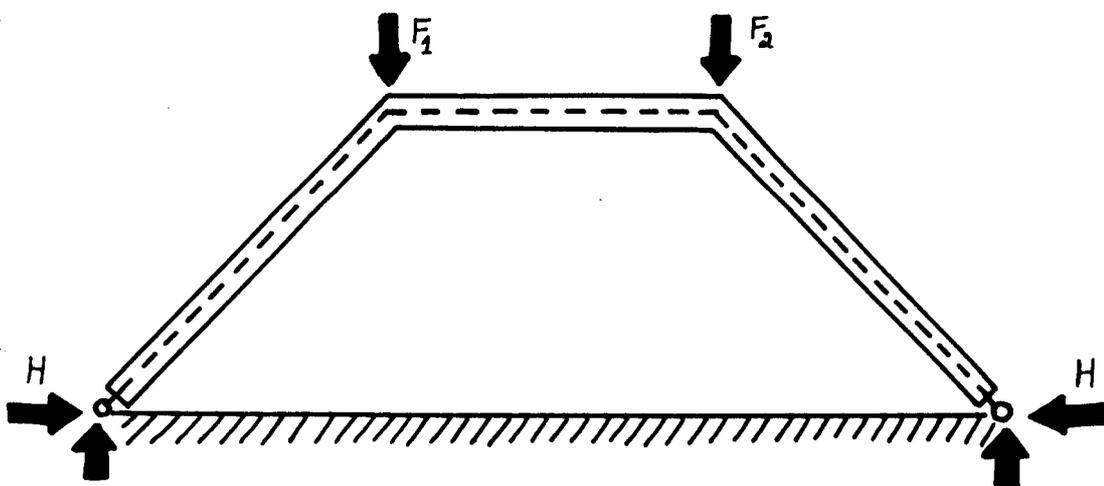


FIGURA 15. Polígono funicular invertido. Estrutura essencialmente comprimida.

No caso citado as forças são paralelas além de coplanares. Considerando-se os lados do polígono funicular como forças, todas estas terão a mesma componente H (Figura 14.b), que corresponde também ao empuxo nos pontos de suspensão do fio ou nos apoios da estrutura da Figura 15.

Se as forças são distribuídas sobre uma linha segundo uma função  $q(x)$ , em vez de concentradas, tem-se a curva funicular, ou simplesmente a funicular, expressa pela eq.(1), que é a equação diferencial da funicular do carregamento  $q$ , obtida com auxílio da Figura 16.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{q(x)}{H} \quad (1)$$

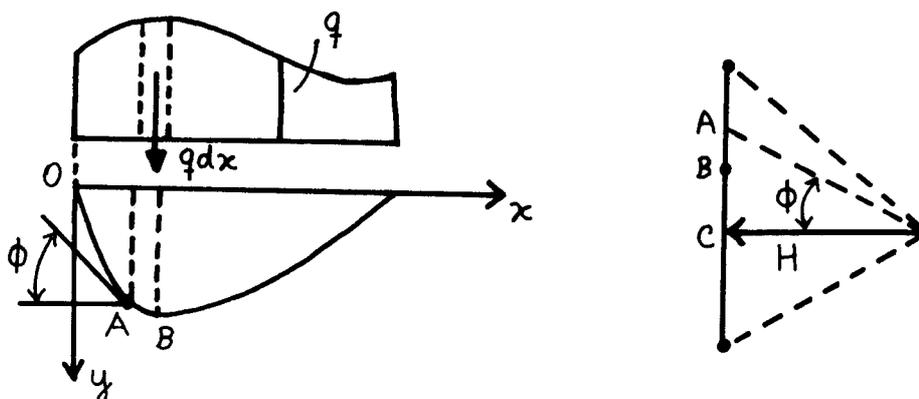


FIGURA 16. Definições para a eq. (1).

Os arcos são projetados de maneira a seu eixo aproximar-se tanto quanto possível da curva funicular invertida de um determinado carregamento. Assim, as seções do arco consomem pouco material. Esse carregamento deve ser escolhido como o que atua com maior frequência sobre a estrutura. A funicular invertida é também denominada de curva de pressões.

A questão de qual deve ser a forma de um arco começou a ser encarada do ponto de vista teórico no final do século XVII. A princípio, a tese de que o eixo teoricamente correto de um arco deveria ser uma catenária invertida foi proposta. No entanto, o projeto de arcos baseados nessa curva plana foi rejeitado por motivos estéticos, embora não seja difícil, na prática, esconder essa forma na altura da seção do arco. O arquiteto espanhol Antonio Gaudi (1852-1926) foi provavelmente o primeiro a aplicar a parábola, bem mais fácil de ser determinada que a catenária, como forma aproximada da linha de pressões (HASEGAWA, T.; TANGE, K.; OTTO, F., 1974). A parábola é a funicular de um carregamento uniformemente distribuído segundo o vão de um fio suspenso pelas extremidades.

## 5.2. Análise de arcos

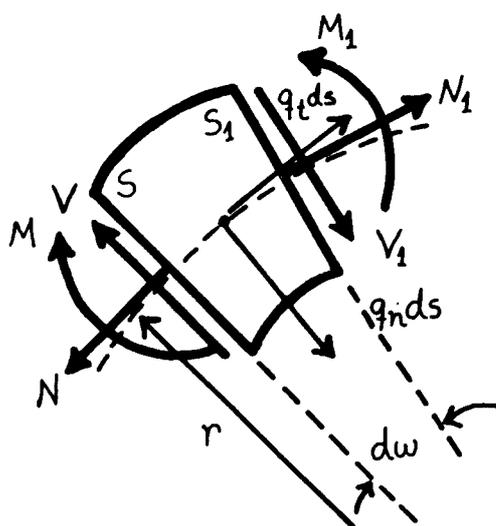
Arcos são elementos lineares de eixo curvo, predominantemente comprimidos. Tratam-se neste trabalho apenas daqueles arcos

cujo eixo tem pequena curvatura e está situado em um plano que contém também as forças externas que agem sobre a estrutura. Além disso, as seções que se estudam tem um de seus eixos principais situados no mesmo plano do eixo da estrutura.

Nessas estruturas, com pequena curvatura, a dimensão  $h$  da seção contida no plano do eixo geométrico é bastante pequena comparada com o raio de curvatura,  $r$ , do eixo, de forma que pode-se considerar os diversos elementos  $ds$ , do eixo, como sendo prismáticos. Assim as deformações de um elemento genérico  $ds$  podem ser expressas pelas mesmas relações válidas para as vigas prismáticas. (BELLUZZI, 1970).

### 5.2.1. Equações de equilíbrio

Considere-se a Figura 17, que mostra um elemento  $ds$  de um arco situado entre duas seções  $S$  e  $S_1$ . Sobre o arco atua uma força distribuída, representada por suas componentes  $q_n$  e  $q_t$ . Essas componentes agem respectivamente segundo a normal e a tangente ao eixo. Os sentidos positivos das sollicitações  $M$ ,  $N$  e  $V$  são também mostrados na mesma figura.



$$\begin{aligned} M_1 &= M + dM \\ N_1 &= N + dN \\ V_1 &= V + dV \end{aligned}$$

FIGURA 17. Definições para o elemento de arco  $ds$ .

De acordo com a Figura 17, pelo equilíbrio das forças atuantes nas direções da normal e da tangente ao eixo e dos momentos dessas forças em relação a um eixo normal ao plano da figura e situado no centro do elemento, obtém-se as eq.(2), (3) e (4):

$$N + r \cdot \frac{dV}{ds} = -r \cdot q_n \quad (2)$$

$$V - r \cdot \frac{dN}{ds} = r \cdot q_t \quad (3)$$

$$V = \frac{dM}{ds} \quad (4)$$

que são equações válidas para vigas com pequena ou grande curvatura. Com  $r = \infty$ , as duas primeiras equações transformam-se nas equações válidas para vigas de eixo reto.

### 5.2.2. Deformações do eixo geométrico

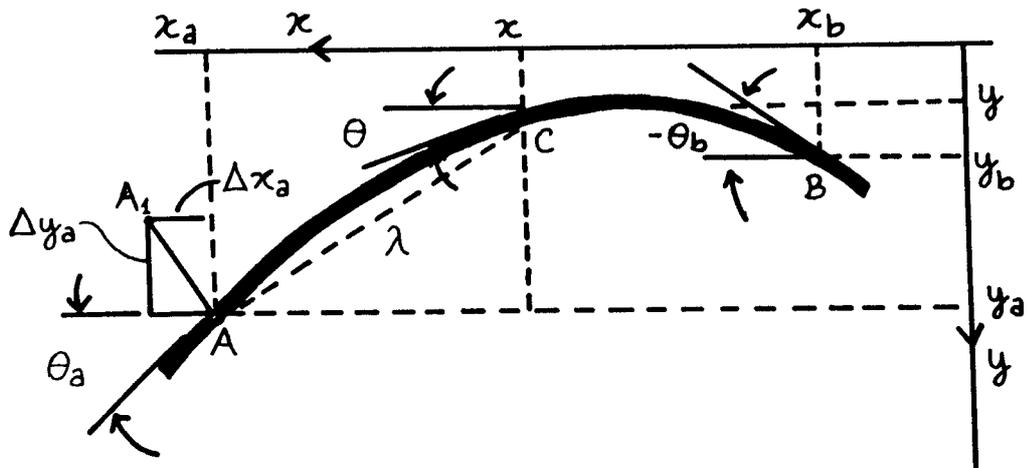
Trata-se agora do cálculo das deformações do eixo geométrico de vigas de eixo curvo, isto é o movimento relativo de uma seção em relação a outra. Tais deslocamentos são úteis para a análise de arcos. Os elementos  $ds$  podem ser considerados prismáticos com aproximação tanto melhor quanto menor for  $h/r$  – vigas de pequena curvatura – e quanto mais gradual for a variação da seção. Assim as deformações do eixo são dadas pelas mesmas expressões que dão as deformações de eixos retos. Considerando a mesma convenção de sinais descrita na Figura 17 para as solicitações  $M$ ,  $N$  e  $V$ , as duas seções  $S$  e  $S_1$  sofrem, devido a estas solicitações, uma rotação relativa ( $d\phi = -\Delta d\theta$ ), um deslocamento longitudinal relativo ( $\Delta ds$ ) e um deslocamento transversal relativo ( $\gamma ds$ ), que podem ser expressos pelas form.(1),(2) e (3).

$$d\phi = -\left(\frac{M \cdot ds}{EJ}\right) \quad (1)$$

$$\Delta ds = \left(\frac{N \cdot ds}{E \cdot A}\right) \quad (2)$$

$$\gamma ds = -\left(\frac{X.V.ds}{G.A}\right) \quad (3)$$

Considere-se agora um trecho qualquer BA de uma viga curva, referido aos eixos  $x$  e  $y$  com origem em  $O$ , conforme a Figura 18. Supondo o ponto B fixo, podem-se determinar os deslocamentos relativos da seção em A com respeito a uma seção em C, causados por três fatores: (1) a rotação  $d\varphi$  do elemento  $ds$ , causada por  $M$ ; (2) a variação de comprimento  $\Delta ds$  do elemento  $ds$ , causado por  $N$ ; e, (3) o deslocamento transversal  $\gamma ds$  do elemento  $ds$ , causado por  $V$ . Esses deslocamentos são determinados com auxílio das form.(1), (2) e (3) e de alguns raciocínios de ordem geométrica. Tais passagens encontram-se em BELLUZZI (1970).



**FIGURA 18.** Definições para o cálculo de deslocamentos em vigas curvas de acordo com BELLUZZI (1970).

O movimento relativo da seção em A, com respeito à seção em B, é consequência das deformações de todos os elementos  $ds$  compreendidos entre B e A. Assim, deve-se integrar ao longo do trecho que vai de A até B, as parcelas correspondentes a cada um dos elementos  $ds$  situados nesse trecho. Obtém-se assim as form.(4),(5) e (6), úteis na determinação de deslocamentos em vigas de eixo curvo:

$$\Delta(\theta_a - \theta_b) = -\varphi_{ab} = -\int_b^a \frac{M \cdot ds}{E \cdot J} \quad (4)$$

$$\Delta(y_a - y_b) = -\int_b^a \frac{M \cdot (x_a - x) \cdot ds}{E \cdot J} + \int_b^a \frac{N \cdot dy}{E \cdot A} - \int_b^a \frac{X \cdot V \cdot dx}{G \cdot A} \quad (5)$$

$$\Delta(x_a - x_b) = \int_b^a \frac{M \cdot (y_a - y_b) \cdot ds}{E \cdot J} + \int_b^a \frac{N \cdot ds}{E \cdot A} + \int_b^a \frac{X \cdot V \cdot dy}{G \cdot A} \quad (6)$$

As integrais que contém N e V podem, em geral, ser desprezadas em relação às que contém M.

Normalmente a área da seção e seu momento de inércia são variáveis. Algumas dessas variações são dadas por expressões que simplificam as integrais, permitindo solução analítica. Quando a variação é aleatória, ou bem quando o próprio eixo não é definido analiticamente, pode-se utilizar a fórmula de Simpson para solução das integrais.

Alguns valores de deslocamentos de vigas curvas assumem grande importância na análise de arcos com duas articulações. Seja, por exemplo, uma viga curva de eixo parabólico (Figura 19.a), com seção de inércia variável segundo a expressão  $J = J_c / \cos \theta$ , e área variando segundo a expressão  $A = A_c / \cos \theta$ . A form.(6) pode ser usada para determinar o aumento do comprimento  $\Delta_{qL}$  da corda L devido a um carregamento uniformemente distribuído q.

A viga curva mostrada na Figura 19.a, devido ao carregamento q, está solicitado pelos esforços M, N e V. No entanto, pode-se considerar apenas a influência de M para o cálculo de  $\Delta_{qL}$ . O momento fletor em uma abscissa x é dado

$$\text{por } M = \frac{q \cdot (L^2 - 4 \cdot x^2)}{8}$$

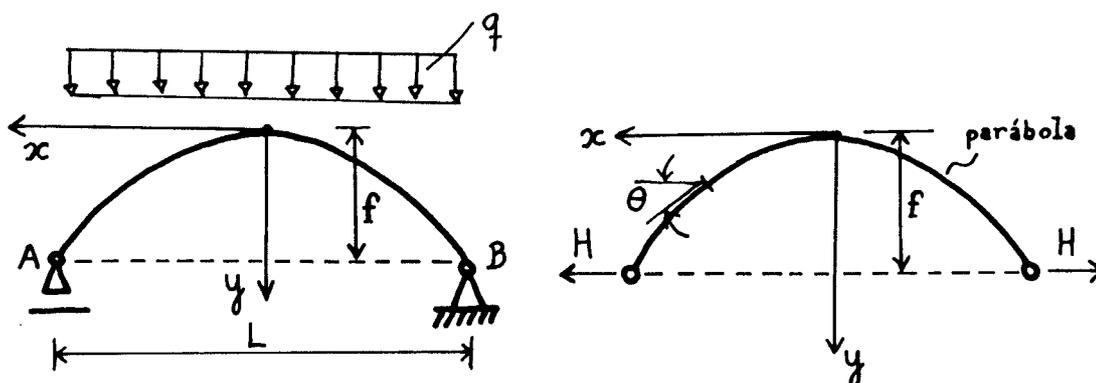


FIGURA 19. Exemplos de aplicação das form.(4),(5) e (6).

Tomando-se a form.(6), tem-se

$$\Delta(x_a - x_b) = \Delta_{qL} = 2 \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M \cdot (y_a - y_b) \cdot ds}{E \cdot J}$$

onde se desprezou a influência de N e V.

A equação da parábola referida aos eixos mostrados é  $y = 4 \cdot f \cdot x^2 / L^2$ , e daí o fator  $(y_a - y)$  é

$$(y_a - y) = \frac{f \cdot (L^2 - 4 \cdot x^2)}{L^2}$$

Substituindo os valores acima, chega-se à form.(7), fazendo-se  $ds = dx / \cos\theta$  e  $J = J_c / \cos\theta$ :

$$\Delta_{qL} = \frac{q \cdot L^3 \cdot f}{15 \cdot E \cdot J_c} \quad (7)$$

Considere-se agora a viga curva da Figura 19.b da qual se deseja saber o aumento do comprimento da corda,  $\Delta_{HL}$ , causado pelas forças autoequilibradas H. Os esforços devidos a H são

$$M = H.(y_a - y); \quad N = H.\cos\theta; \quad V = H.\sen\theta$$

Considerando-se que  $dy = dx \operatorname{tg}\theta$ , obtém-se com a form.(6):

$$\Delta_{HL} = \frac{2.H}{E.J_c} \int_0^{\frac{L}{2}} (y_a - y)^2 . dx + \frac{2.H}{E.A_c} \int_0^{\frac{L}{2}} \cos^2 \theta . dx + \frac{2.X.H}{G.A_c} \int_0^{\frac{L}{2}} \sen^2 \theta . dx$$

Desenvolvendo-se as integrais chega-se, de acordo com BELLUZZI (1970), à form.(8):

$$\Delta_{HL} = P.L.f^2 . \left( \frac{8}{15} + r^2 + \frac{10,7.r^2}{L^2} \right) / E.J_c \quad (8)$$

onde  $r^2 = J_c/A_c$  e  $X.E/G = 3$  (seção retangular). Os termos  $r^2/f^2$  e  $r^2/L^2$  são termos de correção devidos a N e V, respectivamente. A importância desses termos depende das características da seção e do eixo.

### 5.2.3. Arcos com duas articulações

#### 5.2.3.1. Carregamento externo

Em um arco com duas articulações submetido a forças verticais fixas quaisquer (Figura 20.a) as reações verticais  $R_a$  e  $R_b$  são as mesmas que se teria para uma viga biapoiada de vão L, e valem  $R_a = \Sigma P.b/L$  e  $R_b = \Sigma P.a/L$ . O empuxo H é estaticamente indeterminado e pode ser calculado através de uma equação de compatibilidade de deslocamentos.

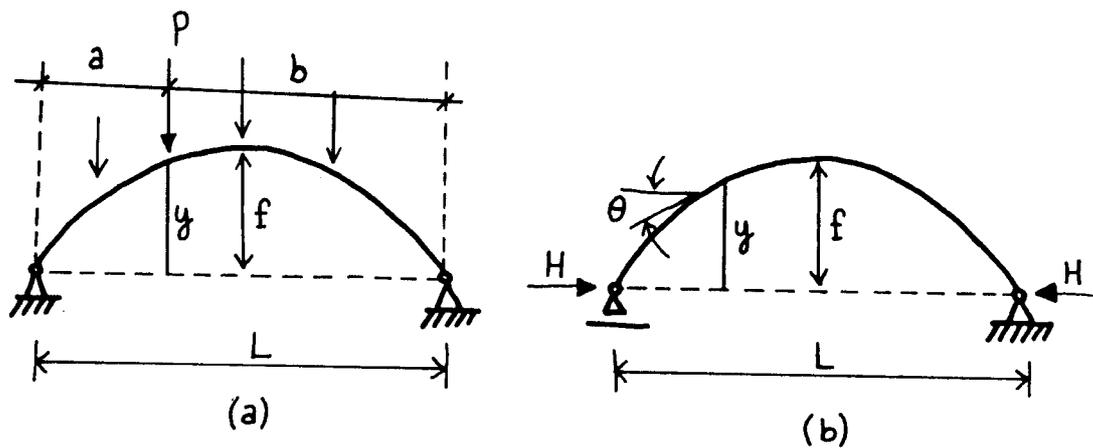


FIGURA 20. Definições para o arco com duas articulações.

No caso do arco de eixo parabólico submetido a uma força uniforme pode-se fazer uso das form.(7) e (8) desde que  $A = A_c / \cos\theta$  e  $J = J_c / \cos\theta$ . Tomando-se apenas os termos de  $M$  para cálculo dos deslocamentos, tem-se

$$\frac{8.H.L.f^2}{15.E.J_c} = \frac{q.L^3.f}{15.E.J_c}$$

o que resulta em

$$H = \frac{q.L^2}{8.F} = H_o \quad (9)$$

Levando-se em conta o esforço normal para o cálculo de  $\Delta_{HL}$ , o valor do empuxo passa a ser

$$H = \frac{H_o}{\left(1 + \frac{15.r^2}{8.f^2}\right)} \quad (10)$$

O valor dado pela form.(9) é uma boa aproximação para o valor de H. A form.(10) leva em conta também os esforços normais, sendo mais “exata”.

Uma expressão mais geral para o cálculo de H pode ser obtida a partir da equação de compatibilidade de deslocamentos, eq.(5), referida à Figura 20:

$$\delta_{10} + \delta_{11} H = 0 \quad (5)$$

onde  $\delta_{10}$  é o deslocamento horizontal de um dos apoios do arco, tornado móvel nesta direção, causado pelo carregamento externo, e  $\delta_{11}$  é o mesmo deslocamento causado agora por uma força  $H = 1$ , de acordo com a Figura 20.b. Os valores desses deslocamentos são dados por

$$\delta_{10} = \int \frac{M_1 \cdot M_0}{E \cdot J} \cdot ds + \int \frac{N_1 \cdot N_0}{E \cdot A} \cdot ds + \int \frac{X \cdot V_1 \cdot V_0}{G \cdot A} \cdot ds$$

$$\delta_{11} = \int \frac{M_1^2}{E \cdot J} \cdot ds + \int \frac{N_1^2}{E \cdot A} \cdot ds + \int X \cdot \frac{V_1^2}{G \cdot A} \cdot ds$$

Os esforços  $M_1$ ,  $N_1$  e  $V_1$  são obtidos com base na Figura 20.b, fazendo-se  $H = 1$ , e valem

$$M_1 = -1 \cdot y; \quad N_1 = -1 \cdot \cos\theta; \quad V_1 = -1 \cdot \text{sen}\theta$$

enquanto os esforços  $M_0$ ,  $N_0$  e  $V_0$  são obtidos, para o carregamento externo, no arco tornado isostático pela remoção do vínculo horizontal de um dos apoios. Assim a expressão do empuxo é dada pela form.(11):

$$H = \frac{\int \frac{M_0 \cdot y}{E \cdot J} \cdot ds + \int \frac{N_0 \cdot \cos\theta}{E \cdot A} \cdot ds + \int X \cdot \frac{V_0 \cdot \text{sen}\theta}{G \cdot A}}{\int \frac{y^2}{E \cdot J} \cdot ds + \int \frac{\cos^2\theta}{E \cdot A} \cdot ds + \int X \cdot \frac{\text{sen}^2\theta}{G \cdot A} \cdot ds} \quad (11)$$

Uma simplificação da form.(11) pode ser feita quando o eixo do arco está próximo da curva de pressões. Antes de fazê-la, visando simplificar os cálculos, denominam-se

$$M = M_0 + M_1 = M_0 - H.y$$

$$N = N_0 + N_1 = N_0 - H.\cos\theta$$

$$V = V_0 + V_1 = V_0 - H.\sen\theta$$

Com base nessas expressões a equação de compatibilidade pode ser escrita como

$$\int \frac{M.y}{E.J} .ds + \int \frac{N.\cos\theta}{E.A} .ds + \int X.\frac{V.\sen\theta}{G.A} .ds = 0$$

Se o eixo do arco está próximo da curva de pressões do carregamento atuante pode-se desprezar o terceiro termo da expressão acima e, além disso, adotar-se  $N = H/\cos\theta$ , o que é uma aproximação. Daí obtém-se

$$\int \frac{M.y}{E.J} .ds + \int \frac{N.\cos\theta}{E.A} .ds = 0$$

$$\int \frac{(M_0 - H.y)}{E.J} .ds - \int \frac{H}{E.A} .ds = 0$$

resultando em

$$H = \frac{\int \frac{M_0.y}{E.J} .ds}{\int \frac{y^2}{E.J} .ds + \int \frac{ds}{E.A}} \quad (12)$$

A form.(12) é exata se a curva de pressões coincidir com o eixo do arco. Segundo BELLUZZI (1970) a form.(12) pode ser usada mesmo quando a curva de pressões está bastante afastada do eixo do arco, sem perda significativa na exatidão dos resultados.

Resolvendo o problema do arco de eixo parabólico sob carregamento uniforme segundo seu vão, pode-se avaliar o resultado fornecido pela form.(12). Calculando-se primeiro o termo do numerador, tem-se

$$\int \frac{M_o \cdot y}{E \cdot J} \cdot ds = \frac{q \cdot L^3}{15 \cdot E \cdot J_c}$$

com  $J_c = J/\cos\theta$ .

Os termos do numerador valem

$$\int \frac{y^2}{E \cdot J} \cdot ds = \frac{8 \cdot f^2 \cdot L}{15 \cdot E \cdot J_c}$$

$$\int \frac{ds}{E \cdot A} = \frac{L}{E \cdot A_c}$$

com  $A_c = A/\cos\theta$ . Substituindo os valores acima na form.(12), chega-se ao mesmo resultado da form.(10):

$$H = \frac{H_o}{\left(1 + \frac{15 \cdot r^2}{8 \cdot f^2}\right)}$$

O mesmo problema encontra-se resolvido em BELLUZZI (1970) com uso da form.(11). O resultado é dado pela form.(13). As form.(10) e (13) aplicadas a uma seção retangular com distintos valores de  $f/L$  e  $h/f$  apresentam resultados com diferença da ordem de  $10^{-6}$ , portanto, insignificantes.

$$H = \frac{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{r^2}{f^2} \cdot (2 - 2 \cdot \frac{L}{4 \cdot f} \cdot \arctg(\frac{4 \cdot f}{L}))}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{r^2}{f^2} \cdot (3 - 2 \cdot \frac{L}{4 \cdot f} \cdot \arctg(\frac{4 \cdot f}{L}))} \cdot H_0 \quad (13)$$

### 5.2.3.2. Outras ações sobre o arco

Outras ações que devem ser consideradas no cálculo de arcos com duas articulações são a variação de temperatura e o deslocamento horizontal dos apoios. A form.(12) também se aplica nestes casos.

Sob uma variação uniforme de temperatura ( $\Delta t$ ) o comprimento de cada elemento  $ds$  varia de  $\Delta s = \alpha \cdot ds \cdot \Delta t$ , sem flexão, e sua projeção horizontal  $dx$  varia de  $\Delta dx = \alpha \cdot dx \cdot \Delta t$ . O comprimento da corda varia então de  $\Delta L = \Sigma \Delta dx$ . Como o encurtamento da corda provocado por uma força  $H$  é o produto de  $H$  pelo denominador da form.(12), obtém-se o valor de  $H_{\Delta t}$ , dado por

$$H_{\Delta t} = \frac{\int \alpha \cdot \Delta t \cdot dx}{\int \frac{y^2}{E \cdot J} \cdot ds + \int \frac{ds}{E \cdot A}} \quad (14)$$

Um movimento horizontal de um dos apoios faz variar em  $\Delta L$  o comprimento da corda do arco. A reação horizontal  $H_{\Delta L}$ , dirigida para fora se  $\Delta L$  é positivo é dada por

$$H_{\Delta L} = - \frac{\Delta L}{\int \frac{y^2}{E \cdot J} \cdot ds + \int \frac{ds}{E \cdot A}} \quad (15)$$

## 5.3. Análise de arcos pelo Método dos Elementos Finitos

A Figura 21 mostra um tipo de elemento curvo de arco, com um sistema de coordenadas locais  $s$  e  $z$ , respectivamente tangente e normal ao eixo do

elemento. A deformação tangencial ( $\epsilon_s$ ) em um ponto arbitrário da seção do elemento pode ser determinada com auxílio da Figura 21.b. Se o ponto está situado a uma distância  $z$  do eixo, tem-se

$$\epsilon_s = \frac{d(\delta_a - \delta_b)}{ds} + \frac{w}{R} = \frac{du}{ds} + \frac{w}{R} = z \cdot \left( \frac{du}{ds} \cdot \frac{1}{R} - \frac{d^2w}{ds^2} \right) \quad (6)$$

A eq.(6) pode ser escrita como  $\epsilon_s = \epsilon_m + z \cdot \kappa$ , sendo

$$\epsilon_m = \frac{du}{ds} + \frac{w}{R} \quad (7)$$

$$\kappa = \frac{du}{ds} \cdot \frac{1}{R} - \frac{d^2w}{ds^2} \quad (8)$$

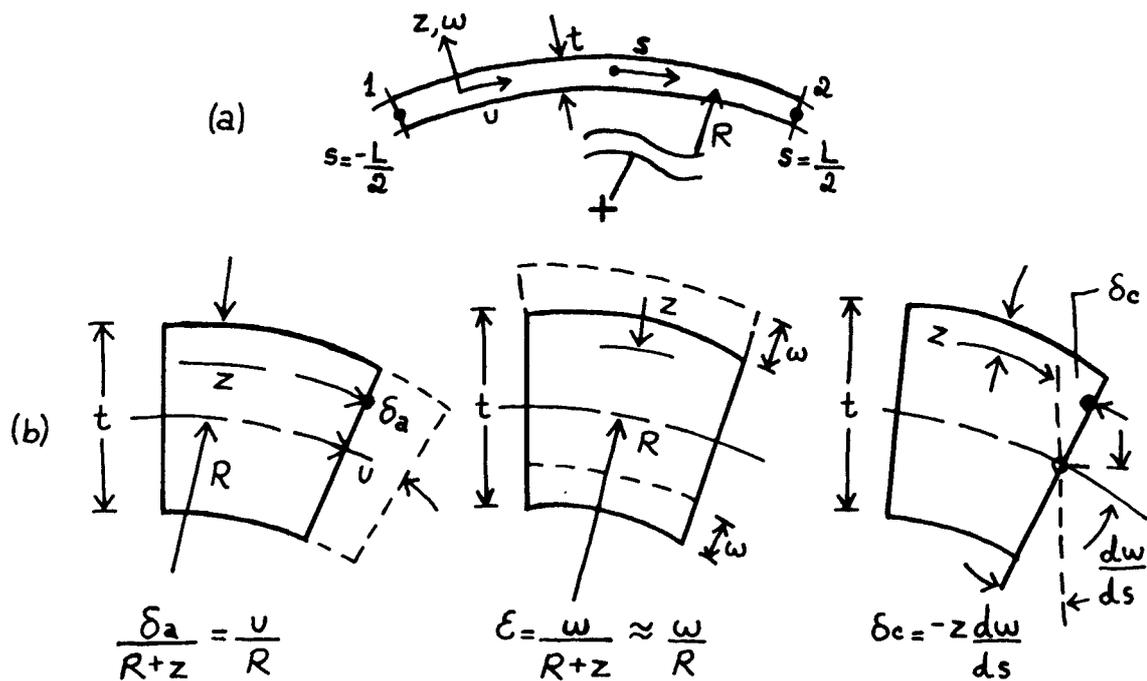


FIGURA 21. Elemento curvo de arco de comprimento  $L$  e raio de curvatura  $R$  (COOK, 1989).

A deformação  $\varepsilon_m$  está associada com as forças na direção  $s$ . O índice  $m$ , vem de *membrane* — membrana em inglês — constituindo portanto uma analogia entre o comportamento dos arcos e das cascas. A variação de curvatura  $\kappa$  está associada com os momentos fletores. A deformação por cisalhamento foi desprezada, o que é válido para arcos nos quais  $R \gg t$ .

A energia de deformação em um elemento de arco é portanto composta de uma contribuição de “membrana” ( $U_m$ ) e uma contribuição de flexão ( $U_b$ ). Para o elemento da Figura 21.a, tem-se:

$$U = U_m + U_b = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \frac{E \cdot A}{2} \cdot \varepsilon_m^2 \cdot ds + \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \frac{E \cdot J}{2} \cdot \kappa^2 \cdot ds$$

Mas, para a análise de arcos pelo MEF um elemento reto de pórtico com três graus de liberdade por nó, pode ser usado. As relações entre as deformações na seção e os deslocamentos do seu eixo geométrico são dadas pelas eq.(7) e (8) com  $R = \infty$ . Os comportamentos de “membrana” e flexão no elemento reto são independentes, ao contrário do que acontece em um elemento curvo. No entanto a sua formulação é mais simples.

A matriz de rigidez do elemento é formada por alguns termos nulos, resultado da independência entre os dois comportamentos. Como consequência a malha formada por elementos retos para modelar um arco não pode ser muito grosseira. De acordo com COOK (1987) em uma malha não muito refinada é conveniente adotar o comprimento dos arcos entre dois nós sucessivos como o comprimento do elemento – em vez da corda – visando obter melhores resultados. Outra recomendação do mesmo autor é relacionada aos carregamentos distribuídos sobre o arco, que devem ser modelados como forças nodais. Evita-se assim o aparecimento de falsos momentos fletores.

## 6. Cúpulas

### 6.1. Membranas curvas

Membranas são estruturas laminares muito delgadas, consideradas por isto desprovidas de rigidez à flexão e à torção. Nas membranas planas carregadas perpendicularmente a seu plano, o equilíbrio das forças exteriores só acontece mediante deformações, já que os esforços internos devem estar inclinados para equilibrar a pressão atuante (Figura 22).

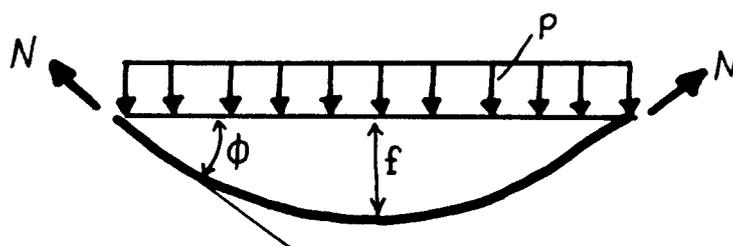


FIGURA 22. Membrana plana deformada sob ação de carregamento

Nas membranas curvas as deformações elásticas não tem muita influência sobre os esforços, a não ser que sejam muito grandes, e tais estruturas são consideradas inextensíveis. No entanto tal fato merece algumas considerações. Tendo em vista os objetivos deste trabalho, consideram-se apenas as membranas de revolução de dupla curvatura, com base em BELLUZZI (1970).

A Figura 23.a mostra uma superfície gerada pela rotação de uma curva plana em torno de um eixo, contido no plano da curva, constituindo a superfície média de uma membrana de revolução. Sobre ela atua um sistema de forças  $q$ , iguais em todos os meridianos mas podendo variar de um paralelo ao outro. Trata-se portanto de um sistema de forças com simetria em relação ao eixo de revolução da estrutura. As forças desse sistema podem ter componentes X e Z (Figura 23.b).

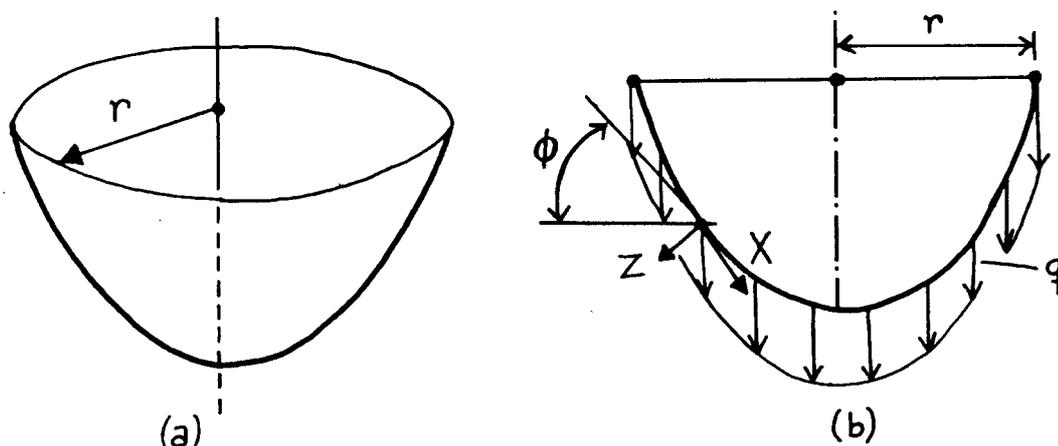


FIGURA 23. Definições para a membrana de revolução

Essa estrutura possui espessura  $t$  que pode ser muito pequena, quando a membrana é então flexível, ou ser tal que possa conferir à estrutura certa rigidez a flexão. Nesse último caso, sob ação das forças  $q$  surgem tensões nas seções da estrutura que podem ser quaisquer dentre as mostradas na Figura 24.

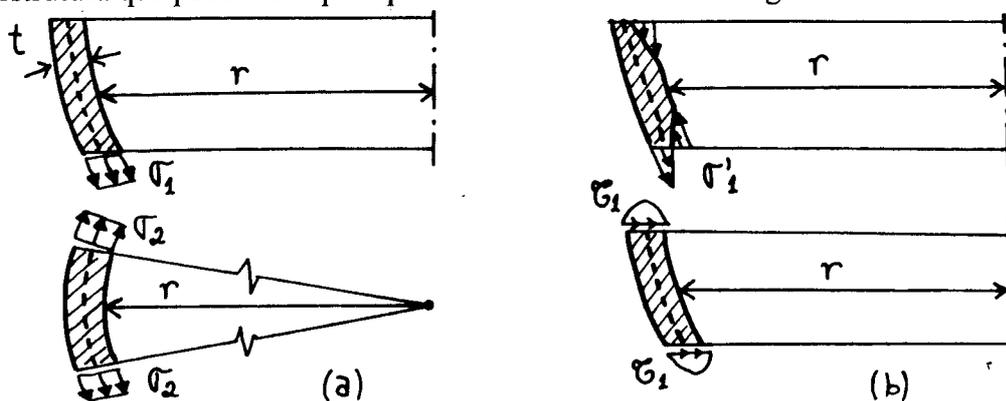


FIGURA 24. Tensões em uma estrutura de revolução carregada com simetria axial: (a) tensões de membrana e (b) tensões de flexão.

As tensões  $\sigma_1$  agem segundo as tangentes aos meridianos e são causadas pela resultante vertical das forças  $q$ . As tensões  $\sigma_2$  agem segundo as tangentes aos paralelos, e podem ser causadas pela componente  $Z$  das forças  $q$  e/ou pelo fato de as  $\sigma_1$ , variando de direção ao longo dos meridianos (pois este é curvo), não estão equilibradas entre si e provocam uma ação radial sobre os paralelos. Essas tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  são denominadas tensões de membrana.

As tensões  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_2$  são devidas a variações de curvatura dos meridianos e paralelos da estrutura, respectivamente. As tensões  $\sigma'_2$  podem ser supostas nulas, o que implica em existirem apenas as  $\sigma_2$  ao longo dos paralelos. Isso é aceitável devido ao fato da espessura  $t$  da estrutura ser bem menor que os raios  $r$  dos paralelos. As tensões  $\sigma_2$ , uniformemente distribuídas na espessura, causam variações  $\Delta r$  no comprimento dos raios dos paralelos e, conseqüentemente, variações na curvatura dos meridianos, originando tensões  $\sigma'_1$ . Mas, devido ao fato das variações  $\Delta r$  serem muito pequenas, visto que são causadas por tensões normais, e sobretudo devido ao fato da espessura  $t$  da membrana ser muito pequena, as tensões  $\sigma'_1$  também podem ser supostas nulas. Isso só não pode ser feito quando atuam forças ou momentos concentrados ao longo de um paralelo ou quando a curvatura do meridiano apresenta uma variação brusca. As tensões  $\tau_1$  e  $\tau_2$ , frente ao que foi comentado são também nulas. Essas tensões  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$ ,  $\tau_1$  e  $\tau_2$  são denominadas tensões de flexão.

A conclusão a que se chega é que em todos os pontos da estrutura existe um estado plano de tensões, cujo plano é tangente à superfície média no ponto considerado. Isso é consequência de não se ter considerado a influência das deformações da membrana sobre os esforços, isto é, de se ter considerado a membrana inextensível. Logo o cálculo das tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  é estaticamente determinado.

No caso das cúpulas, existem tensões de membrana e de flexão, e o problema passa a ser estaticamente indeterminado. No entanto, no estudo das cúpulas podem-se utilizar com boa aproximação os resultados válidos para as membranas, levando-se em conta separadamente as ações no contorno da estrutura, conforme será visto no item 6.2.

Uma característica importante no comportamento das membranas de revolução é que estas podem suportar ações de vários tipos sem esforços de flexão. É portanto um comportamento diferente daquele de um fio flexível.

As cúpulas, projetadas por analogia com as membranas de revolução, não necessitam ter uma forma especial para suportar uma determinada distribuição de forças sem esforços de flexão. Para vários tipos de carregamentos tem-se um estado plano de tensões na membrana, que levam a uma utilização eficiente dos materiais.

## 6.2. Análise de cúpulas

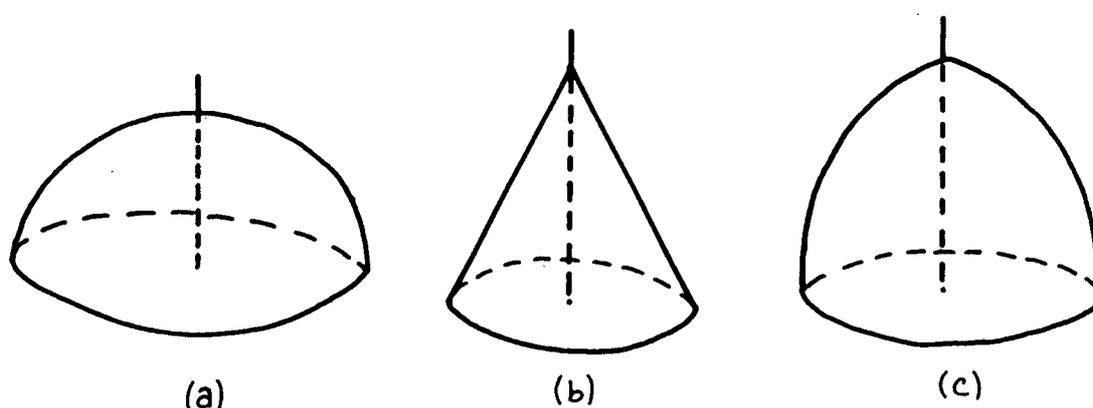
Em uma casca, geralmente agem tensões de membrana e de flexão. A análise de tais estruturas não pode ser feita apenas com as equações da estática. O problema é bastante complicado, tanto do ponto de vista matemático como do ponto de vista conceitual.

A solução de problemas de análise de cascas é geralmente encontrada utilizando-se a idéia do método das forças de análise, frequentemente usado para estruturas de barras, constituindo o que se chama de método geral de análise.

O método geral consiste em dividir o problema em quatro etapas distintas. Na primeira etapa considera-se o carregamento inteiramente resistido por esforços de membrana; obtém-se assim o denominado **sistema principal**, que corresponde a reduzir a teoria geral à teoria de membrana, e conseqüentemente reduzir o problema a um problema estaticamente determinado. Os deslocamentos e as forças calculadas com esta consideração em geral não serão compatíveis com as condições de contorno conhecidas. A segunda etapa consiste então em determinar os **erros** correspondentes aos efeitos de borda incompatíveis. Forças e deslocamentos devem ser aplicados aos contornos da casca, para remover essas incompatibilidades. Isso é feito na terceira etapa, fase de **correções**, que consiste em aplicar esforços unitários nas bordas da casca e calcular seus efeitos usando-se uma teoria de flexão.

Por fim na quarta etapa, a **compatibilidade** é obtida determinando-se o tamanho das correções necessárias para remover os erros da teoria de membrana (BILLINGTON, 1982).

Descreve-se a seguir a aplicação deste método a cúpulas esféricas. Cúpulas são estruturas com a forma de uma superfície de revolução, obtidas pela rotação de uma curva plana em torno de um eixo situado neste plano. A curva plana é denominada meridiano (Figura 25).



**FIGURA 25.** Tipos de cúpulas: (a) cúpula esférica; (b) cúpula cônica; (c) cúpula conoidal.

Neste trabalho estudam-se as cúpulas esféricas, que são geradas por um meridiano em forma de arco de círculo. Convém lembrar que a análise aqui descrita é válida apenas para cúpulas em casca esbelta. Segundo RAMASWAMI (1968), uma casca pode ser considerada esbelta se a relação entre a sua espessura ( $t$ ) e o raio de curvatura da sua superfície média, superfície situada na metade da sua espessura, não for superior a  $1/20$ .

#### **6.2.1. Esforços em cúpulas carregadas com simetria axial dados pela teoria de membrana**

A Figura 26 mostra os esforços de membrana em um elemento diferencial de uma superfície de revolução. Os esforços de membrana são obtidos

multiplicando-se as tensões de membrana pela espessura da cúpula, sendo portanto expressos em unidade de força por unidade de comprimento. Os esforços mostrados na Figura 26 são referidos a uma largura unitária.

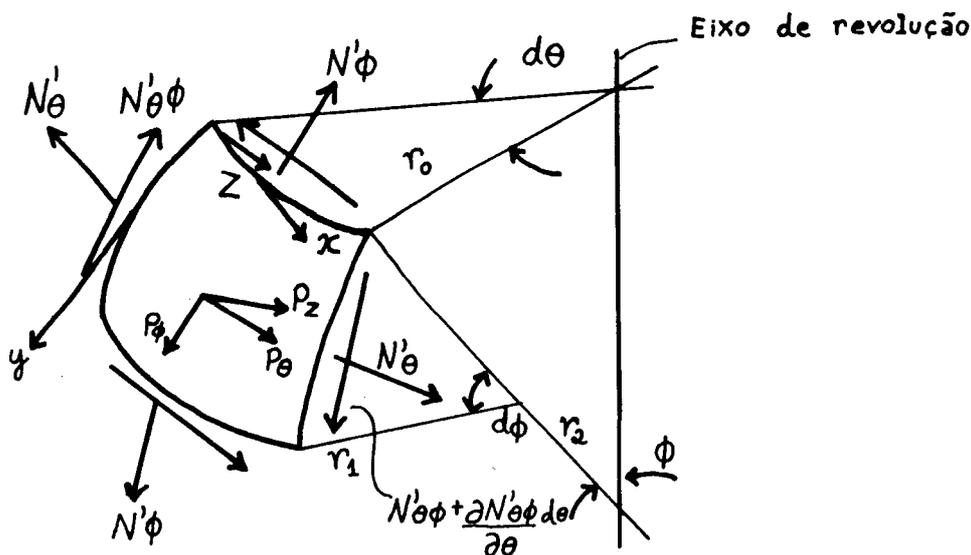


FIGURA 26. Definição de elemento diferencial de membrana de revolução em coordenadas polares.

As equações de equilíbrio para o elemento mostrado na Figura 26 são:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N'_{\theta}}{\partial \phi} \cdot r_1 + N'_{\theta\phi} \cdot \frac{\partial r_o}{\partial \phi} + \frac{\partial(N'_{\phi\theta} \cdot r_o)}{\partial \phi} + p_{\theta} \cdot r_o \cdot r_1 &= 0 \\ \frac{\partial(N'_{\phi} \cdot r_o)}{\partial \phi} - N'_{\theta} \cdot \frac{\partial r_o}{\partial \phi} + \frac{\partial N'_{\theta\phi}}{\partial \theta} \cdot r_1 + p_{\phi} \cdot r_o \cdot r_1 &= 0 \\ \frac{N'_{\theta}}{r_2} + \frac{N'_{\phi}}{r_1} + p_z &= 0 \end{aligned}$$

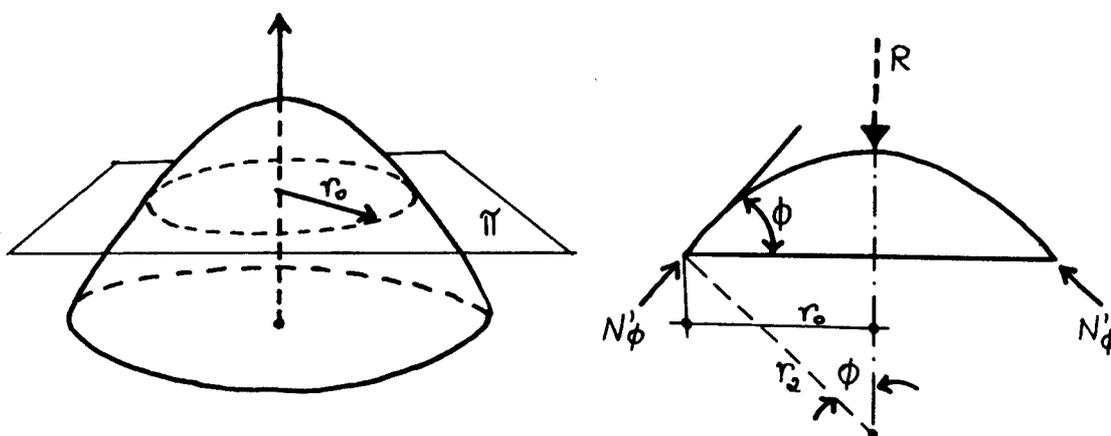
Para cúpulas carregadas com simetria axial todos os termos envolvendo  $\partial\theta$  desaparecem e os termos  $\partial\phi$  podem ser escritos como diferenciais totais  $d\phi$ . Além disso, devido à simetria os esforços  $N'_{\phi\theta}$ ,  $N'_{\theta\phi}$  e a componente  $p_{\theta}$  são

nulas. Fazendo-se o equilíbrio do elemento diferencial chega-se a um sistema formado pelas eq. (9) e (10), com duas incógnitas.

$$\frac{d(N'_\phi \cdot r_o)}{d\phi} - N'_\theta \cdot \frac{dr_o}{d\phi} + p_\phi \cdot r_o \cdot r_1 = 0 \quad (9)$$

$$\frac{N'_\theta}{r_2} + \frac{N'_\phi}{r_1} + p_z = 0 \quad (10)$$

Sua solução é mais simples fazendo-se o equilíbrio de uma parte da cúpula conforme mostra-se na Figura 27.



**FIGURA 27.** Esforços internos em uma cúpula

Pela simetria do carregamento, a resultante  $R$  de todas as forças atuantes na cúpula deve ser vertical. O raio  $r_o$  é o raio do paralelo correspondente à seção feita com o plano  $\pi$ . O equilíbrio na direção vertical permite que se determine  $N'_\phi$ , como se pode ver abaixo

$$N'_\phi \operatorname{sen} \phi \cdot 2\pi r_o = R$$

$$N'_\phi = R / (2\pi \cdot r_o \cdot \operatorname{sen} \phi)$$

ou, pela convenção da Figura 26

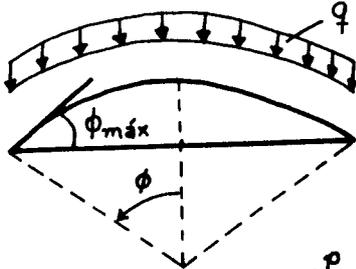
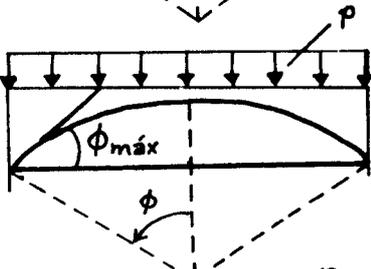
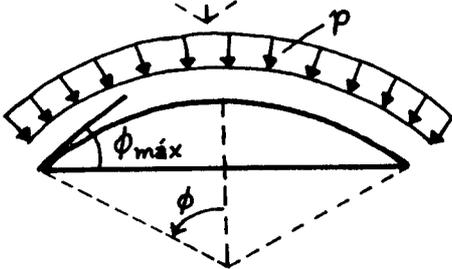
$$N'_\phi = -R / (2\pi \cdot r_0 \cdot \text{sen}\phi)$$

Determinado  $N'_\phi$  pode-se agora determinar  $N'_\theta$  através da eq.(10), chegando-se a

$$N'_\theta = \frac{R}{2 \cdot \pi \cdot r_1 \cdot \text{sen}(2 \cdot \phi)} - p_z \cdot \frac{r_0}{\text{sen}\phi}$$

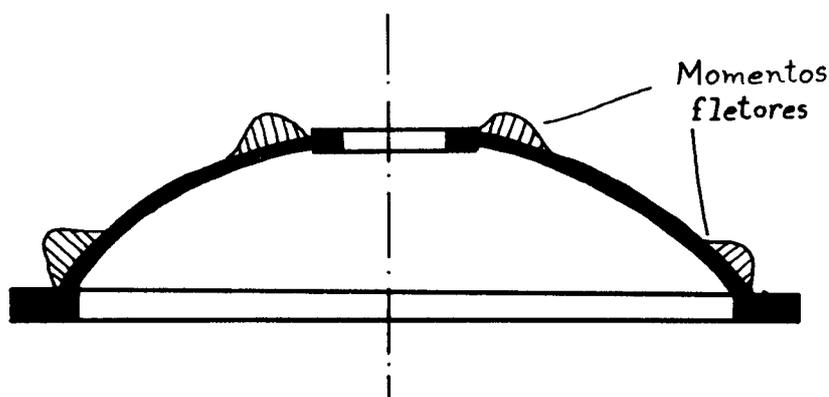
No caso de uma cúpula esférica  $r_1 = r_2 = a$ . De acordo com o carregamento atuante tem-se o valor de R. A Tabela 5 mostra os valores da resultante R para alguns tipos de carregamento em função do ângulo  $\phi$ .

TABELA 5. Resultante R para cálculo de esforços em membranas esféricas.

CARREGAMENTO	R
	$2 \cdot \pi \cdot a^2 \cdot q \cdot \int_0^{\phi_{\text{máx}}} \text{sen}\phi \cdot d\phi$
	$p \cdot a^2 \cdot \pi \cdot \text{sen}^2\phi$
	$2 \cdot \pi \cdot a^2 \cdot p \cdot \int_0^{\phi_{\text{máx}}} \text{sen}\phi \cdot \cos^2\phi \cdot d\phi$

### 6.2.2. Erros devidos às condições de borda

A teoria de membrana baseia-se na hipótese que a casca suporta as ações apenas por esforços de membrana, desprezando-se os esforços resultantes de tensões não-uniformes nas equações de equilíbrio. Daí decorre que as condições de contorno devem fornecer forças de borda calculadas pela teoria de membrana. As condições de contorno devem também permitir deslocamentos de borda calculados com as forças encontradas pela teoria de membrana. Caso contrário as bordas da casca irão introduzir descontinuidades na membrana. Essas descontinuidades induzem flexões que precisam ser avaliadas (Figura 28).



**FIGURA 28.** Momentos fletores induzidos em uma cúpula devido às descontinuidades da membrana.

#### 6.2.2.1. Descontinuidades na borda superior

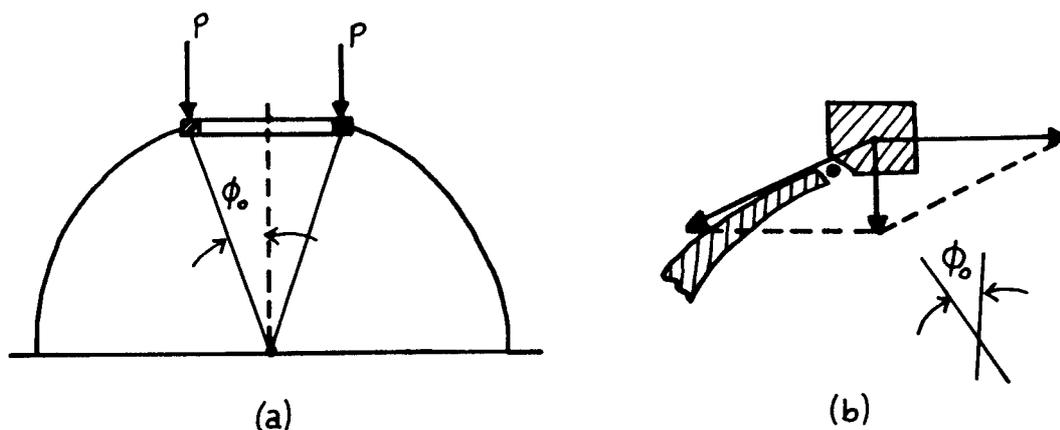
Eventualmente a cúpula é dotada de uma abertura central na coroa. A abertura é coberta por um lanternim que introduz uma carga  $P$  distribuída pelo comprimento da borda livre superior (Figura 29).

Usando as eq.(9) e (10) determina-se os esforços de membrana causados por P. A resultante R vale  $P.2\pi.a.\text{sen } \phi_0$ . Com esse valor encontra-se as form.(15) e (16).

$$N'_\phi = -\frac{P.\text{sen } \phi_0}{\text{sen}^2 \phi} \quad (15)$$

$$N'_\theta = \frac{P.\text{sen } \phi_0}{\text{sen}^2 \phi} \quad (16)$$

A eq.(15) mostra que o esforço  $N'_\phi$  para  $\phi = \phi_0$ , vale  $N'_\phi = -P/\text{sen}\phi_0$ , que corresponde a uma componente de P segundo a tangente ao meridiano na borda. O empuxo meridional  $N'_\phi$  consegue resistir apenas a essa parcela de P. A outra componente de P,  $H = P / \tan\phi_0$  (Figura 29.b), requer uma reação horizontal e introduz uma compressão na borda da casca de valor  $C = H.r$ , sendo r o raio do paralelo correspondente a  $\phi = \phi_0$ .



**FIGURA 29.** Decomposição das ações atuantes na borda superior.

Como a força H é grande, pois  $\phi_0$  é pequeno, a força de compressão C também será grande. Por isso a borda superior tem sua espessura aumentada formando o anel superior.

O esforço  $N'_\theta$  é de tração abaixo de  $\phi_0$ , o que provoca um aumento no raio  $r_0$ , de um valor  $\delta_{hc}$ . No entanto, o anel superior está comprimido e

sofre uma diminuição de seu raio, de um valor  $\delta_{ha}$ . Essa incompatibilidade de deslocamentos representa um erro no contorno da casca e irá provocar flexão (Figura 30).

Para carregamentos sobre a superfície da cúpula a flexão ocorre devido à diferença de rigidez entre os dois elementos, anel e casca.

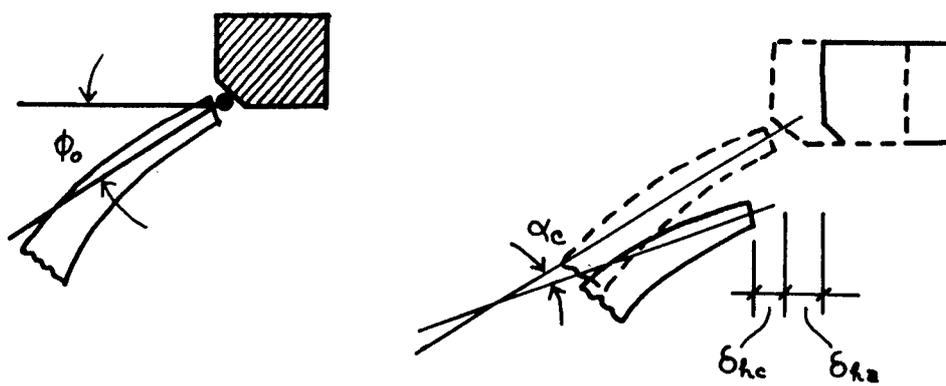


FIGURA 30. Erros na borda superior

#### 6.2.2.2. Descontinuidades na borda inferior

Geralmente os apoios da cúpula não são inclinados segundo as tangentes aos meridianos na borda. O caso mais geral é de apoios que fornecem apenas reação vertical para o empuxo meridional. Resta então a componente horizontal deste empuxo que precisa ser resistida. Normalmente a restrição lateral é imposta por meio de um anel de borda, uma parede cilíndrica ou uma combinação destes dois elementos estruturais. Considere-se o caso de restrição lateral com anel de borda.

A cúpula, sob ação de carregamento irá, pela teoria de membrana, desenvolver um empuxo que é igual à componente horizontal de  $N'_{\phi_{max}}$ , e uma reação vertical igual à componente vertical deste mesmo esforço. Se o apoio só desenvolve reação vertical (Figura 31) apenas o anel inferior resiste ao empuxo.

Por motivos construtivos é desejável que a superfície da cúpula não apresente inclinação superior a  $45^\circ$ . O esforço  $N'_\theta$ , para  $\phi < 45^\circ$ , é de compressão para os carregamentos mostrados na Tabela 5, que são os mais frequentes. Isso provoca um encurtamento em seu raio, de um valor  $\delta_{hc}$ . Por outro lado, o empuxo irá provocar tração no anel (Figura 31.b) o que aumentará seu raio de um valor  $\delta_{ha}$ . Essa incompatibilidade de deslocamentos dados pela teoria de membrana representa um erro na borda inferior da casca, provocando assim flexão (Figura 32).

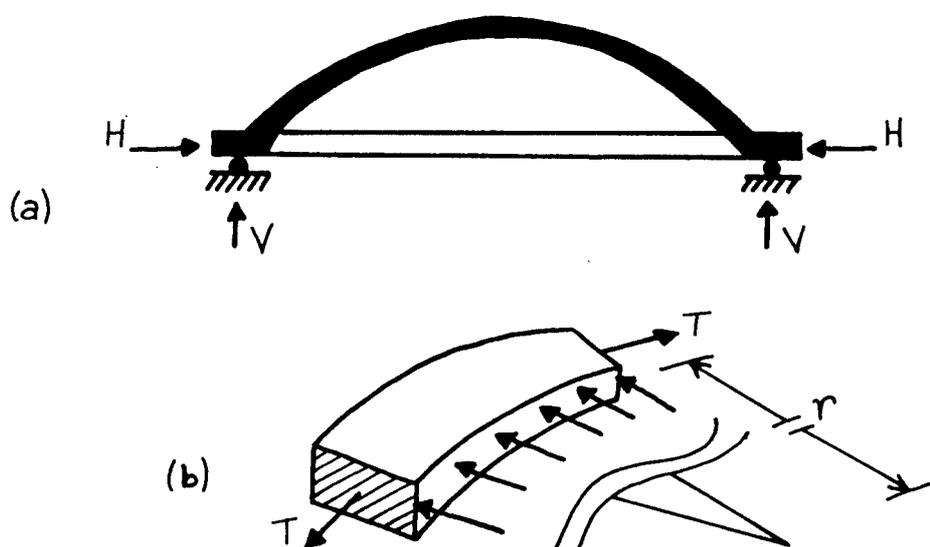


FIGURA 31. Decomposição dos esforços na borda inferior.

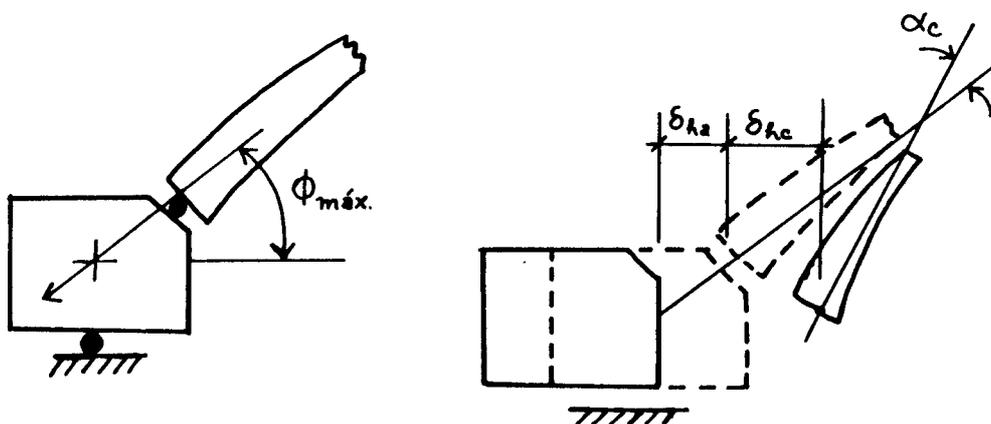


FIGURA 32. Erros na borda inferior

Nas duas bordas deve-se considerar que existem erros devidos à rotação  $\alpha_c$ , da tangente ao meridiano da cúpula. Em alguns casos pode haver

também uma rotação do anel por torção,  $\alpha_a$ , e um deslocamento  $\delta_{Ma}$ , no mesmo elemento, quando a força  $H$  é aplicada a uma distância  $y_o$  do seu centro de gravidade.

Para avaliar a flexão induzida por estas descontinuidades deve-se calcular os deslocamentos acima citados, todos dados pela teoria de membrana.

Fórmulas para cálculo desses deslocamentos podem ser encontradas em BILLINGTON (1982) e RAMASWAMY (1968) entre outros.

### 6.2.3. Correções e compatibilidade

Forças de borda  $H = 1$  e  $M_\alpha = 1$  são aplicadas de acordo com a Figura 33. Os efeitos dessas forças na casca devem ser determinados com uma teoria de flexão. Está além dos objetivos deste trabalho descrever uma teoria de flexão para cascas. A título de informação, expressões para cálculo dos efeitos de borda em cúpulas esféricas, obtidas pela solução de Geckeler, podem ser encontradas por exemplo em BILLINGTON (1982).

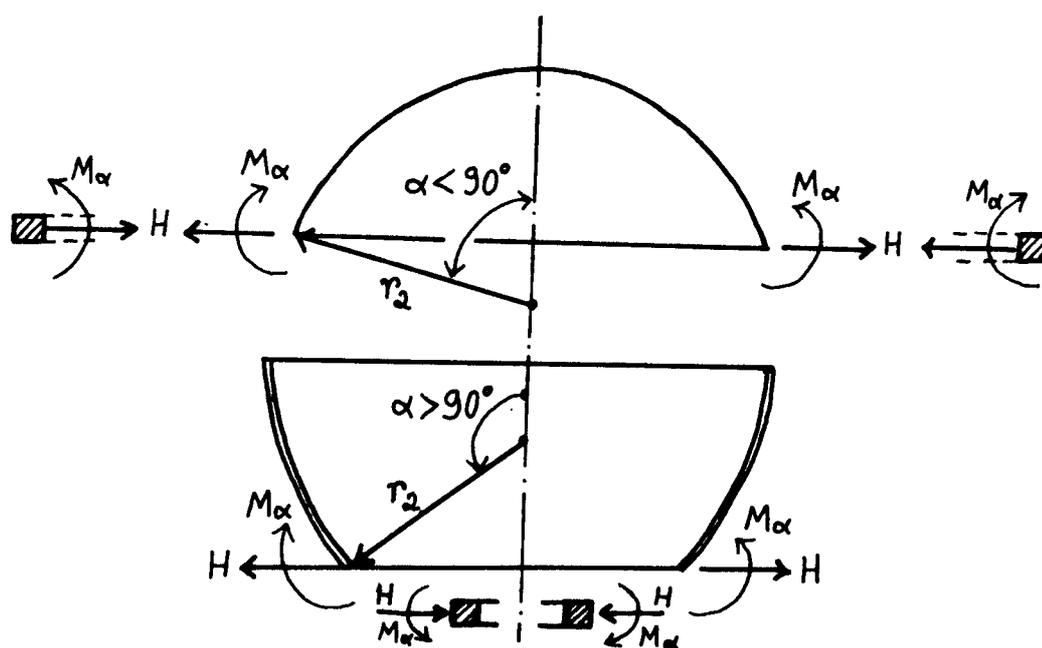


FIGURA 33. Forças unitárias aplicadas nas bordas da cúpula

Uma vez aplicadas as ações unitárias  $H$  e  $M_\alpha$  resta determinar os valores das forças de correção  $X_1$  e  $X_2$  necessárias para remover os erros da teoria de membrana. Isso é feito a partir de equações de compatibilidade de deslocamentos das bordas da cúpula.

$$\delta_{10} = \delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2$$

$$\delta_{20} = \delta_{21} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2$$

onde os valores  $\delta_{i0}$  são obtidos com o carregamento externo atuante sobre a cúpula vinculada como uma membrana ao anel (sistema principal), sendo a soma dos deslocamentos da cúpula tratada como membrana com os deslocamentos do anel de borda. Os valores de  $\delta_{i1}$  são obtidos com os carregamentos mostrados na Figura 33.

Os esforços finais ( $S$ ) são determinados por superposição fazendo-se  $S = S_0 + \sum S_i \cdot X_i$ , o que é usual em problemas resolvidos pelo método das forças.

Neste trabalho utiliza-se um programa baseado no Método dos Elementos Finitos, SAP 90, que dispõe dos elementos descritos a seguir. Nesse caso os resultados obtidos já são os efeitos finais não sendo necessário fazer a superposição mencionada.

### 6.3. Análise de cascas pelo Método dos Elementos Finitos

Em se tratando da análise de cascas pelo MEF, BILLINGTON (1982) afirma que os pontos principais a serem observados são: (a) a forma do elemento; (b) o número de graus de liberdade de seus nós; e (c) a ligação entre elementos de casca e de viga.

Três tipos de elementos são usados para a análise de cascas pelo MEF: (1) elementos planos, obtidos combinando-se um elemento plano de membrana com um elemento de placa; (2) elementos curvos, formulados com base em

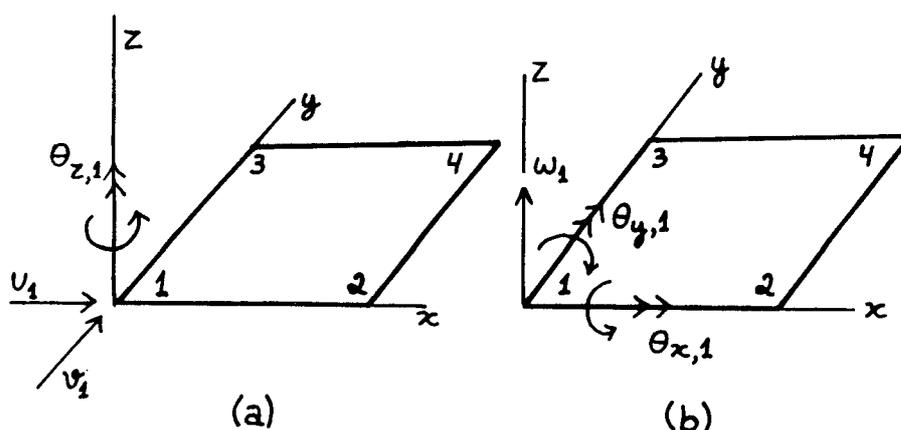
alguma teoria de cascas; (3) elementos tipo Mindlin, similares aos elementos de placa Mindlin, que são elementos sólidos tornados esbeltos em uma direção.

O programa que aqui usamos dispõe de elementos planos, que modelam a superfície da casca como uma superfície facetada. Um elemento curvo seria mais preciso para definir a geometria da casca mas isso não implicaria em melhores resultados. Como são baseados em alguma teoria de cascas, as simplificações e, em alguns casos, as restrições dessa teoria o acompanham. Além disso, os elementos curvos apresentam alguns problemas como deformações em movimento de corpo rígido (COOK, 1989). Os elementos planos apresentam a vantagem de serem formulados de maneira relativamente fácil, simplificando o trabalho do analista. O trabalho do usuário também é simplificado ao se utilizar de elementos planos, pois estes necessitam apenas das coordenadas dos nós para serem definidos. Por outro lado, a desvantagem de elementos planos é que em sua formulação as rigidezes de membrana e de flexão são tornadas independentes. A ligação entre essas rigidezes, que é uma característica do comportamento das cascas, apenas é conseguida quando os elementos são reunidos de maneira a aproximar a curvatura da superfície (CLOUGH & JOHNSON, 1971).

Os elementos usados neste trabalho são quadriláteros com seis graus de liberdade por nó. Três destes são associados ao comportamento de membrana, sendo duas translações em seu plano e uma rotação em torno de um eixo perpendicular ao mesmo. Os demais são associados ao comportamento de flexão, sendo duas rotações em torno de dois eixos, perpendiculares entre si, situados no plano do elemento e uma translação perpendicular a esse plano (Figura 34). Todos esses graus de liberdade são relativos aos eixos locais dos elementos.

A presença de vigas nos sistemas estruturais em casca é uma constante, aparecendo às vezes distribuídos por sua superfície, como nas cascas nervuradas, e às vezes concentrados em suas bordas, caso mais comum. Estruturas em casca sem vigas de borda também existem, embora sejam mais raras. A incorporação de elementos de barra em uma modelagem deve ser feita de maneira a satisfazer os requisitos de compatibilidade do sistema, o que em alguns casos pode ser

ser conseguido impondo-se coações em alguns graus de liberdade de elementos adjacentes.



**FIGURA 34.** Quadriláteros planos com seus graus de liberdade associados ao comportamento de membrana (a) e ao comportamento de flexão (b).

O caráter geral do Método dos Elementos Finitos, possibilitando o tratamento de carregamentos e condições de contorno quaisquer, o seu bom desempenho em problemas não homogêneos — possibilitando a consideração de variação de propriedades geométricas, como a espessura, ao longo da superfície da casca — e por fim a possibilidade de inclusão de elementos de viga como parte integrante do sistema estrutural, são algumas de suas vantagens frente ao método clássico. Por outro lado, o grande tempo gasto no trabalho de geração de dados para certas estruturas pode ser citado como uma desvantagem do método.

BILLINGTON (1982), afirma que o uso de programas de computador, não apenas aqueles baseados no MEF, é em alguns casos mais do que uma simples conveniência, tendo possibilitado a solução de problemas nunca antes resolvidos com os métodos clássicos. No entanto, continuando seu raciocínio, o citado autor diz que os métodos clássicos são ainda bastante práticos para o entendimento do comportamento de vários sistemas estruturais em casca, sendo portanto ferramentas úteis para o projetista.

## **7. Estudos de caso**

### **7.1. Projeto I**

O Pavilhão de Exposições de Turim foi construído entre 1947 e 1949, na Itália do pós-guerra. Descrições completas da obra podem ser encontradas em NERVI (1956) e DESIDERI et al. (1982). Neste trabalho é analisada apenas a cobertura do salão B desta obra.

#### **7.1.1. Descrição da estrutura**

Trata-se de uma cobertura cilíndrica ondulada feita de elementos pré-moldados de “ferro-cimento” formando assim uma série de arcos paralelos (Figura 35). A estrutura apoia-se em pilares, moldados no local, por meio de elementos de ligação em forma de leque que reagrupam sobre o vértice destes pilares, três ondas sucessivas da abóbada (Figura 36).

Os arcos possuem inércia variável, aumentando dos apoios para o centro. Segundo OSHIMA (1983), Nervi optou por essa variação de seção para obter uma estrutura com comportamento estático bem próximo ao de um arco com duas articulações, devido à impossibilidade de conseguir um engastamento sobre os pilares.

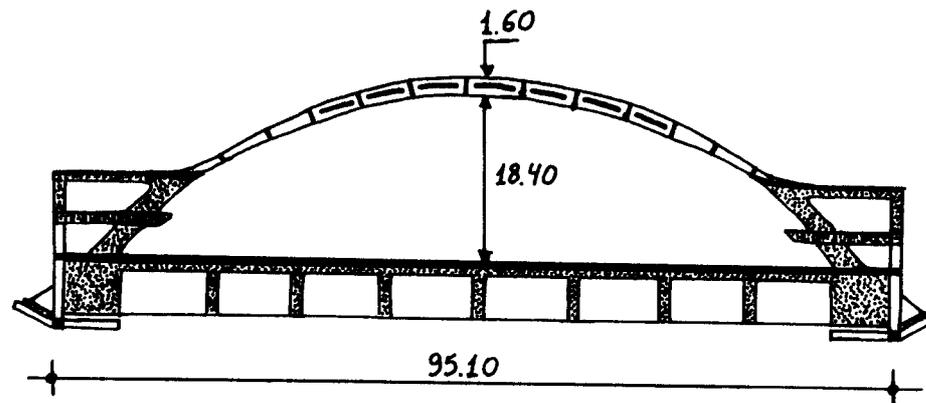


FIGURA 35. Corte mostrando um arco formado pela cobertura

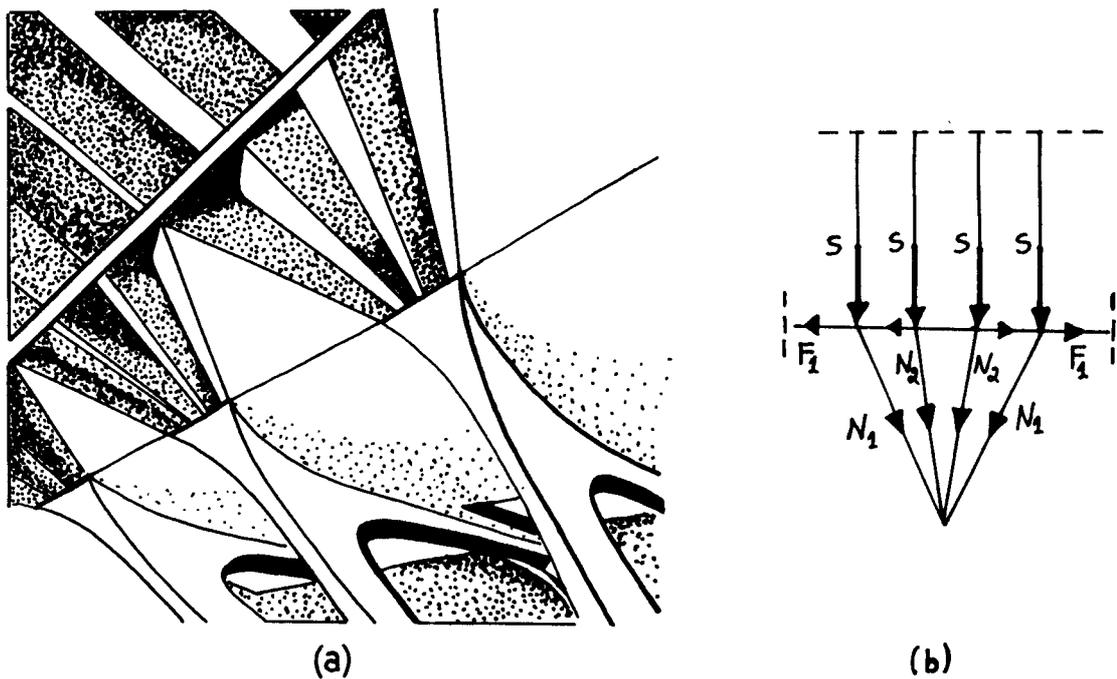


FIGURA 36. (a) Vista da união entre a cobertura e os pilares de apoio; (b) Esquema de repartição das forças dos arcos sobre os elementos do 'leque', extraído de DESIDERI et al. (1982)

A seção transversal de um desses arcos é mostrada na Figura 37.

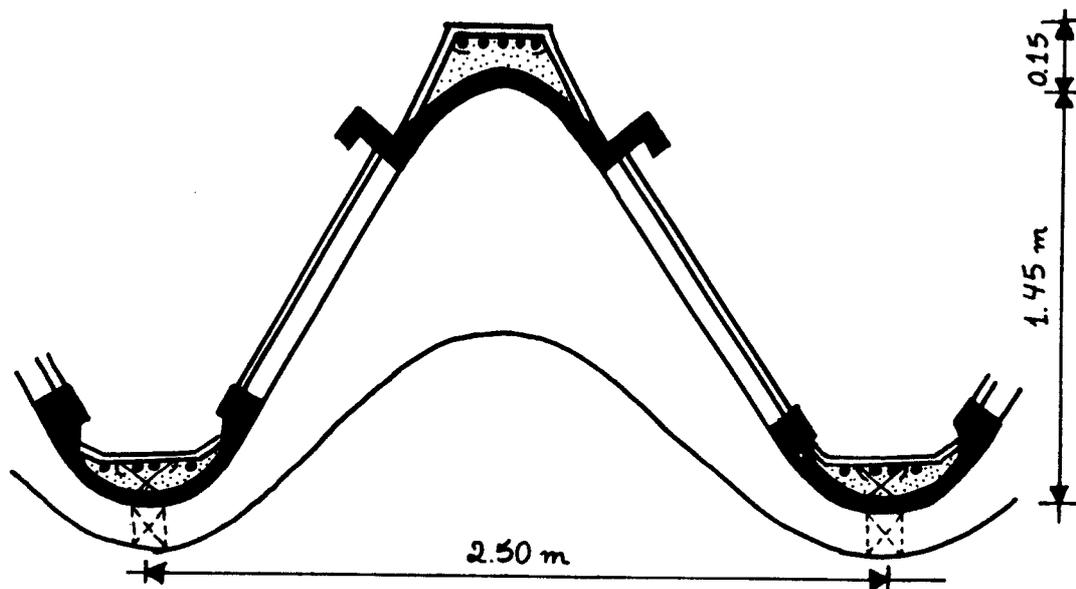


FIGURA 37. Seção no meio do vão de um dos arcos paralelos.

No cálculo de esforços, segundo OSHIMA (1983), levou-se em consideração uma sobrecarga uniformemente distribuída de  $150 \text{ kgf/m}^2$ , bem como a hipótese limite dessa sobrecarga atuando apenas em metade do vão. Além disso considerou-se uma variação de temperatura de  $20^\circ \text{ C}$ .

Os elementos pré-moldados, feitos em ‘ferro-cimento’, foram colocados sobre um andaime metálico e unidos através da concretagem de arcos de concreto armado moldados ao longo do vértice e da concavidade das ondulações.

Estes elementos foram produzidos em série sobre fôrmas desmontáveis. Sua armação consistia de várias camadas de telas e barras de aço. As barras tinham suas extremidades salientes nas zonas superior e inferior dos elementos para assegurar a ligação entre estes e os arcos concretados no local.

Como se pode ver na Figura 37, os elementos apresentam suas faces laterais com inclinação bastante acentuada. O uso do ‘ferro-cimento’ viabilizou a execução dessas peças. Caso fosse usado concreto armado comum, provavelmente seria necessário adotar-se fôrmas duplas, o que poderia aumentar o custo da execução dos elementos. Além disso elementos em concreto armado seriam necessariamente

mais pesados, pois não seria possível fazê-los com essa pequena espessura (3,8cm). Cada elemento pesava em média 1500 kgf.

A montagem da estrutura se deu com o uso de andaime metálico tubular, móvel, dividido em duas partes, cada uma correspondendo a um quarto do comprimento da cobertura. Os elementos começaram a ser posicionados a partir do centro dos arcos. As operações de içamento e posicionamento dos elementos foram feitas num ritmo de aproximadamente 30 elementos por dia, correspondendo a 300m<sup>2</sup> de área coberta. Cada quarto da cobertura pôde ser montado, concretado e ter o andaime desmontado em cerca de 20 dias. Esse desmonte foi feito retirando-se cunhas de madeira dura sobre as quais foram posicionadas as bases do andaime ( OSHIMA, 1983).

### 7.1.2. Análise da cobertura cilíndrica ondulada

A estrutura é composta por uma série de elementos retos dispostos de maneira a aproximar a curvatura do arco. Para o cálculo dos esforços modelou-se a estrutura com elementos finitos retos cujos nós foram feitos coincidir com os nós dos elementos pré-moldados da estrutura original. Fez-se também um cálculo aproximado com as fórmulas do método clássico tomando-se a estrutura como um arco de eixo parabólico e desprezando-se a variação da seção. A geometria do modelo é mostrada na Figura 38.

Os arquivos com dados fornecidos ao programa, denominados ARCO1 e ARCO2, encontram-se no Anexo. A estrutura foi dividida em 14 elementos formando uma malha bastante refinada. O seu eixo segue uma parábola cuja equação, referida aos eixos x e y mostrados na Figura 38, é

$$y = \frac{4.f}{L^2} \cdot (x.L - x^2).$$

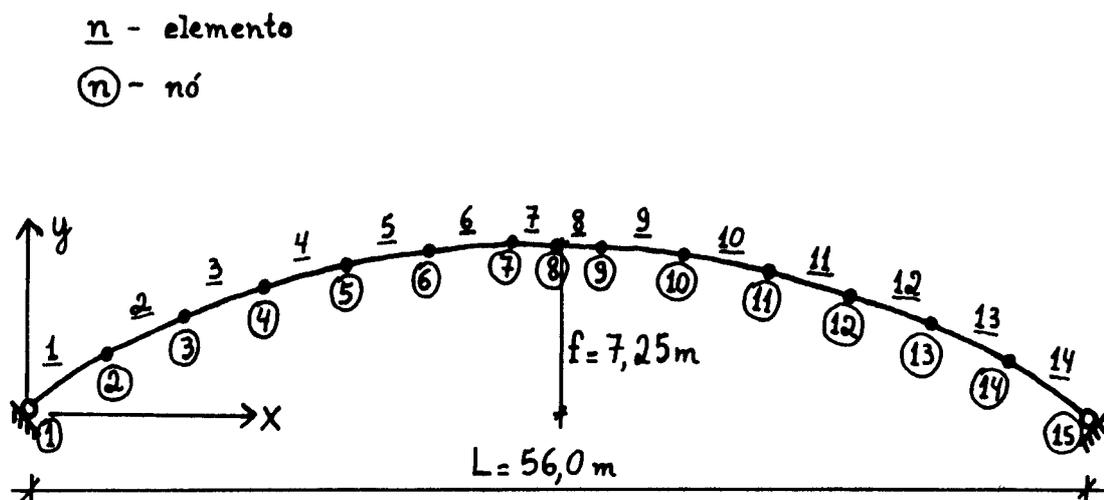


FIGURA 38. Malha formada com elementos retos.

As características geométricas da seção foram calculadas com base na Figura 38, e são mostradas na Tabela 6. O módulo de deformação longitudinal (E) usado foi  $2,8 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>. Não se considerou as deformações por esforço cortante.

As ações para cálculo são: (1) sobrecarga uniformemente distribuída ao longo da projeção horizontal do arco, de valor  $q = 1,50$  kN/m<sup>2</sup>; (2) variação uniforme de temperatura de  $\pm 20^\circ$  C; (3) sobrecarga uniformemente distribuída ao longo de metade da projeção horizontal do arco; (4) peso próprio; (5) deslocamento horizontal de um dos apoios de 1 cm.

TABELA 6. Características geométricas das seções dos elementos

ELEMENTO	A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	W (cm <sup>3</sup> )
1 = 14	2600	$6,5 \cdot 10^6$	92900
2 = 13	2600	$6,8 \cdot 10^6$	94900
3 = 12	1800	$7,0 \cdot 10^6$	95400
4 = 11	1800	$7,3 \cdot 10^6$	97300
5 = 10	1800	$7,6 \cdot 10^6$	99200
6 = 9	1800	$7,9 \cdot 10^6$	100800
7 = 8	1800	$8,2 \cdot 10^6$	102500

A Tabela 7 mostra os valores máximos do momento fletor para cada ação considerada acompanhados do número do elemento em que estes esforços ocorrem bem como dos demais esforços no mesmo elemento.

No Anexo apresentam-se os diagramas de esforços no arco para as ações mencionadas.

**TABELA 7. Elementos mais solicitados por flexão**

AÇÃO	$M_{\text{máx}}$ (kN.m)	$N_{\text{corr.}}$ (kN)	$V_{\text{corr.}}$ (kN)	Número do elemento
1	22,4	-201,1	8,4	7
2	-106,9	-14,8	0	7
3	192,7	-103,3	-9,0	4
4	25,7	-260,2	-10,1	7
5	95,4	13,2	0	7

### 7.1.3. Comentários

A form.(12) pode ser usada para avaliar os resultados obtidos. Tomando-se por exemplo o carregamento 4 (peso próprio) o valor do empuxo H pode ser calculado de maneira simples com as seguintes hipóteses: (a) tratar o peso próprio como uma carga uniforme segundo a projeção horizontal do arco e (b) fazer  $ds = dx$  na form.(12). Isso não implica em grandes erros pois o arco é abatido ( $f/L \cong 1/8$ ). Se além disso despreza-se a variação da inércia fazendo-se  $J = J_c = \text{cte.}$ , o valor de H é dado pela form.(10) como pode-se verificar facilmente desenvolvendo a form.(12) com essas hipóteses.

O peso próprio da estrutura por unidade de comprimento vale 4,50 kN/m, obtido multiplicando-se a área da seção de um elemento ( $A = 1800 \text{ cm}^2$ ) pelo peso específico do concreto armado ( $W = 25 \text{ kN/m}^3$ ). Esse valor transformado para uma carga distribuída segundo a projeção horizontal do arco vale

$$q = 4,50 \cdot \frac{58,5}{56} = 4,7 \text{ kN/m}$$

Substituindo-se esse valor e os valores de J e A na form.(10)

fica-se com

$$H = \frac{4,7 \cdot 56^2}{8 \cdot 7,25} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{8,2 \cdot 10^{-2}}{0,18 \cdot 7,25^2}\right)} = 250,06 \text{ kN}$$

O valor encontrado difere pouco do valor fornecido pelo cálculo utilizando-se um modelo de elementos retos, como se vê na Tabela 8. Os valores de H encontrados para os outros carregamentos também se encontram na Tabela 8, juntamente com os valores fornecidos pelo programa.

**TABELA 8.** Valores do empuxo H (kN)

CARREGAMENTO	form.(10)	SAP90
1	199,5	201,0
2	16,1	14,8
3	99,7	100,5
4	250	247,4
5	-14,4	-13,2

Na Tabela 9 apresentam-se os valores das tensões normais nos elementos para carregamentos simétricos. O valor superior corresponde à tensão normal devida ao esforço normal, enquanto o valor inferior corresponde às tensões normais nas bordas das seções devidas ao momento fletor. As tensões de compressão têm valor negativo, de acordo com a convenção tradicional. Esses valores foram calculados considerando-se a seção não fissurada e desprezando a presença da armadura. São valores apenas convencionais mas que de certo modo fornecem uma boa idéia do nível de sollicitação nas seções.

**TABELA 9.** Tensões normais máximas para carregamentos simétricos (MPa)

CARR.	EL. 1	EL. 2	EL. 3	EL. 4	EL. 5	EL. 6	EL. 7
1	-0,86	-0,8	-1,18	-1,15	-1,13	-1,12	-1,12
	±0,10	±0,14	±0,17	±0,19	±0,21	±0,22	±0,22
2	±0,05	±0,05	±0,08	±0,08	±0,08	±0,08	±0,08
	±0,31	±0,57	±0,78	±0,93	±1,02	±1,06	±1,04
4	-1,06	-1,03	-1,44	-1,41	-1,39	-1,38	-1,37
	±0,16	±0,24	±0,27	±0,26	±0,24	±0,22	±0,21
5	0,05	0,05	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
	±0,28	±0,51	±0,70	±0,83	±0,91	±0,95	±0,93

O carregamento 3, assimétrico, provoca tensão normal máxima devida ao esforço normal no elemento 1, de valor -0,47 MPa, com a tensão de flexão alcançando  $\pm 0,99$  MPa no mesmo elemento. A tensão normal de flexão, para o carregamento 3, atinge seu valor máximo ( $\pm 1,98$  MPa) no elemento 4, acompanhada por tensão devida ao esforço normal de -0,57 MPa.

De acordo com os valores da Tabela 9, as seções encontram-se solicitadas por baixos valores de tensões. Um caso desfavorável (tensão máxima de tração) ocorre no elemento 4, combinando-se os carregamentos 2 a 5. O valor da tensão na borda inferior do elemento devido a esses carregamentos é  $0,08 + 0,93 + 1,98 + 0,26 + 0,07 + 0,83 - (0,57 + 1,41) = 2,43$  MPa.

Os esforços cortantes apresentam valores baixos conforme pode-se verificar nos gráficos apresentados no Anexo.

De acordo com a análise, o arco formado por elementos retos que aproximam sua curvatura, desde que formado por um número grande de elementos, apresenta um comportamento semelhante ao arco formado por elementos curvos. Conforme comentamos no Capítulo 5 essa semelhança é utilizada na análise de estruturas de eixo curvo com elementos finitos retos que permitem formulação mais simples que os elementos curvos. No tipo de estrutura aqui analisada esta semelhança foi usada com fins de simplificar a execução dos elementos pré-moldados.

No caso limite de um número infinito de elementos o comportamento da estrutura assim formada seria idêntico ao de uma estrutura curva. Para a estrutura apresentada um número de 13 elementos, cada qual com cerca de 4,50m, foi suficiente. Um fator que pode ser usado como critério para obter o comportamento de estrutura curva com elementos retos é a diferença de inclinação entre elementos consecutivos. Na estrutura em questão o valor máximo dessa diferença é de cerca de 4° entre os elementos 1 e 2.

Uma observação deve ser feita com relação ao desenvolvimento dos esforços internos ao longo do eixo da estrutura. As forças distribuídas no comprimento das peças causam esforços secundários – que podem ser chamados de esforços isostáticos – que não existiriam com mesma intensidade no caso do eixo da estrutura ser realmente curvo.

Os momentos fletores e os esforços cortantes nos nós da estrutura formada por trechos retos aproximando uma curva, podem ser chamados de esforços hiperestáticos. Quando o carregamento atuante é tal que o eixo do arco é sua curva funicular, ou uma curva próxima da funicular, esses esforços são bastante pequenos. Os esforços isostáticos, nestes casos, alcançam valores da mesma ordem de grandeza dos esforços hiperestáticos.

Quando a curva aproximada do eixo não é a funicular do carregamento os esforços hiperestáticos apresentam valores bem maiores que os dos isostáticos. Isso pode ser observado comparando-se os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes de carregamentos que tenham como funicular uma curva próxima àquela do eixo do arco aqui apresentado com os mesmos esforços causados por outros carregamentos.

Outra observação é relacionada à rigidez da estrutura assim formada que é menor que a rigidez de uma estrutura realmente curva.

## **7.2. Projeto II**

Apresenta-se a seguir a cobertura de um ginásio de esportes – o Palacete de Esportes – construído em Roma, por Nervi, entre 1956-1957.

### 7.2.1. Descrição da estrutura.

O edifício tem planta circular e é constituído por uma cúpula em calota esférica sustentada por uma coroa perimetral de 36 pilares inclinados, em forma de Y, colocados radialmente (Figura 39).

O conjunto estrutural descarrega no solo por meio de um anel circular de fundação de 81,5m de diâmetro, feito em concreto protendido com espessura de 2,5m.

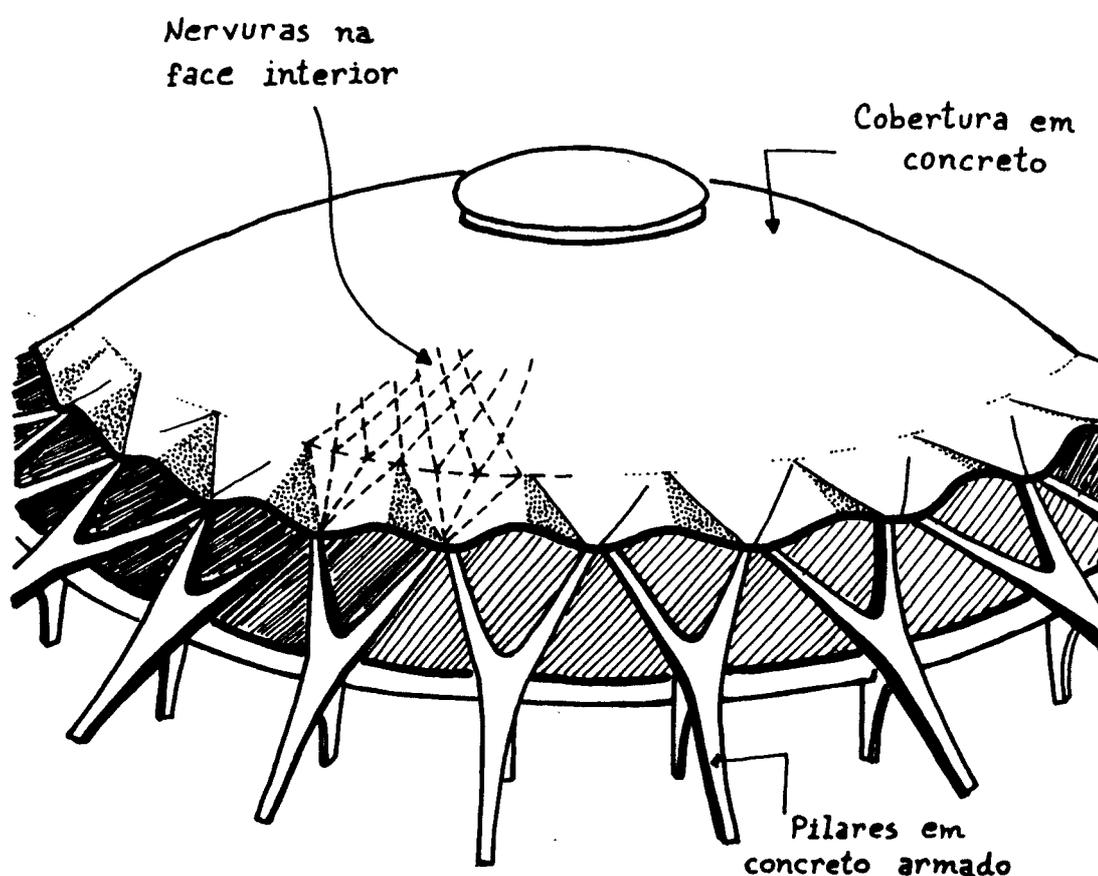


FIGURA 39. Vista externa da estrutura

A cúpula propriamente dita tem 59,2m de diâmetro e é constituída por 1620 elementos pré-moldados com forma romboidal. Sua altura máxima é de 21m ( DESIDERI et al., 1982). A divisão da superfície esférica foi feita de tal modo que resultaram apenas 19 tipos diferentes de elementos (Figura 40).

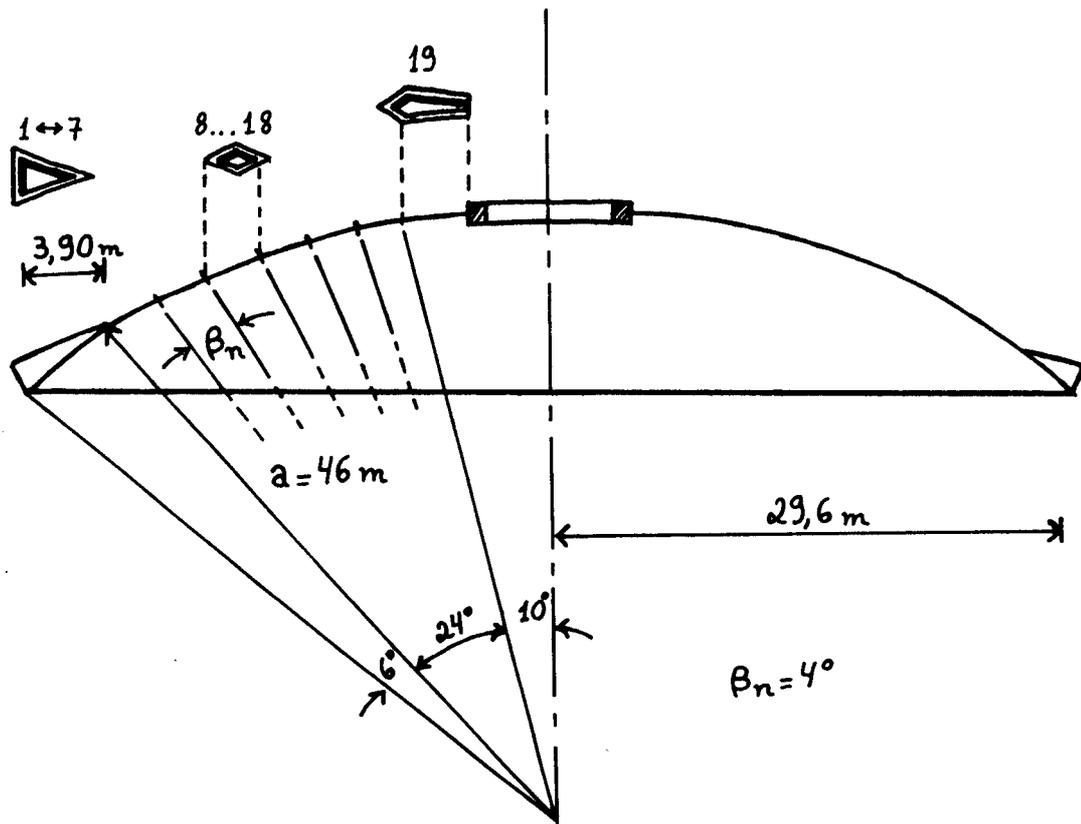
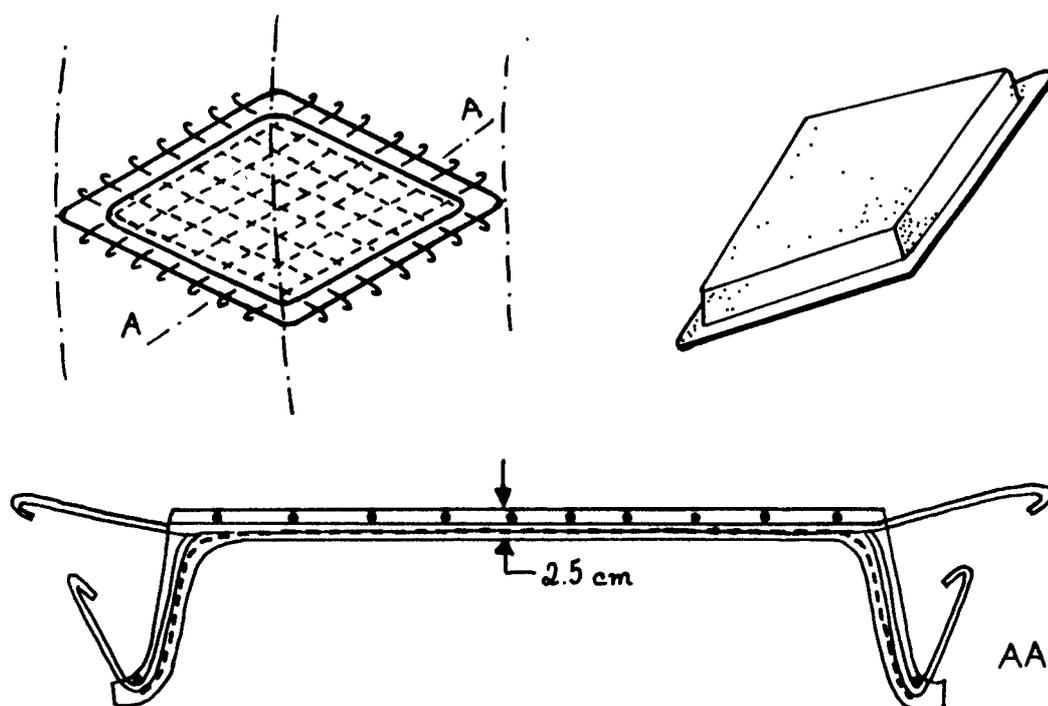


FIGURA 40. Tipos de elementos

O material utilizado para a produção dos elementos foi o “ferro-cemento”. A execução destes deu-se no solo sobre moldes apropriados feitos de alvenaria. A forma de um elemento tipo é mostrada na Figura 41, onde se mostra também a disposição da armadura, constituída por telas metálicas sob duas camadas de barras dispostas quase ortogonalmente.

Os elementos pré-moldados tinham espessura de 2,5cm e pesavam, em média, 250kgf. O uso do “ferro-cemento” possibilitou sua execução sem uso de contra-fôrmas nas faces laterais, que são praticamente verticais.



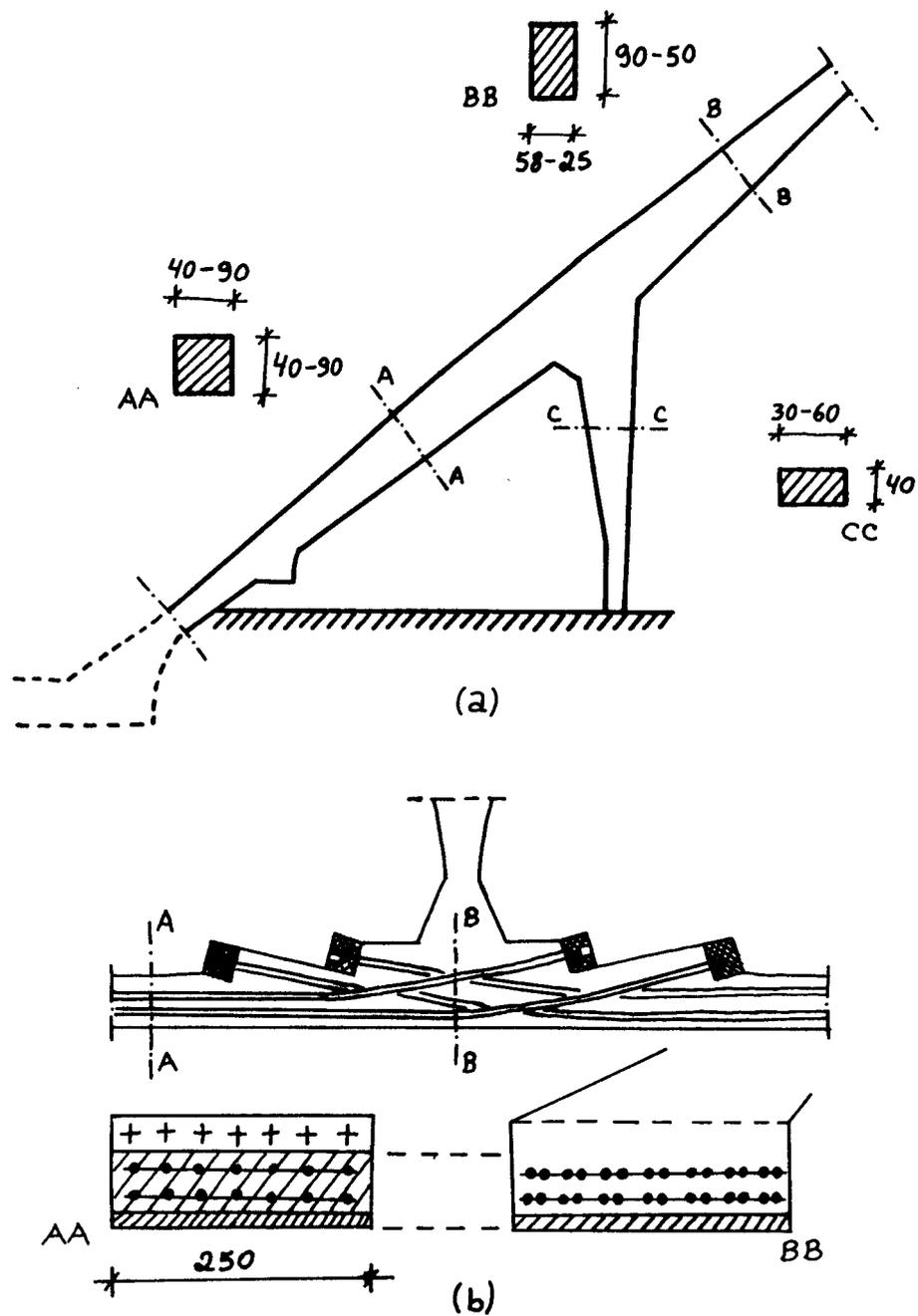
**FIGURA 41.** Armação, vista isométrica e seção dos elementos tipo.

Para a montagem da estrutura, em primeiro lugar foram moldados no local os 36 pilares em Y, inclinados, sobre os quais a cúpula se apoia. A Figura 42 mostra os pilares inclinados e suas junções superior e inferior. Na parte inferior os pilares encontram-se com o anel perimetral de fundação. Os detalhes da ancoragem dos cabos de protensão são mostrados na Figura 42.b. Na parte superior a união entre a cúpula e os apoios inclinados é feita por 'leques estruturais', que devem transmitir 1/36 do empuxo da cobertura.

Os elementos pré-moldados foram colocados em sua posição definitiva sobre um cimbramento metálico disposto de tal maneira que cada elemento apoiava-se em dois pontos. O equipamento usado para manusear os elementos durante a montagem foi instalado no centro da construção onde há uma abertura de iluminação. Os elementos foram dispostos periféricamente em relação à construção para serem içados e posicionados.

Após o posicionamento dos elementos, realizou-se a concretagem da capa de concreto que torna a estrutura definitivamente unida. Este capeamento tem, segundo KONCZ (1975), 3cm de espessura. Também foram

concretados os espaços entre os elementos, formando assim nervuras na superfície interior da cúpula.



**FIGURA 42.** Detalhes dos apoios: (a) variação da seção dos pilares inclinados; (b) ancoragem dos cabos de protensão e seção do anel de fundação.

As operações de montagem e de realização do capeamento levaram, segundo DESIDERI et al. (1982), 30 dias. Sobre a capa de concreto moldado no local foi aplicada uma camada de material isolante.

### 7.2.2. Análise da cúpula esférica.

Na Figura 43 apresentam-se as características geométricas da estrutura adotadas para o cálculo.

Para determinação do peso próprio da cúpula calcula-se uma espessura equivalente  $t_{eq}$ , obtida igualando-se o volume total de concreto da casca e das nervuras ao volume de uma casca com mesmas dimensões do raio e do ângulo central.

Efetuando-se os cálculos chega-se a

– Comprimento das nervuras	5600m
–Seção das nervuras	0,1m . 0,275m
–Volume correspondente	154 m <sup>3</sup>
–Área da calota esférica	$2 \pi . 46.10,6 \cong 3060 \text{ m}^2$
– $t_{eq}$	$0,055 + 154/3060 \cong 0,105\text{m}$

Com essa espessura o peso por unidade de área da superfície da cúpula vale  $25.0,105 \cong 2,60 \text{ kN/m}^2$ . A Tabela 10 mostra os valores dos esforços de membrana devidos a este carregamento e à força P introduzida pelo anel de borda superior. A força P é a soma do peso próprio do anel superior que tem seção 0,80m.0,40m — valor adotado com base em medidas tomadas em escala nos desenhos encontrados na bibliografia — com uma força devida ao peso do lanternim, adotada como 2,0 kN/m.

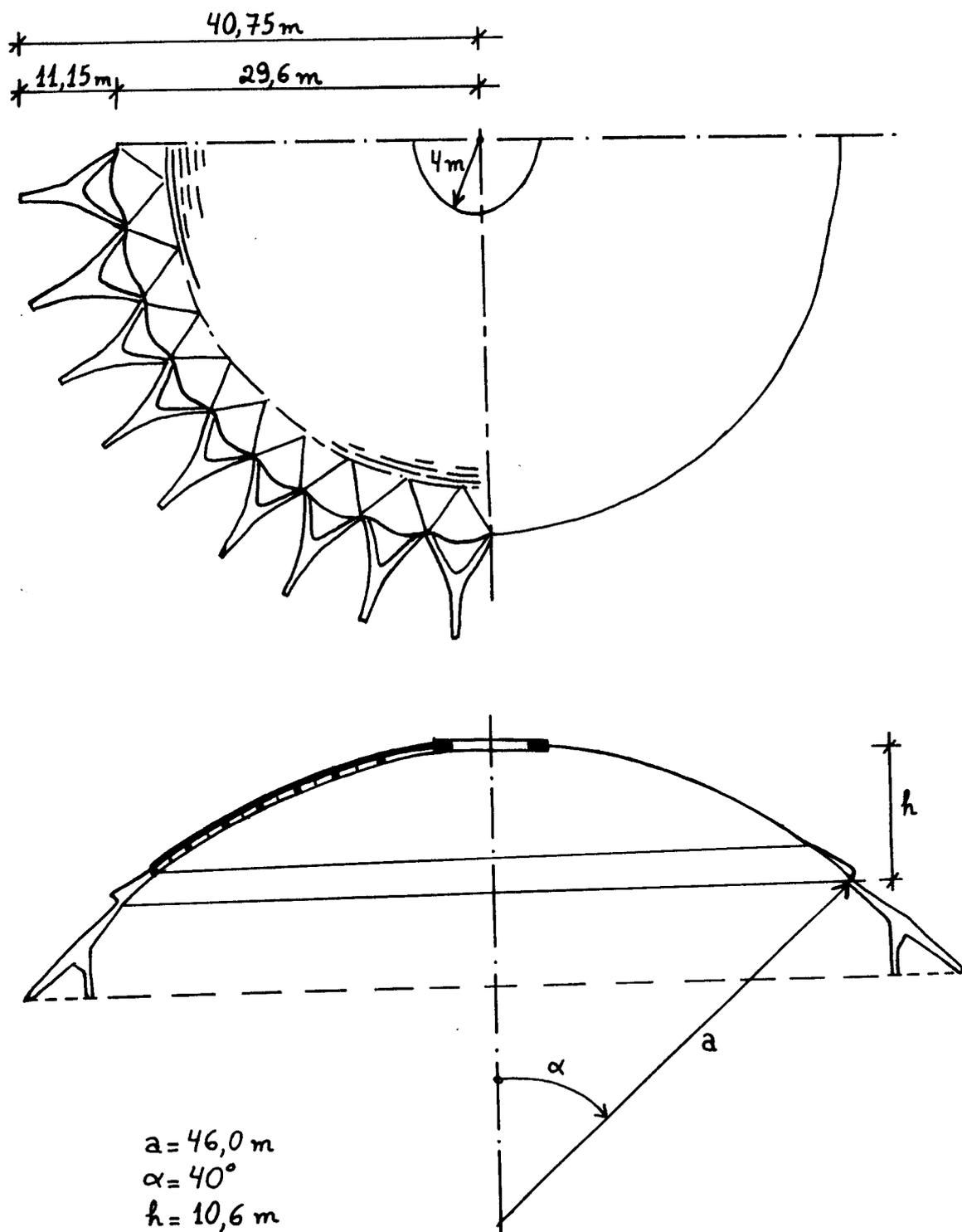
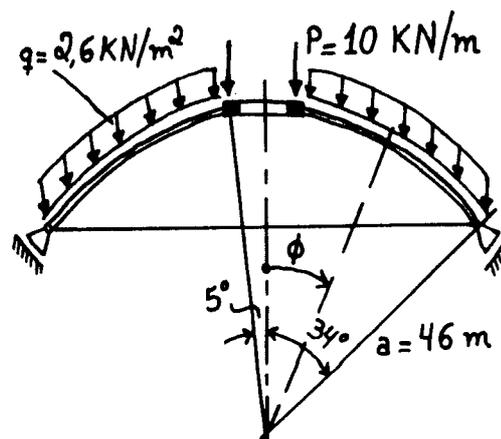


FIGURA 43. Geometria da estrutura.

**TABELA 10.** Esforços de membrana para peso próprio (kN/m)

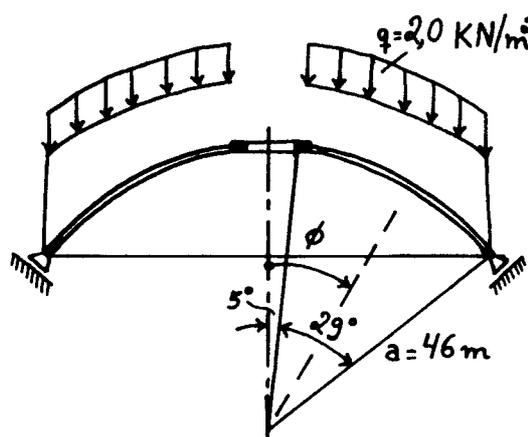
$\phi$ (°)	$N'_\phi$	$N'_\theta$
5	-114,7	-4,4
6	-98,1	-20,8
7	-88,1	-30,6
10	-74,1	-43,7
20	-65,3	-47,1
30	-65,8	-37,8
34	-66,7	-32,4



A Tabela 11 mostra os valores dos esforços de membrana para um carregamento  $q = 2,0\text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuído sobre a superfície da cúpula. O valor do carregamento  $q$  foi adotado com base em BILLINGTON (1982).

**TABELA 11.** Esforços de membrana devidos à sobrecarga  $q$  (kN/m)

$\phi$ (°)	$N'_\phi$	$N'_\theta$
5	0	-119,1
6	-18,3	-100,6
7	-29,4	-89,3
10	-45,2	-72,6
20	-57,8	-54,6
30	-62,3	-41,3
34	-63,9	-35,2



Pela teoria de membrana a cúpula está inteiramente comprimida. No entanto as discontinuidades de suas bordas devem introduzir esforços de flexão e de tração.

Para determinar as perturbações nas bordas da estrutura foram preparados dois modelos numéricos que reproduzem de maneira mais fiel o seu comportamento, cujos arquivos de dados e geometrias encontram-se listados no Anexo.

No primeiro, denominado TAPIRI, utilizou-se apenas elementos de pórtico espacial com seis graus de liberdade por nó. O segundo modelo, mais completo, combina elementos de pórtico espacial com elementos planos de casca, e denomina-se CASQUEL. A ligação entre os elementos de casca e de barra adjacentes foi simulada igualando-se as rotações e os deslocamentos verticais de seus nós.

Considere-se inicialmente o peso-próprio. Na tabela 13 apresentam-se os esforços normal (N) e momento fletor (M) nas barras da estrutura, dados pelos dois modelos para este carregamento, com referência à Figura 44.

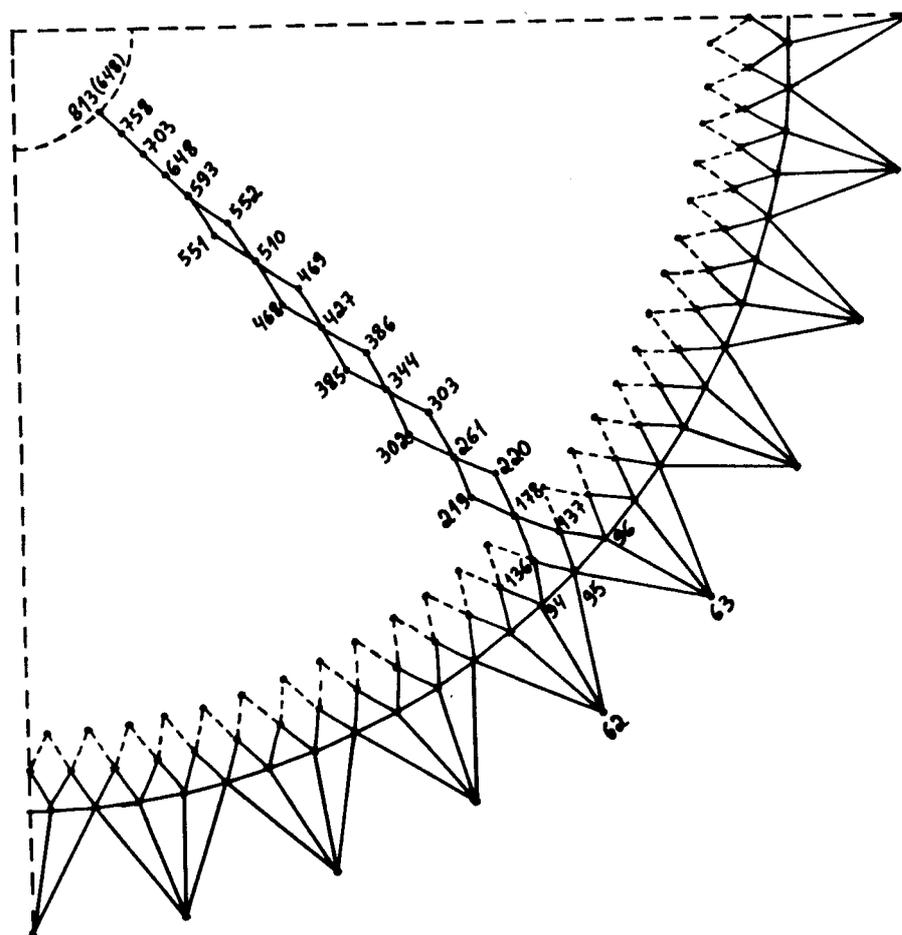


FIGURA 44. Definições para as tabelas 13 e 14

**TABELA 13.** Esforços nas barras escolhidas para peso-próprio

BARRA	TAPIRI		CASQUEL	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
62-94	-65,3	-5,3	-98,0	-7,0
62-95	-42,0	-5,2	-68,8	-6,3
94-95	-62,9	0,6	31,5	-0,4
95-136	-36,5	-3,5	-23,2	0,5
136-178	-30,7	-2,6	-21,6	1,5
178-219	-29,6	2,2	-20,0	1,5
219-261	-28,4	4,1	-19,8	1,2
261-302	-27,1	5,3	-18,3	1,2
302-344	-28,6	5,5	-18,9	-0,8
344-385	-27,6	6,8	-18,0	-0,8
385-427	-24,7	7,0	-17,3	0,6
427-468	-23,9	6,8	-16,8	0,6
468-510	-23,2	5,0	-16,4	0,9
510-551	-22,7	3,9	-16,1	0,9
551-593	-23,0	-2,6	-15,9	0,1
593-648	–	–	-31,0	1,8
648-703	–	–	-31,0	1,7
703-758	–	–	-30,8	-1,4
758-813	-43,9	-20,5	-30,7	-2,5
(593-648)				

A cúpula propriamente dita inicia-se a partir de  $\phi = 34^\circ$ . Esta coordenada corresponde aos nós 94 e 95. As barras 62-94 e 62-95 fazem parte do leque de transição entre a cúpula e os apoios inclinados.

Os deslocamentos nodais verticais dos modelos, para peso próprio, são mostrados na Tabela 14, também com referência à Figura 44.

Os esforços nos elementos de casca, junto às bordas, são relacionados na Tabela 15.

**TABELA 14.** Deslocamentos verticais (cm)

NÓ	MODELO	MODELO
	TAPIRI	CASQUEL
95	-0,33	-0,07
136=137	-0,64	-0,15
178	-1,04	-0,24
219=220	-1,43	-0,29
261	-1,74	-0,33
302=303	-1,94	-0,34
344	-1,97	-0,35
385=386	-1,83	-0,38
427	-1,49	-0,40
468=469	-0,94	-0,41
510	-0,19	-0,40
551=552	0,63	-0,37
593	1,54	-0,34
648	–	-0,31
703	–	-0,27
758	–	-0,24
813 (= 648)	2,89	-0,23

**TABELA 15.** Esforços nos elementos de casca junto às bordas, para peso próprio

ESFORÇO	B. INFERIOR	B. SUPERIOR
$N_{\phi}$ (kN/m)	-16,9	-26,1
$N_{\theta}$ (kN/m)	69,3	-4,3
$M_{\phi}$ (kN.m/m)	0,33	-0,13

Valores maiores do esforço  $N_{\phi}$  ocorrem longe das bordas, alcançando -48,8 kN/m, de compressão. O esforço  $N_{\theta}$ , por sua vez alcança valores de compressão de -61,3 kN/m, também nas regiões afastadas da borda.

A seguir, apresentam-se os resultados obtidos com o modelo CASQUEL para outros carregamentos. Na Tabela 16 relacionam-se os valores de momento fletor e esforço normal nas barras da cúpula para os carregamentos: (2) variação de temperatura  $\Delta t = + 20^{\circ}\text{C}$ ; (3) sobrecarga de  $2,0 \text{ kN/m}^2$ , agindo sobre a superfície da casca, com referência à Figura 44.

**TABELA 16.** Esforços nas barras escolhidas

BARRA	$\Delta t = + 20^{\circ}\text{C}$		$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
62-95	4,0	5,2	-64,2	-5,3
63-95	-9,4	4,2	-42,4	-4,2
95-96	-33,7	-0,6	32,7	0,6
95-136	3,1	-2,7	-12,3	0,6
136-178	3,5	-2,1	-11,2	1,7
178-219	3,4	-1,2	-10,3	1,7
219-261	3,2	-0,5	-10,3	1,1
261-302	3,2	0,0	-9,4	1,0
302-344	2,7	0,3	-9,8	-0,3
344-385	2,7	0,3	-9,3	-0,3
385-427	3,0	-0,3	-9,0	0,5
427-468	2,9	-0,5	-8,7	0,5
468-510	2,8	-0,9	-8,5	0,6
510-551	2,7	-1,0	-8,3	0,6
551-593	2,5	-1,0	-8,3	0,2
593-648	5,0	-1,6	-16,0	0,9
648-703	4,7	-1,1	-15,9	0,9
703-758	4,9	3,0	-15,9	-1,4
758-813	4,8	6,0	-15,8	-2,6

Na Tabela 17 apresentam-se os esforços atuantes nas bordas superior (BS) e inferior (BI) da casca para os mesmos carregamentos citados acima

**TABELA 17.** Esforços nos elementos de casca do modelo CASQUEL

AÇÃO	$M_{\phi}$ (kN.m/m)	$N_{\phi}$ (kN/m)	$N_{\theta}$ (kN/m)
$\Delta t = + 20^{\circ} \text{ C}$	0,36 (BI)	-5,1 (BI)	-54,7(BI)
	-0,23 (BS)	90,8(BS)	-297,3 (BS)
$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$	-0,13 (BI)	-40,8(BI)	6,4(BI)
	0,33 (BS)	3,3(BS)	0,6(BS)

Para o carregamento 2 o esforço  $N_{\phi}$  só tem valores elevados de tração junto à borda superior. Esse esforço é “amortecido” e conserva-se aproximadamente constante por toda a superfície da casca, com valores de compressão entre -5,0 e -10 kN/m. Junto à borda inferior há uma pequena tração, como pode ser visto na Tabela 17. Para o mesmo carregamento, o esforço  $N_{\theta}$  apresenta valores elevados apenas junto às bordas – de compressão para o aumento de temperatura – conservando-se aproximadamente constante por toda a casca com baixos valores de tração. Se a temperatura diminui, esses esforços têm valores inversos.

Para o carregamento 3 o esforço  $N_{\phi}$  apresenta o maior valor de tração na borda superior, sendo que esse esforço reverte rapidamente chegando ao seu valor mínimo – maior valor de compressão – na borda inferior, conforme dado na Tabela 17. O esforço  $N_{\theta}$  é de compressão por quase toda a superfície, com valor máximo de - 47,2 kN/m. Junto às bordas esse valor é de tração, conforme dado na Tabela 17.

O modelo, da maneira como foi preparado, reproduz as variações dos esforços ao longo dos paralelos da casca melhor do que ao longo dos seus meridianos, principalmente para variação de temperatura. No entanto, o número de elementos utilizados pode ser considerado satisfatório tendo em vista os objetivos dessa análise e a grandeza dos esforços encontrados. A título de informação, um

refinamento localizado da malha, próximo às bordas, pode ser feito sem ter que analisar-se novamente toda a estrutura com essa porção refinada. Ao invés disso, pode-se isolar o trecho em que se quer melhorar os resultados e carregá-lo com as ações e, ao longo do contorno onde foi cortado do resto da estrutura, carregá-lo com os deslocamentos obtidos com a análise da estrutura inteira (COOK, 1987).

### 7.2.3. Comentários

A fim de especular sobre o comportamento real da estrutura foram preparados os modelos apresentados no item anterior. É interessante chamar a atenção para o fato de que na bibliografia pesquisada o único dado relativo ao cálculo dessa estrutura faz menção à análise da cúpula como uma membrana (NERVI, 1963).

Os resultados obtidos com o modelo mais completo, que combina elementos de pórtico espacial com elementos de casca, levam a concluir que o comportamento de membrana é pronunciado nas regiões afastadas das bordas da cúpula. Nestas regiões surgem efeitos de borda que são amortecidos e não se propagam por toda a superfície. Comenta-se a seguir algumas diferenças verificadas entre os dois modelos.

Com relação ao modelo de pórtico espacial o modelo combinado apresenta menores valores de deslocamentos nodais e de esforços – momento fletor e esforço normal – nas barras. Essas duas diferenças são devidas à casca formada pelo capeamento que desempenha um papel importante no comportamento da estrutura e, de acordo com os resultados mostrados na Tabela 15, está solicitada por momentos fletores de valores baixos.

Os menores deslocamentos são facilmente entendidos, pois a presença da casca confere maior rigidez ao sistema. É interessante comentar ainda que os modos de deslocamentos dos dois modelos não são semelhantes. Isto pode ser notado observando-se na Tabela 14 que, para o peso próprio, os deslocamentos verticais junto ao anel superior têm sentidos diferentes para cada um deles.

Os menores esforços, por sua vez, são explicados pelo fato do capeamento constituir-se em um novo elemento para equilibrar as ações. No entanto,

mais importante do que a redução dos esforços solicitantes é a predominância de esforços normais – de compressão – na maior parte da cúpula, causada pela presença da casca.

Uma outra diferença importante entre os dois modelos é notada comparando-se os valores do esforço normal na nervura circunferencial (barra 94-95) situada no ponto de encontro entre os leques de apoio e a cúpula propriamente dita. No modelo de pórtico espacial a barra encontra-se comprimida ( $N = -62,9$  kN), enquanto que no modelo combinado a mesma barra, para o mesmo carregamento, encontra-se tracionada ( $N = 31,5$  kN).

Isso deve ser atribuído à grande diferença de rigidez entre o trecho dos leques e o trecho da cúpula propriamente dita. No modelo de pórtico espacial essa diferença de rigidez não é tão acentuada quanto no modelo combinado. Neste último os leques foram modelados apenas com elementos de barra, ao contrário do resto da estrutura, introduzindo uma grande descontinuidade. O modelo que combina elementos de pórtico e de casca reproduz de maneira mais fiel o comportamento da estrutura.

A fim de ter idéia do nível de sollicitação causado pelos valores encontrados no cálculo com o modelo combinado, tome-se por exemplo a borda inferior da cúpula. A força sobre a nervura circunferencial situada naquela borda é  $31,5$  kN (peso próprio) +  $32,7$  kN (sobrecarga) +  $33,7$  kN (variação de temperatura tomada como negativa) =  $97,9$  kN, de acordo com as Tabelas 14 e 16. Pode-se fazer um cálculo em estado limite último que leva em conta apenas a armadura resistindo à força de tração. Usando-se aço CA-50A, e considerando para cálculo apenas metade do valor de sua tensão de escoamento, um valor bastante conservador, a área de aço necessária seria  $2.1,4.97,9/50 = 5,50$  cm<sup>2</sup>, distribuída por toda a seção. Nesta borda resta ainda considerar-se a tração na casca formada pelo capeamento. Ao invés de considerar a tração na borda inferior da casca considera-se a seguir a tração na sua borda superior, cujos valores são mais elevados.

Na borda superior, de acordo com a Tabela 17, o esforço  $N_0$  tem valor máximo de  $297$  kN/m, de tração considerando-se uma variação de temperatura negativa. A uma distância de  $1$  m, correspondente a uma variação de  $1^\circ$

no ângulo  $\phi$ , esse valor cai para 200 kN/m. Um valor médio seria então  $1,0m \cdot (297kN/m + 200kN/m)/2 = 248,5$  kN. Repetindo-se o cálculo anterior a área de aço necessária seria  $1,4 \cdot 248,5/50,0 = 13,9$  cm<sup>2</sup> distribuída em 1,0m de superfície da casca, desprezando-se o efeito favorável da força de compressão causada pelo peso próprio.

Pode-se também verificar a flexão meridional nas nervuras a partir de um cálculo simplificado tomando-se a seção não fissurada. Isso é feito considerando-se apenas as nervuras que fazem parte da cúpula propriamente dita, a partir da barra 136-178 nas Tabelas 14 e 16. Nesta barras, situadas na borda inferior da cúpula, as tensões normais de tração na face inferior valem  $-(21,6 + 3,5 + 10,3)/(10,33) + 100 \cdot (1,5 + 1,2 + 1,7)/(10,33^2/6) = 0,14$  kN/cm<sup>2</sup>. Nas barras próximas ao anel superior (barra 758-813) a tensão normal máxima ocorre na face superior das nervuras com valor de  $-(30,7 + 4,8 + 15,8)/(10,33) + 100 \cdot (2,5 + 6,0 + 2,6)/(10,33^2/6) = 0,46$  kN/cm<sup>2</sup>. Um cálculo de dimensionamento faz-se necessário para determinar a quantidade de armadura, mas para nossos objetivos esses valores de tensão calculados de maneira simplificada são suficientes. Convém lembrar que o dimensionamento da armadura de flexão meridional em cúpulas é, de acordo com BILLINGTON (1982), frequentemente feito de maneira conservadora desprezando-se o efeito favorável dos esforços de compressão.

Por fim, longe das bordas, os esforços de flexão são bastante pequenos, e os esforços normais de compressão apresentam valores que provocam tensões de pequena intensidade.

## 8. Comentários finais

Os projetos apresentados no capítulo 7 são exemplos que ilustram bem a utilização eficiente dos materiais e métodos construtivos disponíveis na época de sua realização. No entanto, se tais estruturas fossem projetadas atualmente, o estado presente de evolução da tecnologia da construção e do conhecimento de materiais teriam levado Nervi a proceder algumas alterações no projeto original, em particular com relação ao material utilizado.

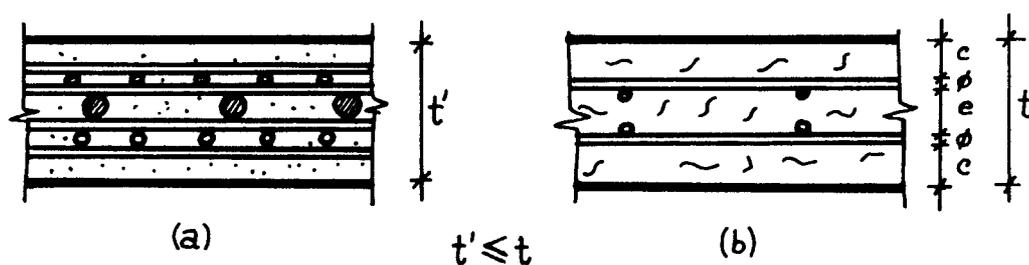
Nas circunstâncias atuais, o “ferro-cimento” não se apresentaria com boas condições de ser empregado em obras de grande importância. Por outro lado, sistemas estruturais como aqueles projetados por Nervi apresentam características bastante interessantes, já comentadas. Acredita-se que o microconcreto armado apresente propriedades tais que viabilizariam nos dias de hoje a realização de projetos semelhantes. Comenta-se a seguir como alguns aspectos da construção dessas estruturas seriam alterados caso este material fosse empregado para a execução dos elementos descritos no capítulo anterior.

### 8.1. Aspectos construtivos.

Com relação à execução dos elementos, o uso de microconcreto associado às modernas técnicas de execução de fôrmas, poderia simplificar bastante esta etapa.

Na Figura 45 apresentam-se duas seções feitas em “ferro-cimento” (Figura 45.a) e em microconcreto armado (Figura 45.b) que poderiam ser usadas para o mesmo fim. A seção de “ferro-cimento” é formada por barras dispostas entre várias camadas de tela de pequenas aberturas. A seção de microconcreto armado é formada com duas camadas de tela com maiores aberturas, e poderia ter adição de fibras. Esta última seção poderia ser moldada com espessura um pouco maior que a primeira. As características que a diferenciam da primeira seção tornam sua execução mais viável.

O uso de menor quantidade de telas mais espaçadas simplifica o posicionamento da armadura, etapa bastante trabalhosa e demorada na execução de peças de “ferro-cimento”. As fibras adicionadas melhoram a trabalhabilidade do material. Por fim, o controle da espessura da peça e dos cobrimentos a serem dados à armadura é facilitado com uso de uma maior espessura.



**FIGURA 45.** Alterações na seção de um elemento de “ferro-cimento” com uso de microconcreto armado

Quanto à montagem da estrutura, a princípio não se teria nenhuma alteração com a introdução destes novos elementos. Os problemas associados a esta etapa do processo de produção são influenciados pelo peso e forma dos elementos, que não se alterariam de maneira significativa.

É importante chamar a atenção para o fato de que um método construtivo diferente poderia ser utilizado para a montagem da estrutura. No método utilizado por Nervi o volume de cimbramento, apesar de ser menor que aquele necessário para a construção de uma estrutura moldada no local, ainda é muito grande. Poderia pensar-se em alterar a forma e/ou a dimensão dos elementos visando minimizar o consumo de cimbramento para a montagem da estrutura.

## 8.2. Aspectos relacionados à durabilidade da estrutura

Os pequenos cobrimentos da armadura dos elementos de “ferro-cimento” podem comprometer bastante a durabilidade de uma estrutura formada por tais elementos ou, no mínimo, trazer problemas de manutenção durante sua vida útil. A adoção de maiores cobrimentos seria um ponto favorável à redução destes problemas. Esta seria uma das principais vantagens associadas ao uso de microconcreto armado.

As espessuras das peças de argamassa armada variam entre 25 e 40mm. Os cobrimentos da armadura dessas peças é geralmente inferior a 6 mm.

Com o microconcreto armado a espessura ( $t$ ) das peças, calculada a partir da Figura 45, seria  $t = 2.c + 2.\phi + e$ . Adotando-se o diâmetro dos fios da tela  $\phi = 3,0$  a  $4,2$  mm espaçados de 5 a 10 cm, o cobrimento  $c = 12$  a  $15$  mm e o espaçamento entre as duas camadas de tela,  $e = 5$  mm, a espessura final estaria entre 35 e 45 mm. Poderia ser produzido um elemento leve como aqueles de “ferro-cimento” mas com uma maior garantia de durabilidade.

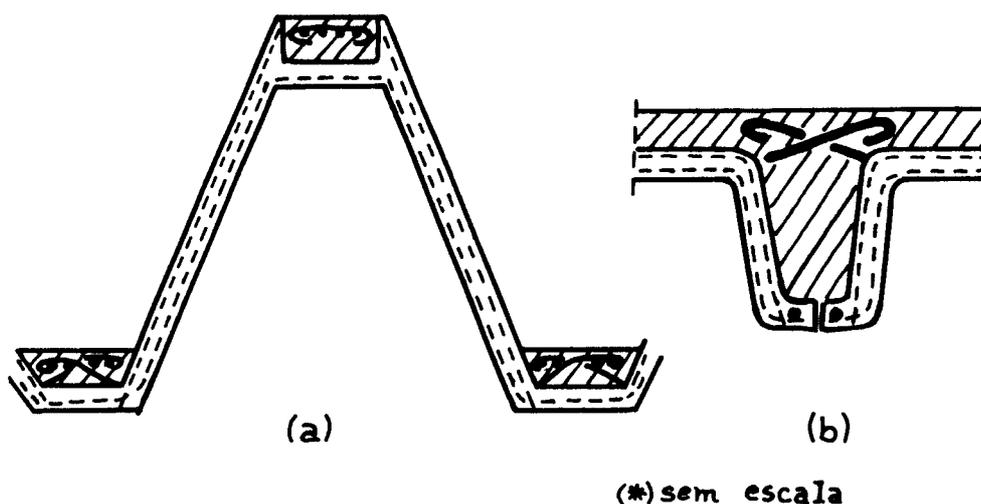
## 8.3. Aspectos estruturais

A identidade de material “infissurável” do “ferro-cimento” é muitas vezes apontada como a sua grande vantagem em relação ao concreto armado. Por outro lado, de acordo com HANAI (1987), esse é possivelmente um dos aspectos que contribuíram para a estagnação da tecnologia deste material. O concreto protendido o supera nesse sentido por possibilitar o uso de materiais de alta

resistência em menor volume e com grande afinidade com a produção mecanizada. Portanto, o caráter de material “infissurável” do “ferro-cimento” é conseguido a um preço muito alto.

Resta uma dúvida. Perder essa característica traria prejuízos ao seu desempenho estrutural? Talvez essa pergunta possa ser formulada de maneira mais objetiva: elementos produzidos a partir de um concreto com menor consumo de telas poderiam ser usados nas estruturas analisadas no capítulo 7? De acordo com os resultados obtidos com as análises as estruturas estão submetidas a baixos valores de tensões de tração. Portanto, o controle da fissuração não deverá exigir grande quantidade de armaduras.

Tomando-se por exemplo a cobertura cilíndrica ondulada, pode-se pensar em substituir os elementos daquela estrutura por outros, semelhantes aos originais, porém produzidos em microconcreto armado. Na Figura 46.a apresenta-se uma possível forma para a seção.



**FIGURA 46.** Seções possíveis de ser adotadas: (a) na cobertura cilíndrica ondulada e (b) na cúpula esférica.

Os materiais utilizados poderiam ser: concreto C - 30; duas camadas de telas de aço CA-60/B soldadas, com espaçamento de 10x10 cm e diâmetro dos fios de 4,2 mm; barras de aço CA-50/A como armadura complementar.

A espessura das peças de acordo com o que foi comentado no item 8.1 seria  $2.4,2 + 2.12 + 5 = 37,4\text{mm}$ , portanto cerca de 40mm. Adotando-se as outras dimensões da seção de maneira a manter-se suas características geométricas da mesma ordem de grandeza que as do projeto original os valores dos esforços não se alterariam de maneira significativa. De acordo com os cálculos feitos no capítulo anterior a tensão de tração calculada com os esforços característicos para a condição mais desfavorável de carregamento alcança 2,43 Mpa. Um concreto com resistência a compressão de 30 MPa possui resistência a tração tal que suportaria esta tensão mesmo sem reforço de armadura.

Seguindo-se o mesmo raciocínio pode-se pensar em usar elementos como aqueles mostrados na Figura 46.b na cúpula esférica. Os valores das tensões de tração são, ou pequenos o suficiente para serem resistidos por um concreto de boa qualidade, ou de tal intensidade que baixas taxas de armaduras seriam suficientes para suportá-los, até mesmo sem grandes problemas de fissuração para o concreto. Além disso, de acordo com a análise, esses esforços estariam confinados a estreitas regiões próximas às bordas. Obviamente pequenas alterações na geometria, como aquelas mostradas na Figura 46.b, alterariam o peso próprio da estrutura e, conseqüentemente, os esforços causados por este carregamento. No entanto tais variações não seriam significativas e, além disso, os maiores esforços encontrados são devidos aos outros carregamentos, principalmente a variação de temperatura.

Concluindo, com relação aos aspectos estruturais, o bom desempenho das estruturas apresentadas frente a solicitações normais de tração é garantido em função do seu comportamento estrutural e não da utilização de um material de alta resistência a estes esforços. Assim, a utilização de elementos pré-moldados de microconcreto armado não é inviabilizada por aspectos de natureza estrutural. Aliás, as estruturas analisadas são compostas não apenas por elementos pré-moldados de “ferro-cimento”, mas também por um capeamento de concreto moldado no local que, com certeza, não apresenta elevada resistência à fissuração.

É importante deixar claro que o dimensionamento completo das estruturas analisadas no capítulo anterior demanda cálculos bem mais extensos a partir dos resultados obtidos. Isso deve ser feito no sentido de quantificar de maneira

exata a armadura necessária, tanto para solicitações normais como solicitações tangenciais e também para assegurar as ligações entre os elementos, de acordo com as prescrições das Normas.

Também é importante lembrar que os valores calculados são teóricos. Neste trabalho não foi feita uma análise experimental que confirmasse a validade das hipóteses assumidas para o cálculo.

#### **8.4. Aspectos relacionados à forma dos elementos**

De acordo com o que se comentou, o microconcreto armado apresenta-se como uma boa opção para viabilizar a execução de estruturas semelhantes àquelas projetadas por Nervi. No entanto, algumas questões devem ser mais aprofundadas para possibilitar aplicações deste tipo. Essas questões foram relacionadas nos itens anteriores e são referentes às etapas de cálculo e construção dessas estruturas.

Outra etapa de um projeto, bastante comentada nos capítulos anteriores por sua grande importância, é a fase de concepção da estrutura, onde se definem sua forma e suas dimensões básicas. Ou, no caso de estruturas pré-moldadas, a fase em que definem-se essas características tanto para a estrutura como para os elementos que a constituem. Tais características irão influenciar tanto o comportamento da estrutura como seu processo construtivo. Particularmente com relação às cascas, ou estruturas “tipo-casca”, essa etapa desempenha um papel decisivo para que o projeto satisfaça seus requisitos funcionais.

Idéias simples, mas bastante úteis, como por exemplo as analogias físicas propostas por Isler e apresentadas na Tabela 1, têm sido desenvolvidas para auxiliar essa etapa da atividade de projeto.

Outras idéias que podem ser úteis para o projeto de estruturas são encontradas em PEARCE (1978), em trabalho que trata dos artifícios adotados pela natureza ao produzir estruturas.

Partindo dessas idéias procurou-se obter um elemento com forma tal que pudesse ser executado e unido aos demais que compõem a estrutura de

maneira simples e, principalmente, que tivesse espessura dentro dos limites das peças de microconcreto armado.

Em resumo, a forma obtida para o elemento, mostrada na Figura 47, é baseada no fato dos elementos que compõem as estruturas da natureza serem frequentemente arranjados de maneira a fazer  $120^\circ$  entre si, formando figuras semelhantes a hexágonos em sua superfície. Este seria o arranjo que requer mínima energia para manter a estrutura íntegra, isto é, o arranjo que mobilizaria menos esforços resistentes da estrutura, já que na natureza há um constante processo de minimização de consumo dos recursos disponíveis.

Uma ilustração deste arranjo é obtida colocando-se lado a lado quatro bolhas de sabão. Estas não se agrupam da maneira mostrada à Figura 48.a, mas sim conforme a Figura 48.b. Por analogia, seria preferível segmentar uma estrutura da maneira mostrada na Figura 48.d em vez daquela mostrada na Figura 48.c.

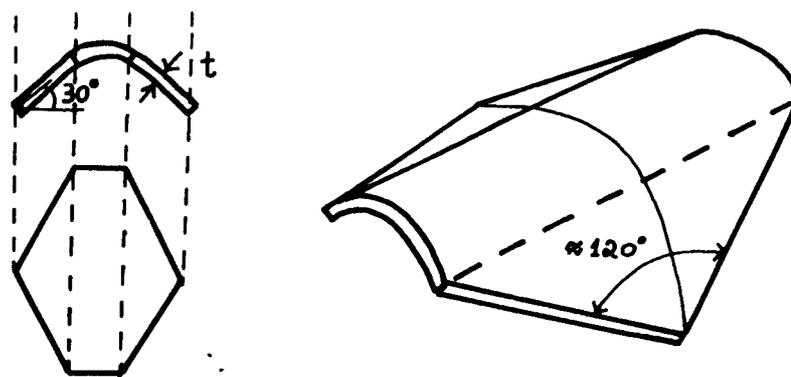


FIGURA 47. Forma proposta de elementos pré-moldados para casca

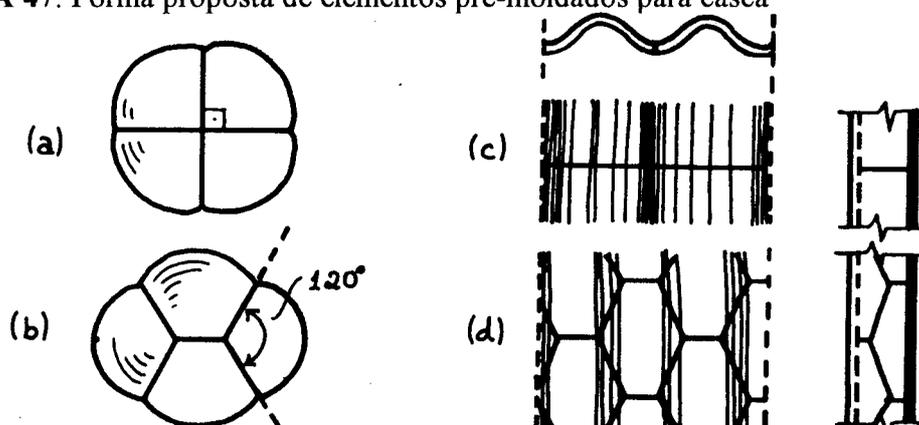
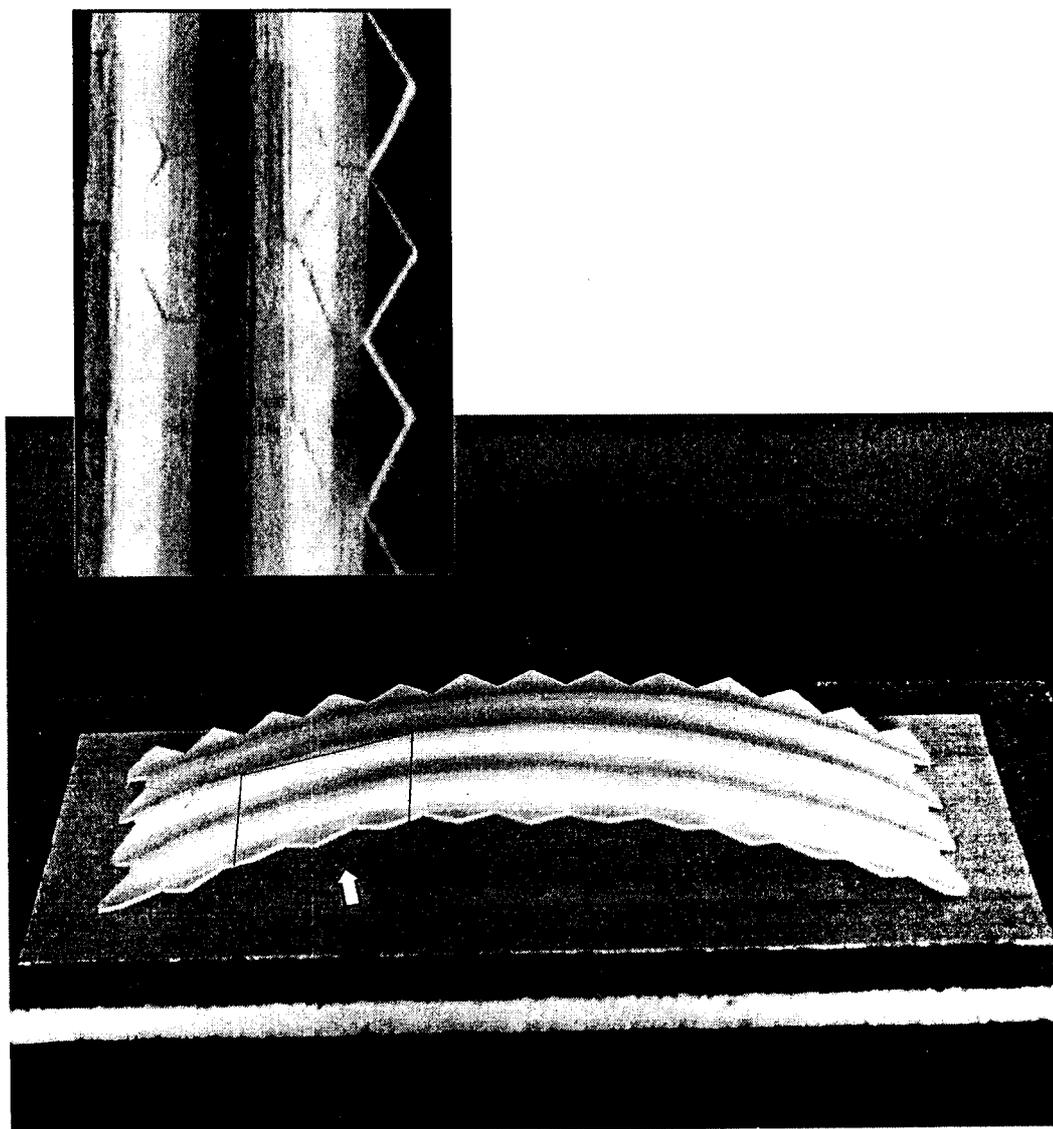


FIGURA 48. Analogia utilizada para obter uma melhor forma para o elemento

Na Figura 49 apresenta-se um modelo construído com tais elementos. Utilizou-se dois tamanhos diferentes de elementos com a mesma forma, montando-se assim uma estrutura cilíndrica ondulada com seção circular. Com mais tipos de elementos de mesma forma pode-se pensar também em montar uma estrutura em cúpula.



**FIGURA 49.** Modelo de estrutura montada com apenas dois tipos de elementos com forma mostrada na Figura 47

Este modelo é apresentado com dois objetivos. Em primeiro lugar procura-se chamar a atenção para o fato de que ao mudar-se o material empregado na produção dos elementos abrem-se possibilidades de novas formas que possam aproveitar melhor as características deste “novo” material. Além disso procura-se ilustrar que as atividades preliminares de um projeto podem e devem ser mais valorizadas no intuito de se otimizar suas etapas posteriores, particularmente a construção.

Obviamente necessita-se de confirmação por algum modelo teórico ou experimental da eficiência estrutural de um sistema formado pelos elementos propostos, supondo que tais elementos possam ser produzidos por um processo construtivo viável. O modelo apresentado resolve tão somente o problema de se determinar uma geometria adequada a partir de uma analogia física. Ainda que o processo de definição dessa forma seja algo que envolve muitas variáveis além de valores de tensões e deformações, análises teóricas e experimentais do comportamento de uma estrutura podem sempre ajudar a melhorar uma forma já definida.

## **ANEXO - Arquivos do SAP90**

ARCO1 - PAV. DE EXP. DE TURIM  
SYSTEM

L= 4

JOINTS

1	X= 0	Y= 0
2	X= 405	Y= 195
3	X= 820	Y= 362
4	X= 1250	Y= 503
5	X= 1690	Y= 611
6	X= 2130	Y= 683
7	X= 2575	Y= 720
8	X= 2800	Y= 720
9	X= 3025	Y= 720
10	X= 3470	Y= 683
11	X= 3910	Y= 611
12	X= 4350	Y= 503
13	X= 4780	Y= 362
14	X= 5195	Y= 195
15	X= 5600	Y= 0

RESTRAINTS

1	15	1	R= 0,0,1,1,1,0
1			R= 1,1,1,1,1,0
15			R= 1,1,1,1,1,0

FRAME

	NM= 7	NL= 2	Y= 0,0,0,-1		
1	I= 8.2E6	A= 1800	E= 2800	TC= 10E-6	W= 0.045
2	I= 7.9E6	A= 1800	E= 2800	TC= 10E-6	W= 0.045
3	I= 7.6E6	A= 1800	E= 2800	TC= 10E-6	W= 0.045
4	I= 7.3E6	A= 1800	E= 2800	TC= 10E-6	W= 0.045
5	I= 7.0E6	A= 1800	E= 2800	TC= 10E-6	W= 0.045
6	I= 6.8E6	A= 2600	E= 2800	TC= 10E-6	W= 0.045
7	I= 6.5E6	A= 2600	E= 2800	TC= 10E-6	W= 0.045
1	WG= 0,-0.0375				
2	T= 20				
1	1	2	M= 7 LP= 1,0	NSL= 1,2,1	
2	2	3	M= 6	NSL= 1,2,1	
3	3	4	M= 5	NSL= 1,2,1	
4	4	5	M= 4	NSL= 1,2,1	
5	5	6	M= 3	NSL= 1,2,1	
6	6	7	M= 2	NSL= 1,2,1	
7	7	8	M= 1	NSL= 1,2,1	
8	8	9	M= 1	NSL= 1,2	
9	9	10	M= 2	NSL= 1,2	
10	10	11	M= 3	NSL= 1,2	

11	11	12	M= 4	NSL= 1,2
12	12	13	M= 5	NSL= 1,2
13	13	14	M= 6	NSL= 1,2
14	14	15	M= 7	NSL= 1,2

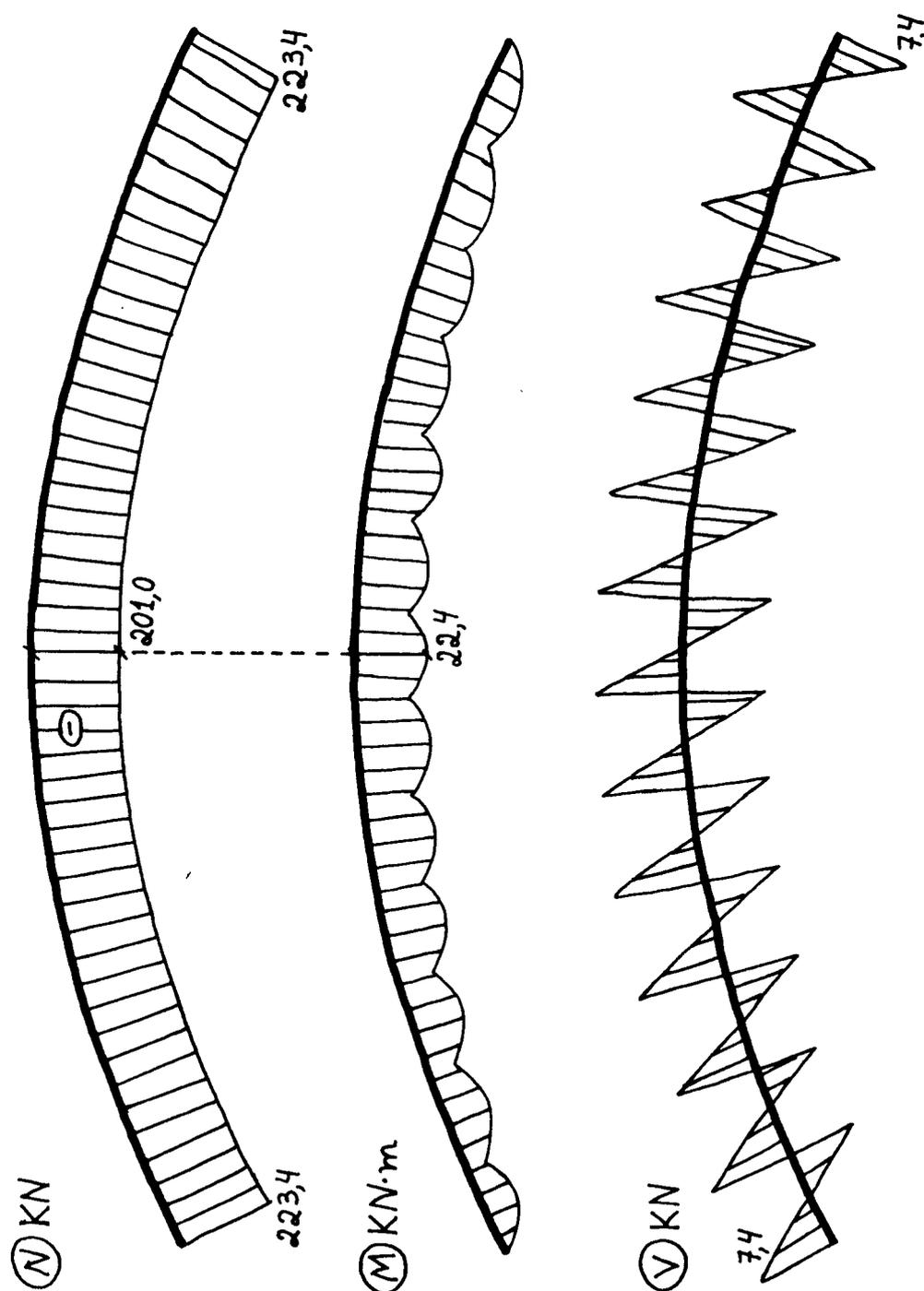


FIGURA 50. Esforços devidos ao carregamento (1) –  $q = 3,75 \text{ kN/m}$

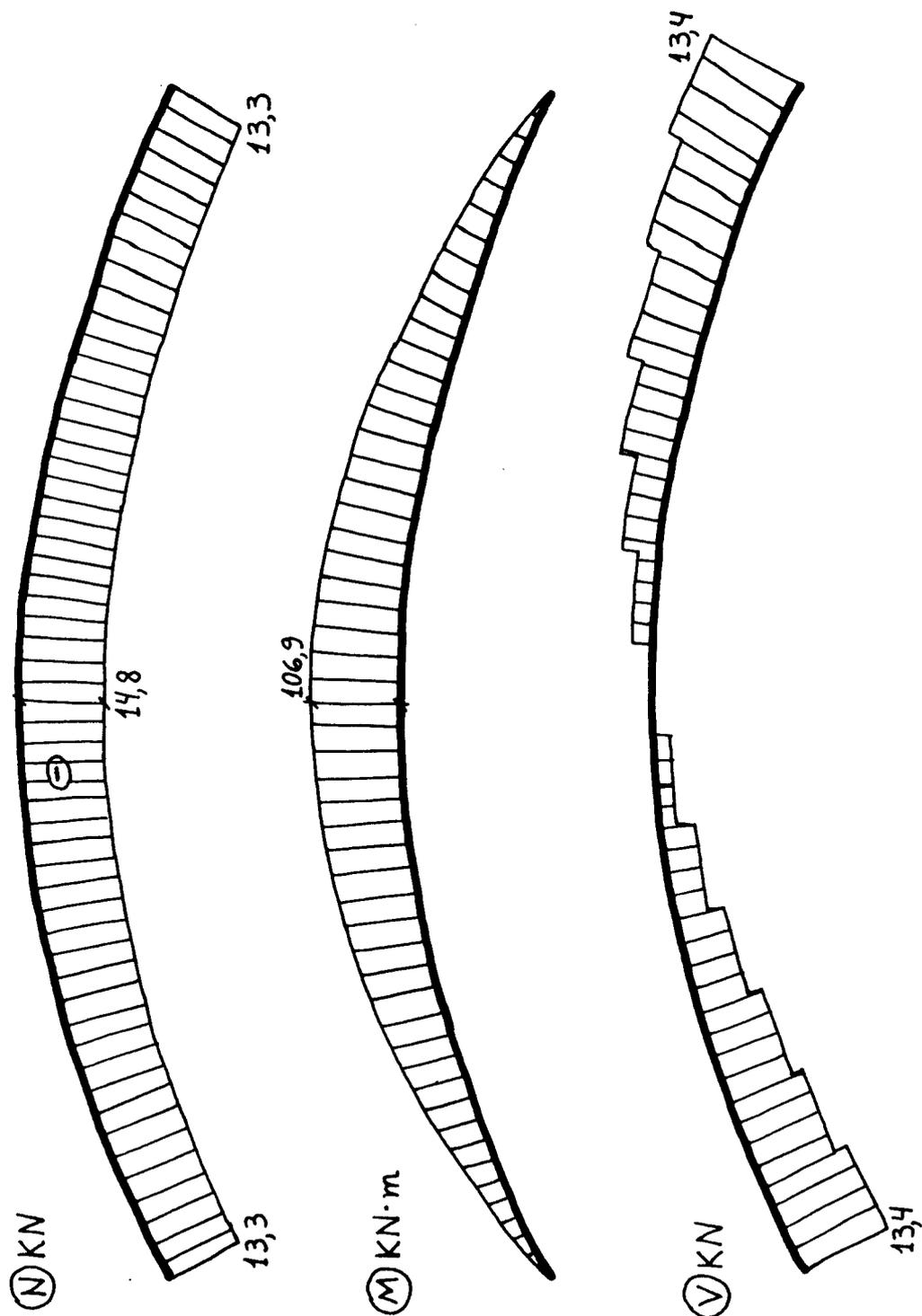


FIGURA 51. Esforços devidos ao carregamento (2) -  $\Delta t = + 20^\circ \text{C}$

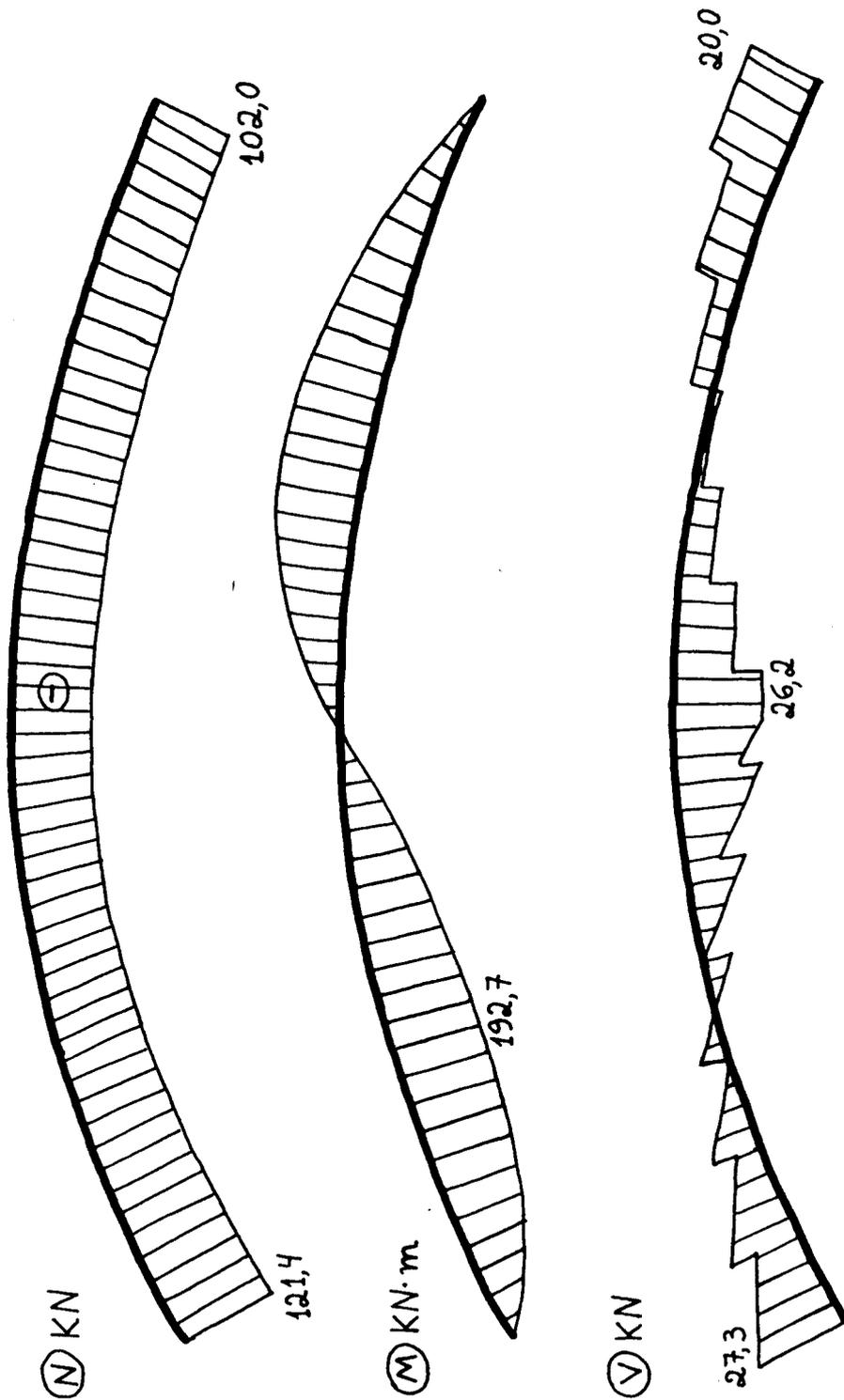


FIGURA 52. Esforços devidos ao carregamento (3) –  $q = 3,75 \text{ kN/m}$  na metade do vão do arco.

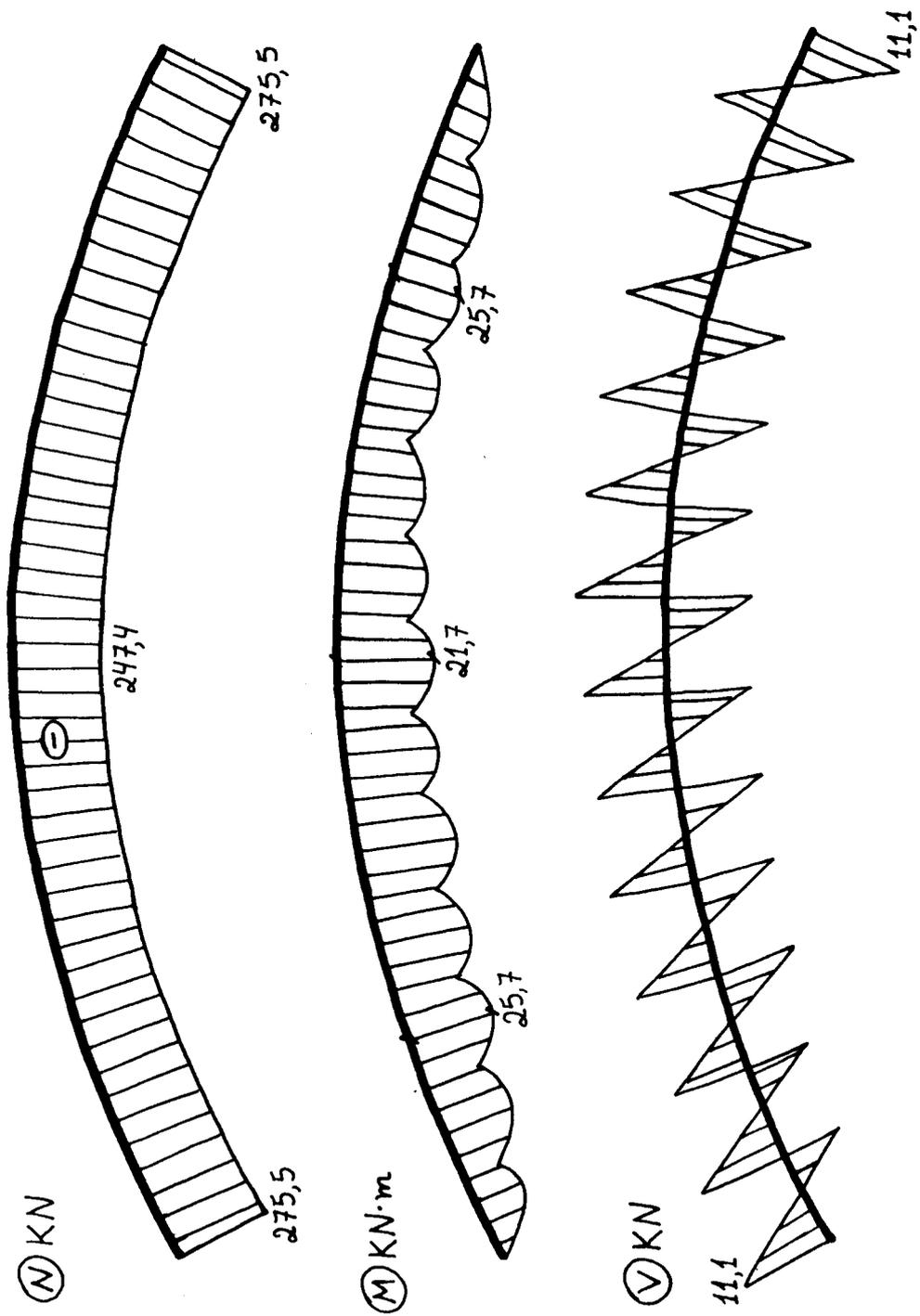


FIGURA 53. Esforços devidos ao carregamento (4) – peso próprio.

ARCO2 - PAV. DE EXP. DE TURIM  
SYSTEM

L= 1

JOINTS

1	X= 0	Y= 0
2	X= 405	Y= 195
3	X= 820	Y= 362
4	X= 1250	Y= 503
5	X= 1690	Y= 611
6	X= 2130	Y= 683
7	X= 2575	Y= 720
8	X= 2800	Y= 720
9	X= 3025	Y= 720
10	X= 3470	Y= 683
11	X= 3910	Y= 611
12	X= 4350	Y= 503
13	X= 4780	Y= 362
14	X= 5195	Y= 195
15	X= 5600	Y= 0

RESTRAINTS

1	15	1	R= 0,0,1,1,1,0
1			R= 0,1,1,1,1,0
15			R= 0,1,1,1,1,0

FRAME

NM= 7

1	I= 8.2E6	A= 1800	E= 2800
2	I= 7.9E6	A= 1800	E= 2800
3	I= 7.6E6	A= 1800	E= 2800
4	I= 7.3E6	A= 1800	E= 2800
5	I= 7.0E6	A= 1800	E= 2800
6	I= 6.8E6	A= 2600	E= 2800
7	I= 6.5E6	A= 2600	E= 2800
1	1	2	M= 7 LP= 1,0
2	2	3	M= 6
3	3	4	M= 5
4	4	5	M= 4
5	5	6	M= 3
6	6	7	M= 2
7	7	8	M= 1
8	8	9	M= 1
9	9	10	M= 2
10	10	11	M= 3
11	11	12	M= 4
12	12	13	M= 5
13	13	14	M= 6

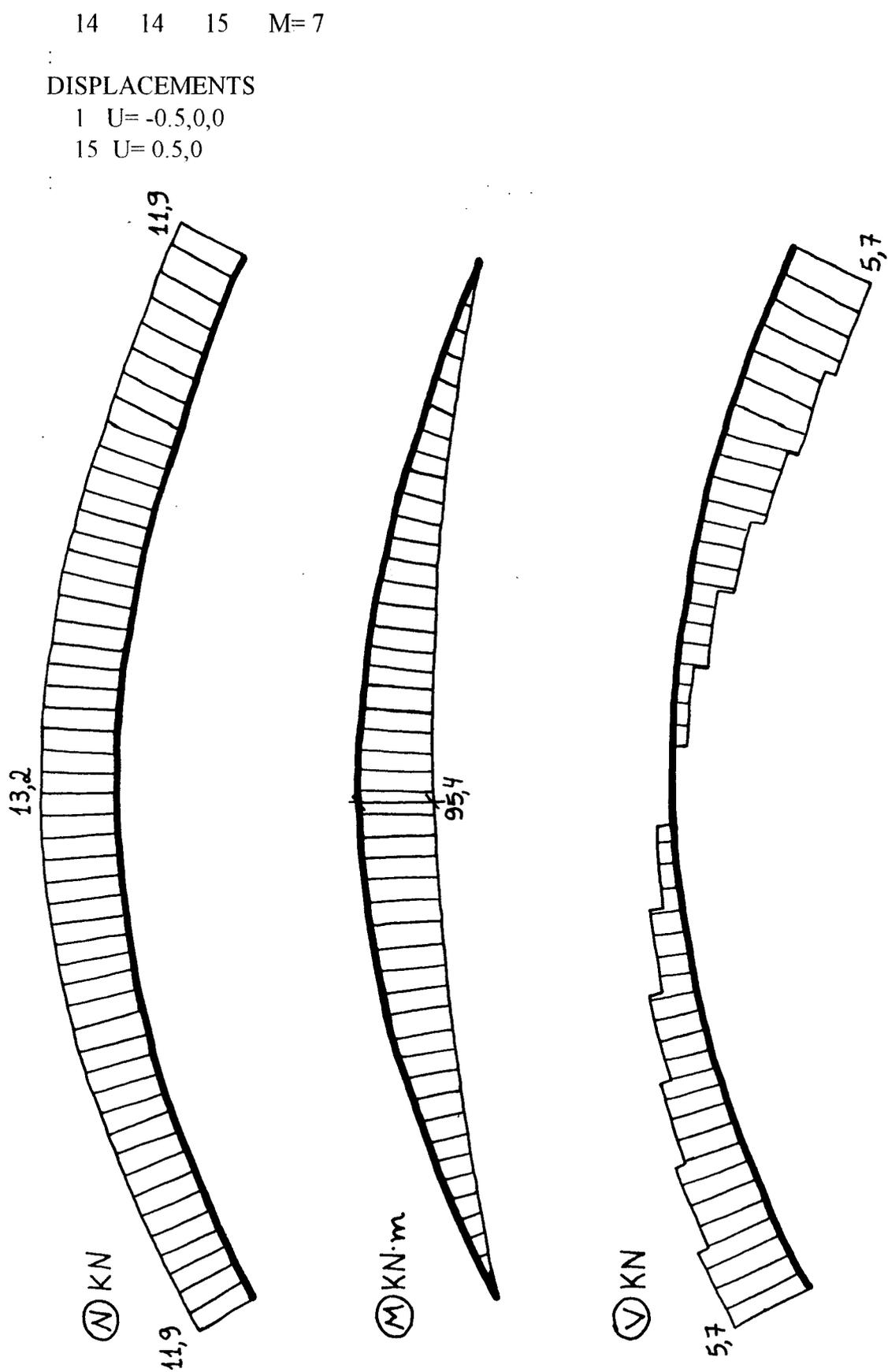


FIGURA 54. Esforços devidos ao carregamento (5) -  $\Delta L = 1,0\text{cm}$

TAPIRI - MODELO DE PORTICO ESPACIAL  
SYSTEM

L= 1

JOINTS

676	X= 0	Y= 0	Z= 0	
677	X= 0	Y= 0	Z= 20	
1	X= 40.75	Y= 0	Z= 0	A= 676,677,1,18,1,5
678	X= 40.75	Y= 0	Z= 3	A= 676,677,678,18,1,5
20	X= 33.4	Y= 0	Z= 6	A= 676,677,20,18,1,5
697	X= 33.4	Y= 0	Z= 9	A= 676,677,697,18,1,5
39	X= 33.4	Y= 0	Z= 0	A= 676,677,39,18,1,5
716	X= 0	Y= 0	Z= 6	
58	X= 29.6	Y= 0	Z= 9.4	A= 676,677,58,9,1,10
717	X= 29.6	Y= 0	Z= 12.4	A= 676,677,717,9,1,10
68	X= 25.7	Y= 0	Z= 12.3	A= 676,677,68,54,1,10/6
727	X= 28.5	Y= 0	Z= 16.4	A= 676,677,727,54,1,10/6
123	X= 24.4	Y= 0	Z= 13.2	A= 676,677,123,27,1,10/3
782	X= 24.4	Y= 0	Z= 16.2	A= 676,677,782,27,1,10/3
151	X= 23	Y= 0	Z= 14	A= 676,677,151,54,1,10/6
810	X= 23	Y= 0	Z= 17	A= 676,677,810,54,1,10/6
206	X= 21.6	Y= 0	Z= 14.8	A= 676,677,206,27,1,10/3
865	X= 21.6	Y= 0	Z= 17.8	A= 676,677,865,27,1,10/3
234	X= 20.2	Y= 0	Z= 15.5	A= 676,677,234,54,1,10/6
893	X= 20.2	Y= 0	Z= 18.5	A= 676,677,893,54,1,10/6
289	X= 18.7	Y= 0	Z= 16.2	A= 676,677,289,27,1,10/3
948	X= 18.7	Y= 0	Z= 19.2	A= 676,677,948,27,1,10/3
317	X= 17.2	Y= 0	Z= 16.9	A= 676,677,317,54,1,10/6
976	X= 17.2	Y= 0	Z= 19.9	A= 676,677,976,54,1,10/6
372	X= 15.7	Y= 0	Z= 17.4	A= 676,677,372,27,1,10/3
1031	X= 15.7	Y= 0	Z= 20.4	A= 676,677,1031,27,1,10/3
400	X= 14.2	Y= 0	Z= 17.9	A= 676,677,400,54,1,10/6
1059	X= 14.2	Y= 0	Z= 20.9	A= 676,677,1059,54,1,10/6
455	X= 12.7	Y= 0	Z= 18.4	A= 676,677,455,27,1,10/3
1114	X= 12.7	Y= 0	Z= 21.4	A= 676,677,1114,27,1,10/3
483	X= 11.1	Y= 0	Z= 18.8	A= 676,677,483,54,1,10/6
1142	X= 11.1	Y= 0	Z= 21.8	A= 676,677,1142,54,1,10/6
538	X= 9.6	Y= 0	Z= 19.2	A= 676,677,538,27,1,10/3
1197	X= 9.6	Y= 0	Z= 22.2	A= 676,677,1197,27,1,10/3
566	X= 8	Y= 0	Z= 19.5	A= 676,677,566,54,1,10/6
1225	X= 0	Y= 0	Z= 30	
621	X= 4	Y= 0	Z= 20	A= 676,677,621,54,1,10/6

RESTRAINTS

676	1225	1	R= 1,1,1,1,1,1
1	19	2	R= 1,1,1,1,1,1 : NOS AUXILIARES
2	18	2	R= 1,1,1,0,0,0 : ANEL INFERIOR APOIO II GENERO

40	56	2	R= 0,0,1,0,0,0	: APOIOS VERTICAIS
58			R= 0,1,0,1,0,1	
68			R= 0,1,0,1,0,1	
123	538	83	R= 0,1,0,1,0,1	: SIMETRIA EM X
621			R= 1,1,1,1,1,1	: NO AUXILIAR
67			R= 1,0,0,0,1,1	
122			R= 1,0,0,0,1,1	
150	565	83	R= 1,0,0,0,1,1	: SIMETRIA EM Y
675			R= 1,1,1,1,1,1	
20	38	2	R= 1,1,1,1,1,1	
39	57	2	R= 1,1,1,1,1,1	
70	120	2	R= 1,1,1,1,1,1	
151	205	2	R= 1,1,1,1,1,1	
234	288	2	R= 1,1,1,1,1,1	
317	371	2	R= 1,1,1,1,1,1	
400	454	2	R= 1,1,1,1,1,1	
483	537	2	R= 1,1,1,1,1,1	
566	620	2	R= 1,1,1,1,1,1	
623	673	2	R= 1,1,1,1,1,1	: NOS AUXILIARES
622	674	2	R= 1,1,0,1,1,1	: ANEL SUPERIOR ENGASTE ELASTICO

:  
CONSTRAINTS

624	674	2	C= 0,0,622,0,0,0
-----	-----	---	------------------

:  
FRAME

NM= 7 Z= -1

1	SH=R	T= 0.4,0.4	E= 28.4E6	W= 4	G= 12.2E6
2	SH=R	T= 0.9,0.9	E= 28.4E6	W= 20	G= 12.2E6
3	SH=R	T= 0.9,0.58	E= 28.4E6	W= 13	G= 12.2E6
4	SH=R	T= 0.5,0.25	E= 28.4E6	W= 3.1	G= 12.2E6
5	SH=R	T= 0.3,0.4	E= 28.4E6	W= 3	G= 12.2E6
6	SH=R	T= 0.6,0.4	E= 28.4E6	W= 6	G= 12.2E6
7	SH=R	T= 0.33,0.1	E= 28.4E6	W= 0.825	G= 12.2E6
1	2	21	M= 1,2,3	LP= 0,679	
2	4	23	M= 1,2,3	LP= 0,681	
3	6	25	M= 1,2,3	LP= 0,683	
4	8	27	M= 1,2,3	LP= 0,685	
5	10	29	M= 1,2,3	LP= 0,687	
6	12	31	M= 1,2,3	LP= 0,689	
7	14	33	M= 1,2,3	LP= 0,691	
8	16	35	M= 1,2,3	LP= 0,693	
9	18	37	M= 1,2,3	LP= 0,695	
10	21	40	M= 6,5,3	LP= 0,716	G= 8,1,2,2
19	21	58	M= 3,4,3	LP= 0,698	G= 1,1,0,1
21	23	59	M= 3,4,3	LP= 0,700	G= 1,1,0,1
23	25	60	M= 3,4,3	LP= 0,702	G= 1,1,0,1

25	27	61	M= 3,4,3	LP= 0,704	G= 1,1,0,1
27	29	62	M= 3,4,3	LP= 0,706	G= 1,1,0,1
29	31	63	M= 3,4,3	LP= 0,708	G= 1,1,0,1
31	33	64	M= 3,4,3	LP= 0,710	G= 1,1,0,1
33	35	65	M= 3,4,3	LP= 0,712	G= 1,1,0,1
35	37	66	M= 3,4,3	LP= 0,714	G= 1,1,0,1
37	58	69	M= 7	LP= 0,717	G= 1,1,0,2
39	59	71	M= 7	LP= 0,718	G= 3,1,0,2
43	60	77	M= 7	LP= 0,719	G= 3,1,0,2
47	61	83	M= 7	LP= 0,720	G= 3,1,0,2
51	62	89	M= 7	LP= 0,721	G= 3,1,0,2
55	63	95	M= 7	LP= 0,722	G= 3,1,0,2
59	64	101	M= 7	LP= 0,723	G= 3,1,0,2
63	65	107	M= 7	LP= 0,724	G= 3,1,0,2
67	66	113	M= 7	LP= 0,725	G= 3,1,0,2
71	67	119	M= 7	LP= 0,726	G= 1,1,0,2
73	68	69	M= 7	LP= 0,727	
74	69	71	M= 7	LP= 0,728	
75	71	73	M= 7	LP= 0,730	
76	73	75	M= 7	LP= 0,732	
77	75	77	M= 7	LP= 0,734	
78	77	79	M= 7	LP= 0,736	
79	79	81	M= 7	LP= 0,738	
80	81	83	M= 7	LP= 0,740	
81	83	85	M= 7	LP= 0,742	
82	85	87	M= 7	LP= 0,744	
83	87	89	M= 7	LP= 0,746	
84	89	91	M= 7	LP= 0,748	
85	91	93	M= 7	LP= 0,750	
86	93	95	M= 7	LP= 0,752	
87	95	97	M= 7	LP= 0,754	
88	97	99	M= 7	LP= 0,756	
89	99	101	M= 7	LP= 0,758	
90	101	103	M= 7	LP= 0,760	
91	103	105	M= 7	LP= 0,762	
92	105	107	M= 7	LP= 0,764	
93	107	109	M= 7	LP= 0,766	
94	109	111	M= 7	LP= 0,768	
95	111	113	M= 7	LP= 0,770	
96	113	115	M= 7	LP= 0,772	
97	115	117	M= 7	LP= 0,774	
98	117	119	M= 7	LP= 0,776	
99	119	121	M= 7	LP= 0,778	
100	121	122	M= 7	LP= 0,780	: ANEL INTERMEDIARIO
101	69	123	M= 7	LP= 0,728	G= 1,1,0,1
103	71	124	M= 7	LP= 0,730	G= 1,1,0,1

105	73	125	M= 7	LP= 0,732	G= 1,1,0,1
107	75	126	M= 7	LP= 0,734	G= 1,1,0,1
109	77	127	M= 7	LP= 0,736	G= 1,1,0,1
111	79	128	M= 7	LP= 0,738	G= 1,1,0,1
113	81	129	M= 7	LP= 0,740	G= 1,1,0,1
115	83	130	M= 7	LP= 0,742	G= 1,1,0,1
117	85	131	M= 7	LP= 0,744	G= 1,1,0,1
119	87	132	M= 7	LP= 0,746	G= 1,1,0,1
121	89	133	M= 7	LP= 0,748	G= 1,1,0,1
123	91	134	M= 7	LP= 0,750	G= 1,1,0,1
125	93	135	M= 7	LP= 0,752	G= 1,1,0,1
127	95	136	M= 7	LP= 0,754	G= 1,1,0,1
129	97	137	M= 7	LP= 0,756	G= 1,1,0,1
131	99	138	M= 7	LP= 0,758	G= 1,1,0,1
133	101	139	M= 7	LP= 0,760	G= 1,1,0,1
135	103	140	M= 7	LP= 0,762	G= 1,1,0,1
137	105	141	M= 7	LP= 0,764	G= 1,1,0,1
139	107	142	M= 7	LP= 0,766	G= 1,1,0,1
141	109	143	M= 7	LP= 0,768	G= 1,1,0,1
143	111	144	M= 7	LP= 0,770	G= 1,1,0,1
145	113	145	M= 7	LP= 0,772	G= 1,1,0,1
147	115	146	M= 7	LP= 0,774	G= 1,1,0,1
149	117	147	M= 7	LP= 0,776	G= 1,1,0,1
151	119	148	M= 7	LP= 0,778	G= 1,1,0,1
153	121	149	M= 7	LP= 0,780	G= 1,1,0,1 : TRECHO 1
155	123	152	M= 7	LP= 0,782	
156	124	152	M= 7	LP= 0,783	G= 1,1,0,2
158	125	154	M= 7	LP= 0,784	G= 1,1,0,2
160	126	156	M= 7	LP= 0,785	G= 1,1,0,2
162	127	158	M= 7	LP= 0,786	G= 1,1,0,2
164	128	160	M= 7	LP= 0,787	G= 1,1,0,2
166	129	162	M= 7	LP= 0,788	G= 1,1,0,2
168	130	164	M= 7	LP= 0,789	G= 1,1,0,2
170	131	166	M= 7	LP= 0,790	G= 1,1,0,2
172	132	168	M= 7	LP= 0,791	G= 1,1,0,2
174	133	170	M= 7	LP= 0,792	G= 1,1,0,2
176	134	172	M= 7	LP= 0,793	G= 1,1,0,2
178	135	174	M= 7	LP= 0,794	G= 1,1,0,2
180	136	176	M= 7	LP= 0,795	G= 1,1,0,2
182	137	178	M= 7	LP= 0,796	G= 1,1,0,2
184	138	180	M= 7	LP= 0,797	G= 1,1,0,2
186	139	182	M= 7	LP= 0,798	G= 1,1,0,2
188	140	184	M= 7	LP= 0,799	G= 1,1,0,2
190	141	186	M= 7	LP= 0,800	G= 1,1,0,2
192	142	188	M= 7	LP= 0,801	G= 1,1,0,2
194	143	190	M= 7	LP= 0,802	G= 1,1,0,2

196	144	192	M= 7	LP= 0,803	G= 1,1,0,2
198	145	194	M= 7	LP= 0,804	G= 1,1,0,2
200	146	196	M= 7	LP= 0,805	G= 1,1,0,2
202	147	198	M= 7	LP= 0,806	G= 1,1,0,2
204	148	200	M= 7	LP= 0,807	G= 1,1,0,2
206	149	202	M= 7	LP= 0,808	G= 1,1,0,2
208	150	204	M= 7	LP= 0,809	: TRECHO 2
209	152	206	M= 7	LP= 0,811	G= 1,1,0,1
211	154	207	M= 7	LP= 0,813	G= 1,1,0,1
213	156	208	M= 7	LP= 0,815	G= 1,1,0,1
215	158	209	M= 7	LP= 0,817	G= 1,1,0,1
217	160	210	M= 7	LP= 0,819	G= 1,1,0,1
219	162	211	M= 7	LP= 0,821	G= 1,1,0,1
221	164	212	M= 7	LP= 0,823	G= 1,1,0,1
223	166	213	M= 7	LP= 0,825	G= 1,1,0,1
225	168	214	M= 7	LP= 0,827	G= 1,1,0,1
227	170	215	M= 7	LP= 0,829	G= 1,1,0,1
229	172	216	M= 7	LP= 0,831	G= 1,1,0,1
231	174	217	M= 7	LP= 0,833	G= 1,1,0,1
233	176	218	M= 7	LP= 0,835	G= 1,1,0,1
235	178	219	M= 7	LP= 0,837	G= 1,1,0,1
237	180	220	M= 7	LP= 0,839	G= 1,1,0,1
239	182	221	M= 7	LP= 0,841	G= 1,1,0,1
241	184	222	M= 7	LP= 0,843	G= 1,1,0,1
243	186	223	M= 7	LP= 0,845	G= 1,1,0,1
245	188	224	M= 7	LP= 0,847	G= 1,1,0,1
247	190	225	M= 7	LP= 0,849	G= 1,1,0,1
249	192	226	M= 7	LP= 0,851	G= 1,1,0,1
251	194	227	M= 7	LP= 0,853	G= 1,1,0,1
253	196	228	M= 7	LP= 0,855	G= 1,1,0,1
255	198	229	M= 7	LP= 0,857	G= 1,1,0,1
257	200	230	M= 7	LP= 0,859	G= 1,1,0,1
259	202	231	M= 7	LP= 0,861	G= 1,1,0,1
261	204	232	M= 7	LP= 0,863	G= 1,1,0,1 : TRECHO 3
263	206	235	M= 7	LP= 0,865	
264	207	235	M= 7	LP= 0,866	G= 1,1,0,2
266	208	237	M= 7	LP= 0,867	G= 1,1,0,2
268	209	239	M= 7	LP= 0,868	G= 1,1,0,2
270	210	241	M= 7	LP= 0,869	G= 1,1,0,2
272	211	243	M= 7	LP= 0,870	G= 1,1,0,2
274	212	245	M= 7	LP= 0,871	G= 1,1,0,2
276	213	247	M= 7	LP= 0,872	G= 1,1,0,2
278	214	249	M= 7	LP= 0,873	G= 1,1,0,2
280	215	251	M= 7	LP= 0,874	G= 1,1,0,2
282	216	253	M= 7	LP= 0,875	G= 1,1,0,2
284	217	255	M= 7	LP= 0,876	G= 1,1,0,2

286	218	257	M= 7	LP= 0,877	G= 1,1,0,2
288	219	259	M= 7	LP= 0,878	G= 1,1,0,2
290	220	261	M= 7	LP= 0,879	G= 1,1,0,2
292	221	263	M= 7	LP= 0,880	G= 1,1,0,2
294	222	265	M= 7	LP= 0,881	G= 1,1,0,2
296	223	267	M= 7	LP= 0,882	G= 1,1,0,2
298	224	269	M= 7	LP= 0,883	G= 1,1,0,2
300	225	271	M= 7	LP= 0,884	G= 1,1,0,2
302	226	273	M= 7	LP= 0,885	G= 1,1,0,2
304	227	275	M= 7	LP= 0,886	G= 1,1,0,2
306	228	277	M= 7	LP= 0,887	G= 1,1,0,2
308	229	279	M= 7	LP= 0,888	G= 1,1,0,2
310	230	281	M= 7	LP= 0,889	G= 1,1,0,2
312	231	283	M= 7	LP= 0,890	G= 1,1,0,2
314	232	285	M= 7	LP= 0,891	G= 1,1,0,2
316	233	287	M= 7	LP= 0,892	: TRECHO 4
317	235	289	M= 7	LP= 0,894	G= 1,1,0,1
319	237	290	M= 7	LP= 0,896	G= 1,1,0,1
321	239	291	M= 7	LP= 0,898	G= 1,1,0,1
323	241	292	M= 7	LP= 0,900	G= 1,1,0,1
325	243	293	M= 7	LP= 0,902	G= 1,1,0,1
327	245	294	M= 7	LP= 0,904	G= 1,1,0,1
329	247	295	M= 7	LP= 0,906	G= 1,1,0,1
331	249	296	M= 7	LP= 0,908	G= 1,1,0,1
333	251	297	M= 7	LP= 0,910	G= 1,1,0,1
335	253	298	M= 7	LP= 0,912	G= 1,1,0,1
337	255	299	M= 7	LP= 0,914	G= 1,1,0,1
339	257	300	M= 7	LP= 0,916	G= 1,1,0,1
341	259	301	M= 7	LP= 0,918	G= 1,1,0,1
343	261	302	M= 7	LP= 0,920	G= 1,1,0,1
345	263	303	M= 7	LP= 0,922	G= 1,1,0,1
347	265	304	M= 7	LP= 0,924	G= 1,1,0,1
349	267	305	M= 7	LP= 0,926	G= 1,1,0,1
351	269	306	M= 7	LP= 0,928	G= 1,1,0,1
353	271	307	M= 7	LP= 0,930	G= 1,1,0,1
355	273	308	M= 7	LP= 0,932	G= 1,1,0,1
357	275	309	M= 7	LP= 0,934	G= 1,1,0,1
359	277	310	M= 7	LP= 0,936	G= 1,1,0,1
361	279	311	M= 7	LP= 0,938	G= 1,1,0,1
363	281	312	M= 7	LP= 0,940	G= 1,1,0,1
365	283	313	M= 7	LP= 0,942	G= 1,1,0,1
367	285	314	M= 7	LP= 0,944	G= 1,1,0,1
369	287	315	M= 7	LP= 0,946	G= 1,1,0,1 : TRECHO 5
371	289	318	M= 7	LP= 0,948	
372	290	318	M= 7	LP= 0,949	G= 1,1,0,2
374	291	320	M= 7	LP= 0,950	G= 1,1,0,2

376	292	322	M= 7	LP= 0,951	G= 1,1,0,2
378	293	324	M= 7	LP= 0,952	G= 1,1,0,2
380	294	326	M= 7	LP= 0,953	G= 1,1,0,2
382	295	328	M= 7	LP= 0,954	G= 1,1,0,2
384	296	330	M= 7	LP= 0,955	G= 1,1,0,2
386	297	332	M= 7	LP= 0,956	G= 1,1,0,2
388	298	334	M= 7	LP= 0,957	G= 1,1,0,2
390	299	336	M= 7	LP= 0,958	G= 1,1,0,2
392	300	338	M= 7	LP= 0,959	G= 1,1,0,2
394	301	340	M= 7	LP= 0,960	G= 1,1,0,2
396	302	342	M= 7	LP= 0,961	G= 1,1,0,2
398	303	344	M= 7	LP= 0,962	G= 1,1,0,2
400	304	346	M= 7	LP= 0,963	G= 1,1,0,2
402	305	348	M= 7	LP= 0,964	G= 1,1,0,2
404	306	350	M= 7	LP= 0,965	G= 1,1,0,2
406	307	352	M= 7	LP= 0,966	G= 1,1,0,2
408	308	354	M= 7	LP= 0,967	G= 1,1,0,2
410	309	356	M= 7	LP= 0,968	G= 1,1,0,2
412	310	358	M= 7	LP= 0,969	G= 1,1,0,2
414	311	360	M= 7	LP= 0,970	G= 1,1,0,2
416	312	362	M= 7	LP= 0,971	G= 1,1,0,2
418	313	364	M= 7	LP= 0,972	G= 1,1,0,2
420	314	366	M= 7	LP= 0,973	G= 1,1,0,2
422	315	368	M= 7	LP= 0,974	G= 1,1,0,2
424	316	370	M= 7	LP= 0,975	: TRECHO 6
425	318	372	M= 7	LP= 0,977	G= 1,1,0,1
427	320	373	M= 7	LP= 0,979	G= 1,1,0,1
429	322	374	M= 7	LP= 0,981	G= 1,1,0,1
431	324	375	M= 7	LP= 0,983	G= 1,1,0,1
433	326	376	M= 7	LP= 0,985	G= 1,1,0,1
435	328	377	M= 7	LP= 0,987	G= 1,1,0,1
437	330	378	M= 7	LP= 0,989	G= 1,1,0,1
439	332	379	M= 7	LP= 0,991	G= 1,1,0,1
441	334	380	M= 7	LP= 0,993	G= 1,1,0,1
443	336	381	M= 7	LP= 0,995	G= 1,1,0,1
445	338	382	M= 7	LP= 0,997	G= 1,1,0,1
447	340	383	M= 7	LP= 0,999	G= 1,1,0,1
449	342	384	M= 7	LP= 0,1001	G= 1,1,0,1
451	344	385	M= 7	LP= 0,1003	G= 1,1,0,1
453	346	386	M= 7	LP= 0,1005	G= 1,1,0,1
455	348	387	M= 7	LP= 0,1007	G= 1,1,0,1
457	350	388	M= 7	LP= 0,1009	G= 1,1,0,1
459	352	389	M= 7	LP= 0,1011	G= 1,1,0,1
461	354	390	M= 7	LP= 0,1013	G= 1,1,0,1
463	356	391	M= 7	LP= 0,1015	G= 1,1,0,1
465	358	392	M= 7	LP= 0,1017	G= 1,1,0,1

467	360	393	M= 7	LP= 0,1019	G= 1,1,0,1
469	362	394	M= 7	LP= 0,1021	G= 1,1,0,1
471	364	395	M= 7	LP= 0,1023	G= 1,1,0,1
473	366	396	M= 7	LP= 0,1025	G= 1,1,0,1
475	368	397	M= 7	LP= 0,1027	G= 1,1,0,1
477	370	398	M= 7	LP= 0,1029	G= 1,1,0,1 : TRECHO 7
479	372	401	M= 7	LP= 0,1031	
480	373	401	M= 7	LP= 0,1032	G= 1,1,0,2
482	374	403	M= 7	LP= 0,1033	G= 1,1,0,2
484	375	405	M= 7	LP= 0,1034	G= 1,1,0,2
486	376	407	M= 7	LP= 0,1035	G= 1,1,0,2
488	377	409	M= 7	LP= 0,1036	G= 1,1,0,2
490	378	411	M= 7	LP= 0,1037	G= 1,1,0,2
492	379	413	M= 7	LP= 0,1038	G= 1,1,0,2
494	380	415	M= 7	LP= 0,1039	G= 1,1,0,2
496	381	417	M= 7	LP= 0,1040	G= 1,1,0,2
498	382	419	M= 7	LP= 0,1041	G= 1,1,0,2
500	383	421	M= 7	LP= 0,1042	G= 1,1,0,2
502	384	423	M= 7	LP= 0,1043	G= 1,1,0,2
504	385	425	M= 7	LP= 0,1044	G= 1,1,0,2
506	386	427	M= 7	LP= 0,1045	G= 1,1,0,2
508	387	429	M= 7	LP= 0,1046	G= 1,1,0,2
510	388	431	M= 7	LP= 0,1047	G= 1,1,0,2
512	389	433	M= 7	LP= 0,1048	G= 1,1,0,2
514	390	435	M= 7	LP= 0,1049	G= 1,1,0,2
516	391	437	M= 7	LP= 0,1050	G= 1,1,0,2
518	392	439	M= 7	LP= 0,1051	G= 1,1,0,2
520	393	441	M= 7	LP= 0,1052	G= 1,1,0,2
522	394	443	M= 7	LP= 0,1053	G= 1,1,0,2
524	395	445	M= 7	LP= 0,1054	G= 1,1,0,2
526	396	447	M= 7	LP= 0,1055	G= 1,1,0,2
528	397	449	M= 7	LP= 0,1056	G= 1,1,0,2
530	398	451	M= 7	LP= 0,1057	G= 1,1,0,2
532	399	453	M= 7	LP= 0,1058	: TRECHO 8
533	401	455	M= 7	LP= 0,1060	G= 1,1,0,1
535	403	456	M= 7	LP= 0,1062	G= 1,1,0,1
537	405	457	M= 7	LP= 0,1064	G= 1,1,0,1
539	407	458	M= 7	LP= 0,1066	G= 1,1,0,1
541	409	459	M= 7	LP= 0,1068	G= 1,1,0,1
543	411	460	M= 7	LP= 0,1070	G= 1,1,0,1
545	413	461	M= 7	LP= 0,1072	G= 1,1,0,1
547	415	462	M= 7	LP= 0,1074	G= 1,1,0,1
549	417	463	M= 7	LP= 0,1076	G= 1,1,0,1
551	419	464	M= 7	LP= 0,1078	G= 1,1,0,1
553	421	465	M= 7	LP= 0,1080	G= 1,1,0,1
555	423	466	M= 7	LP= 0,1082	G= 1,1,0,1

557	425	467	M= 7	LP= 0,1084	G= 1,1,0,1
559	427	468	M= 7	LP= 0,1086	G= 1,1,0,1
561	429	469	M= 7	LP= 0,1088	G= 1,1,0,1
563	431	470	M= 7	LP= 0,1090	G= 1,1,0,1
565	433	471	M= 7	LP= 0,1092	G= 1,1,0,1
567	435	472	M= 7	LP= 0,1094	G= 1,1,0,1
569	437	473	M= 7	LP= 0,1096	G= 1,1,0,1
571	439	474	M= 7	LP= 0,1098	G= 1,1,0,1
573	441	475	M= 7	LP= 0,1100	G= 1,1,0,1
575	443	476	M= 7	LP= 0,1102	G= 1,1,0,1
577	445	477	M= 7	LP= 0,1104	G= 1,1,0,1
579	447	478	M= 7	LP= 0,1106	G= 1,1,0,1
581	449	479	M= 7	LP= 0,1108	G= 1,1,0,1
583	451	480	M= 7	LP= 0,1110	G= 1,1,0,1
585	453	481	M= 7	LP= 0,1112	G= 1,1,0,1 : TRECHO 9
587	455	484	M= 7	LP= 0,1114	
588	456	484	M= 7	LP= 0,1115	G= 1,1,0,2
590	457	486	M= 7	LP= 0,1116	G= 1,1,0,2
592	458	488	M= 7	LP= 0,1117	G= 1,1,0,2
594	459	490	M= 7	LP= 0,1118	G= 1,1,0,2
596	460	492	M= 7	LP= 0,1119	G= 1,1,0,2
598	461	494	M= 7	LP= 0,1120	G= 1,1,0,2
600	462	496	M= 7	LP= 0,1121	G= 1,1,0,2
602	463	498	M= 7	LP= 0,1122	G= 1,1,0,2
604	464	500	M= 7	LP= 0,1123	G= 1,1,0,2
606	465	502	M= 7	LP= 0,1124	G= 1,1,0,2
608	466	504	M= 7	LP= 0,1125	G= 1,1,0,2
610	467	506	M= 7	LP= 0,1126	G= 1,1,0,2
612	468	508	M= 7	LP= 0,1127	G= 1,1,0,2
614	469	510	M= 7	LP= 0,1128	G= 1,1,0,2
616	470	512	M= 7	LP= 0,1129	G= 1,1,0,2
618	471	514	M= 7	LP= 0,1130	G= 1,1,0,2
620	472	516	M= 7	LP= 0,1131	G= 1,1,0,2
622	473	518	M= 7	LP= 0,1132	G= 1,1,0,2
624	474	520	M= 7	LP= 0,1133	G= 1,1,0,2
626	475	522	M= 7	LP= 0,1134	G= 1,1,0,2
628	476	524	M= 7	LP= 0,1135	G= 1,1,0,2
630	477	526	M= 7	LP= 0,1136	G= 1,1,0,2
632	478	528	M= 7	LP= 0,1137	G= 1,1,0,2
634	479	530	M= 7	LP= 0,1138	G= 1,1,0,2
636	480	532	M= 7	LP= 0,1139	G= 1,1,0,2
638	481	534	M= 7	LP= 0,1140	G= 1,1,0,2
640	482	536	M= 7	LP= 0,1141	: TRECHO 10
641	484	538	M= 7	LP= 0,1143	G= 1,1,0,1
643	486	539	M= 7	LP= 0,1145	G= 1,1,0,1
645	488	540	M= 7	LP= 0,1147	G= 1,1,0,1

647	490	541	M= 7	LP= 0,1149	G= 1,1,0,1
649	492	542	M= 7	LP= 0,1151	G= 1,1,0,1
651	494	543	M= 7	LP= 0,1153	G= 1,1,0,1
653	496	544	M= 7	LP= 0,1155	G= 1,1,0,1
655	498	545	M= 7	LP= 0,1157	G= 1,1,0,1
657	500	546	M= 7	LP= 0,1159	G= 1,1,0,1
659	502	547	M= 7	LP= 0,1161	G= 1,1,0,1
661	504	548	M= 7	LP= 0,1163	G= 1,1,0,1
663	506	549	M= 7	LP= 0,1165	G= 1,1,0,1
665	508	550	M= 7	LP= 0,1167	G= 1,1,0,1
667	510	551	M= 7	LP= 0,1169	G= 1,1,0,1
669	512	552	M= 7	LP= 0,1171	G= 1,1,0,1
671	514	553	M= 7	LP= 0,1173	G= 1,1,0,1
673	516	554	M= 7	LP= 0,1175	G= 1,1,0,1
675	518	555	M= 7	LP= 0,1177	G= 1,1,0,1
677	520	556	M= 7	LP= 0,1179	G= 1,1,0,1
679	522	557	M= 7	LP= 0,1181	G= 1,1,0,1
681	524	558	M= 7	LP= 0,1183	G= 1,1,0,1
683	526	559	M= 7	LP= 0,1185	G= 1,1,0,1
685	528	560	M= 7	LP= 0,1187	G= 1,1,0,1
687	530	561	M= 7	LP= 0,1189	G= 1,1,0,1
689	532	562	M= 7	LP= 0,1191	G= 1,1,0,1
691	534	563	M= 7	LP= 0,1193	G= 1,1,0,1
693	536	564	M= 7	LP= 0,1195	G= 1,1,0,1 : TRECHO 11
695	538	567	M= 7	LP= 0,1197	
696	539	567	M= 7	LP= 0,1198	G= 1,1,0,2
698	540	569	M= 7	LP= 0,1199	G= 1,1,0,2
700	541	571	M= 7	LP= 0,1200	G= 1,1,0,2
702	542	573	M= 7	LP= 0,1201	G= 1,1,0,2
704	543	575	M= 7	LP= 0,1202	G= 1,1,0,2
706	544	577	M= 7	LP= 0,1203	G= 1,1,0,2
708	545	579	M= 7	LP= 0,1204	G= 1,1,0,2
710	546	581	M= 7	LP= 0,1205	G= 1,1,0,2
712	547	583	M= 7	LP= 0,1206	G= 1,1,0,2
714	548	585	M= 7	LP= 0,1207	G= 1,1,0,2
716	549	587	M= 7	LP= 0,1208	G= 1,1,0,2
718	550	589	M= 7	LP= 0,1209	G= 1,1,0,2
720	551	591	M= 7	LP= 0,1210	G= 1,1,0,2
722	552	593	M= 7	LP= 0,1211	G= 1,1,0,2
724	553	595	M= 7	LP= 0,1212	G= 1,1,0,2
726	554	597	M= 7	LP= 0,1213	G= 1,1,0,2
728	555	599	M= 7	LP= 0,1214	G= 1,1,0,2
730	556	601	M= 7	LP= 0,1215	G= 1,1,0,2
732	557	603	M= 7	LP= 0,1216	G= 1,1,0,2
734	558	605	M= 7	LP= 0,1217	G= 1,1,0,2
736	559	607	M= 7	LP= 0,1218	G= 1,1,0,2

738	560	609	M= 7	LP= 0,1219	G= 1,1,0,2
740	561	611	M= 7	LP= 0,1220	G= 1,1,0,2
742	562	613	M= 7	LP= 0,1221	G= 1,1,0,2
744	563	615	M= 7	LP= 0,1222	G= 1,1,0,2
746	564	617	M= 7	LP= 0,1223	G= 1,1,0,2
748	565	619	M= 7	LP= 0,1224	: TRECHO 12
749	567	622	M= 7	LP= 0,1225	G= 26,1,2,2

## LOADS

69	121	2	L= 1	F= 0,0,-2.25
123			L= 1	F= 0,0,-1.12
124	149	1	L= 1	F= 0,0,-2.25
150			L= 1	F= 0,0,-1.12
152	204	2	L= 1	F= 0,0,-2.25
206			L= 1	F= 0,0,-1.12
207	232	1	L= 1	F= 0,0,-2.25
233			L= 1	F= 0,0,-1.12
235	287	2	L= 1	F= 0,0,-2.25
289			L= 1	F= 0,0,-1.12
290	315	1	L= 1	F= 0,0,-2.25
316			L= 1	F= 0,0,-1.12
318	370	2	L= 1	F= 0,0,-2.25
372			L= 1	F= 0,0,-1.12
373	398	1	L= 1	F= 0,0,-2.25
399			L= 1	F= 0,0,-1.12
401	453	2	L= 1	F= 0,0,-2.25
455			L= 1	F= 0,0,-1.12
456	481	1	L= 1	F= 0,0,-2.25
482			L= 1	F= 0,0,-1.12
484	536	2	L= 1	F= 0,0,-2.25
538			L= 1	F= 0,0,-1.12
539	564	1	L= 1	F= 0,0,-2.25
565			L= 1	F= 0,0,-1.12
567	619	2	L= 1	F= 0,0,-2.25

## SELECT

NT= 1	ID= 10,48,19
NT= 1	ID= 62,63,1
NT= 1	ID= 94,96,1
NT= 1	ID= 178,593,83
NT= 1	ID= 648
NT= 1	ID= 136,137,1
NT= 1	ID= 219,220,1
NT= 1	ID= 302,303,1
NT= 1	ID= 385,386,1
NT= 1	ID= 468,469,1

NT= 1	ID= 551,552,1
NT= 2	ID= 2,18,2
NT= 2	ID= 40,56,2
NT= 5	ID= 5
NT= 5	ID= 18,19,1
NT= 5	ID= 32
NT= 5	ID= 53,56,1
NT= 5	ID= 86,87,1
NT= 5	ID= 127,721,54
NT= 5	ID= 128,722,54
NT= 5	ID= 763,764,1

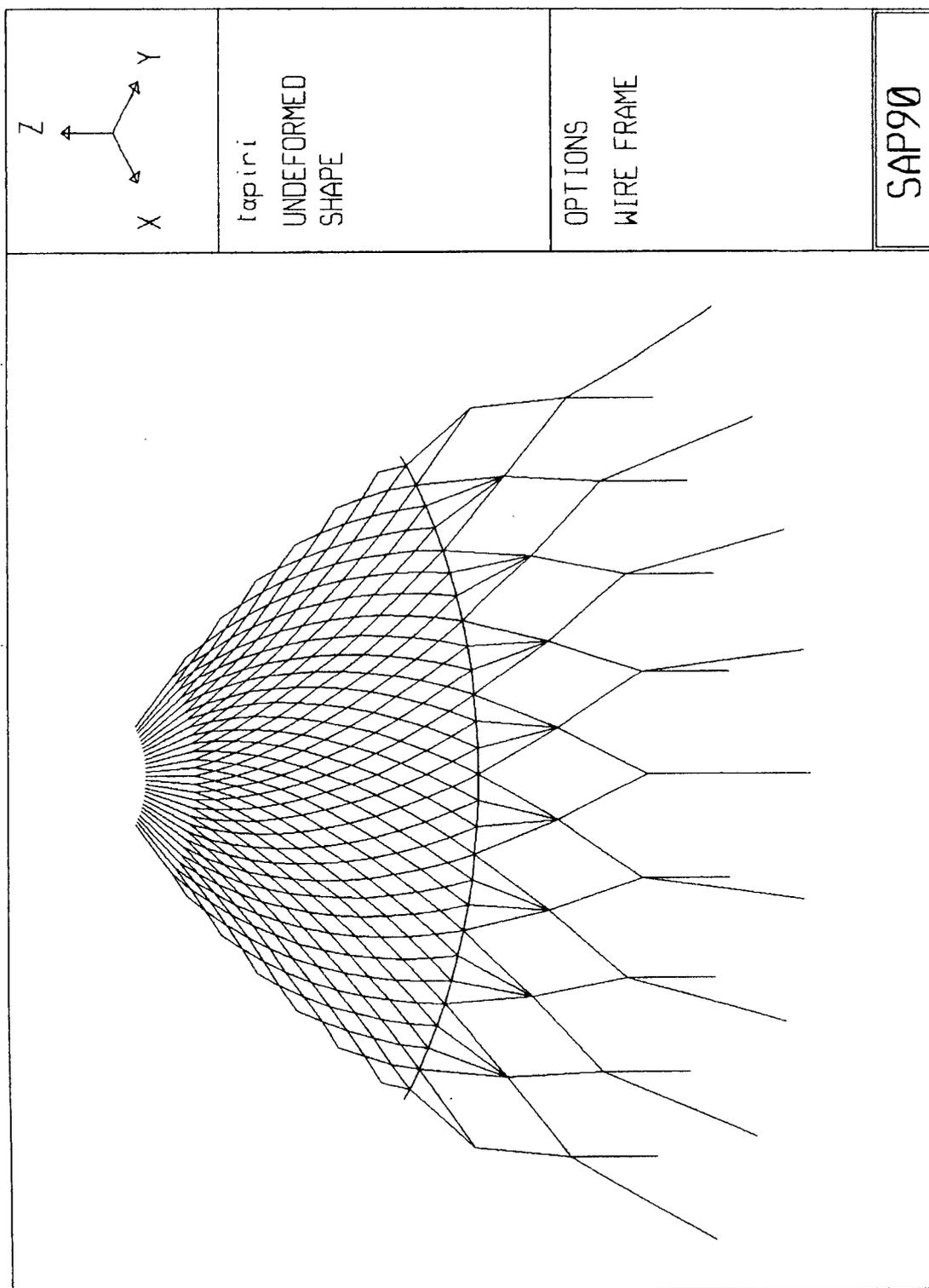


FIGURA 55. Modelo TAPIRI

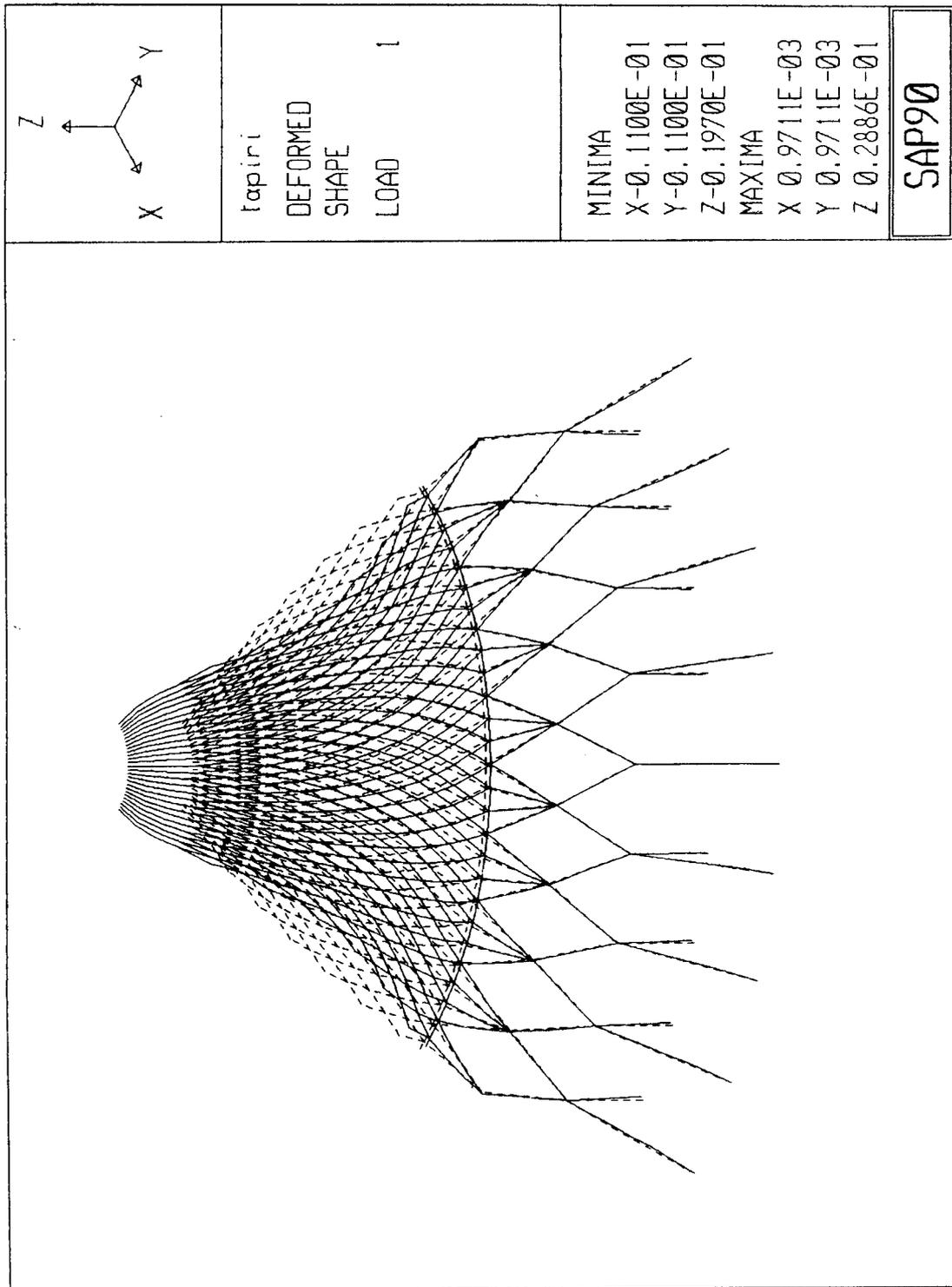


FIGURA 56. Deformada do modelo TAPIRI para peso próprio

CASQUEL - MODELO COMBINADO  
SYSTEM

L= 3

JOINTS

1776	X= 0	Y= 0	Z= 0	
1777	X= 0	Y= 0	Z= 20	
1	X= 40.75	Y= 0	Z= 0	A= 1776,1777,1,18,1,5
1778	X= 40.75	Y= 0	Z= 3	A= 1776,1777,1778,18,1,5
20	X= 33.4	Y= 0	Z= 6	A= 1776,1777,20,18,1,5
1797	X= 33.4	Y= 0	Z= 9	A= 1776,1777,1797,18,1,5
39	X= 33.4	Y= 0	Z= 0	A= 1776,1777,39,18,1,5
1816	X= 0	Y= 0	Z= 6	
58	X= 29.6	Y= 0	Z= 9.4	A= 1776,1777,58,9,1,10
1817	X= 29.6	Y= 0	Z= 12.4	A= 1776,1777,1817,9,1,10
68	X= 25.7	Y= 0	Z= 12.3	A= 1776,1777,68,54,1,10/6
1827	X= 28.5	Y= 0	Z= 16.4	A= 1776,1777,1827,54,1,10/6
841	X= 25.8	Y= 0	Z= 12.4	A= 1776,1777,841,54,1,10/6
123	X= 24.4	Y= 0	Z= 13.2	A= 1776,1777,123,27,1,10/3
1882	X= 24.4	Y= 0	Z= 16.2	A= 1776,1777,1882,27,1,10/3
896	X= 24.5	Y= 0	Z= 13.3	A= 1776,1777,896,54,1,10/6
151	X= 23	Y= 0	Z= 14	A= 1776,1777,151,54,1,10/6
1910	X= 23	Y= 0	Z= 17	A= 1776,1777,1910,54,1,10/6
951	X= 23.1	Y= 0	Z= 14.1	A= 1776,1777,951,54,1,10/6
206	X= 21.6	Y= 0	Z= 14.8	A= 1776,1777,206,27,1,10/3
1965	X= 21.6	Y= 0	Z= 17.8	A= 1776,1777,1965,27,1,10/3
1006	X= 21.7	Y= 0	Z= 14.9	A= 1776,1777,1006,54,1,10/6
234	X= 20.2	Y= 0	Z= 15.5	A= 1776,1777,234,54,1,10/6
1993	X= 20.2	Y= 0	Z= 18.5	A= 1776,1777,1993,54,1,10/6
1061	X= 20.2	Y= 0	Z= 15.6	A= 1776,1777,1061,54,1,10/6
289	X= 18.7	Y= 0	Z= 16.2	A= 1776,1777,289,27,1,10/3
2048	X= 18.7	Y= 0	Z= 19.2	A= 1776,1777,2048,27,1,10/3
1116	X= 18.8	Y= 0	Z= 16.3	A= 1776,1777,1116,54,1,10/6
317	X= 17.2	Y= 0	Z= 16.9	A= 1776,1777,317,54,1,10/6
2076	X= 17.2	Y= 0	Z= 19.9	A= 1776,1777,2076,54,1,10/6
1171	X= 17.3	Y= 0	Z= 16.9	A= 1776,1777,1171,54,1,10/6
372	X= 15.7	Y= 0	Z= 17.4	A= 1776,1777,372,27,1,10/3
2131	X= 15.7	Y= 0	Z= 20.4	A= 1776,1777,2131,27,1,10/3
1226	X= 15.8	Y= 0	Z= 17.5	A= 1776,1777,1226,54,1,10/6
400	X= 14.2	Y= 0	Z= 17.9	A= 1776,1777,400,54,1,10/6
2159	X= 14.2	Y= 0	Z= 20.9	A= 1776,1777,2159,54,1,10/6
1281	X= 14.3	Y= 0	Z= 18.0	A= 1776,1777,1281,54,1,10/6
455	X= 12.7	Y= 0	Z= 18.4	A= 1776,1777,455,27,1,10/3
2214	X= 12.7	Y= 0	Z= 21.4	A= 1776,1777,2214,27,1,10/3
1336	X= 12.7	Y= 0	Z= 18.5	A= 1776,1777,1336,54,1,10/6
483	X= 11.1	Y= 0	Z= 18.8	A= 1776,1777,483,54,1,10/6
2242	X= 11.1	Y= 0	Z= 21.8	A= 1776,1777,2242,54,1,10/6

1391	X= 11.2	Y= 0	Z= 18.9	A= 1776,1777,1391,54,1,10/6
538	X= 9.6	Y= 0	Z= 19.2	A= 1776,1777,538,27,1,10/3
2297	X= 9.6	Y= 0	Z= 22.2	A= 1776,1777,2297,27,1,10/3
1446	X= 9.6	Y= 0	Z= 19.3	A= 1776,1777,1446,54,1,10/6
566	X= 8	Y= 0	Z= 19.5	A= 1776,1777,566,54,1,10/6
2325	X= 0	Y= 0	Z= 30	
1501	X= 8	Y= 0	Z= 19.6	A= 1776,1777,1501,54,1,10/6
621	X= 7	Y= 0	Z= 19.6	A= 1776,1777,621,54,1,10/6
1556	X= 7	Y= 0	Z= 19.7	A= 1776,1777,1556,54,1,10/6
676	X= 6	Y= 0	Z= 19.8	A= 1776,1777,676,54,1,10/6
1611	X= 6	Y= 0	Z= 19.9	A= 1776,1777,1611,54,1,10/6
731	X= 5	Y= 0	Z= 19.9	A= 1776,1777,731,54,1,10/6
1666	X= 5	Y= 0	Z= 20	A= 1776,1777,1666,54,1,10/6
786	X= 4	Y= 0	Z= 20	A= 1776,1777,786,54,1,10/6
1721	X= 4	Y= 0	Z= 20.1	A= 1776,1777,1721,54,1,10/6

RESTRRAINTS

1776	2325	1	R= 1,1,1,1,1,1	
119	2		R= 1,1,1,1,1,1	: NOS AUXILIARES
218	2		R= 1,1,1,0,0,0	: ANEL INFERIOR
40	56	2	R= 0,0,1,0,0,0	: APOIOS VERTICAIS
58			R= 0,1,0,1,0,1	
68			R= 0,1,0,1,0,1	
123	538	83	R= 0,1,0,1,0,1	
841	1666	55	R= 0,1,0,1,0,1	: SIMETRIA EM X
67			R= 1,0,0,0,1,1	
122			R= 1,0,0,0,1,1	
150	565	83	R= 1,0,0,0,1,1	
895	1720	55	R= 1,0,0,0,1,1	: SIMETRIA EM Y
20	38	2	R= 1,1,1,1,1,1	
39	57	2	R= 1,1,1,1,1,1	
70	120	2	R= 1,1,1,1,1,1	
151	205	2	R= 1,1,1,1,1,1	
234	288	2	R= 1,1,1,1,1,1	
317	371	2	R= 1,1,1,1,1,1	
400	454	2	R= 1,1,1,1,1,1	
483	537	2	R= 1,1,1,1,1,1	
566	620	2	R= 1,1,1,1,1,1	
621	675	2	R= 1,1,1,1,1,1	
676	730	2	R= 1,1,1,1,1,1	
731	785	2	R= 1,1,1,1,1,1	
786	840	2	R= 1,1,1,1,1,1	: NOS AUXILIARES
787	839	2	R= 1,1,0,1,1,1	
1721	1775	1	R= 1,1,0,1,1,1	: ANEL SUPERIOR ENGASTE

CONSTRAINTS

841			C= 68,0,68,0,68,0	
842	894	2	C= 69,69,69,69,69,69	I= 2,2,2,2,2,2
895			C= 0,122,122,122,0,0	
896	1446	110	C= 0,0,123,0,123,0	I= 0,0,83,0,83,0
950	1500	110	C= 0,0,150,150,0,0	I= 0,0,83,83,0,0
898	948	2	C= 0,0,124,124,124,124	I= 0,0,1,1,1,1
952	1004	2	C= 0,0,152,152,152,152	I= 0,0,2,2,2,2
1008	1058	2	C= 0,0,207,207,207,207	I= 0,0,1,1,1,1
1062	1114	2	C= 0,0,235,235,235,235	I= 0,0,2,2,2,2
1118	1168	2	C= 0,0,290,290,290,290	I= 0,0,1,1,1,1
1172	1224	2	C= 0,0,318,318,318,318	I= 0,0,2,2,2,2
1228	1278	2	C= 0,0,373,373,373,373	I= 0,0,1,1,1,1
1282	1334	2	C= 0,0,401,401,401,401	I= 0,0,2,2,2,2
1338	1388	2	C= 0,0,456,456,456,456	I= 0,0,1,1,1,1
1392	1444	2	C= 0,0,484,484,484,484	I= 0,0,2,2,2,2
1448	1498	2	C= 0,0,539,539,539,539	I= 0,0,1,1,1,1
1502	1554	2	C= 0,0,567,567,567,567	I= 0,0,2,2,2,2
1557	1609	2	C= 0,0,622,622,622,622	I= 0,0,2,2,2,2
1612	1664	2	C= 0,0,677,677,677,677	I= 0,0,2,2,2,2
1667	1719	2	C= 0,0,732,732,732,732	I= 0,0,2,2,2,2
1722	1774	2	C= 0,0,787,0,0,0	I= 0,0,2,0,0,0

POTENTIAL

841 1775 1 T= 40

FRAME

NM= 7 NL= 1 Z= -1

1	SH=R	T= 0.4,0.4	E= 28.4E6	W= 4	TC= 10E-6	G= 12.2E6
2	SH=R	T= 0.9,0.9	E= 28.4E6	W= 20	TC= 10E-6	G= 12.2E6
3	SH=R	T= 0.9,0.58	E= 28.4E6	W= 13	TC= 10E-6	G= 12.2E6
4	SH=R	T= 0.5,0.25	E= 28.4E6	W= 3.1	TC= 10E-6	G= 12.2E6
5	SH=R	T= 0.3,0.4	E= 28.4E6	W= 3	TC= 10E-6	G= 12.2E6
6	SH=R	T= 0.6,0.4	E= 28.4E6	W= 6	TC= 10E-6	G= 12.2E6
7	SH=R	T= 0.33,0.1	E= 28.4E6	W= 0.6875	TC= 10E-6	G= 12.2E6

1 T= 20

1	2	21	M= 1,2,3	LP= 0,1779		
2	4	23	M= 1,2,3	LP= 0,1781		
3	6	25	M= 1,2,3	LP= 0,1783		
4	8	27	M= 1,2,3	LP= 0,1785		
5	10	29	M= 1,2,3	LP= 0,1787		
6	12	31	M= 1,2,3	LP= 0,1789		
7	14	33	M= 1,2,3	LP= 0,1791		
8	16	35	M= 1,2,3	LP= 0,1793		
9	18	37	M= 1,2,3	LP= 0,1795		
10	21	40	M= 6,5,3	LP= 0,1816	G= 8,1,2,2	
19	21	58	M= 3,4,3	LP= 0,1798	G= 1,1,0,1	

21	23	59	M= 3,4,3	LP= 0,1800	G= 1,1,0,1	
23	25	60	M= 3,4,3	LP= 0,1802	G= 1,1,0,1	
25	27	61	M= 3,4,3	LP= 0,1804	G= 1,1,0,1	
27	29	62	M= 3,4,3	LP= 0,1806	G= 1,1,0,1	
29	31	63	M= 3,4,3	LP= 0,1808	G= 1,1,0,1	
31	33	64	M= 3,4,3	LP= 0,1810	G= 1,1,0,1	
33	35	65	M= 3,4,3	LP= 0,1812	G= 1,1,0,1	
35	37	66	M= 3,4,3	LP= 0,1814	G= 1,1,0,1	
37	58	69	M= 7	NSL= 0,1	LP= 0,1817	G= 1,1,0,2
39	59	71	NSL= 0,1	LP= 0,1818	G= 3,1,0,2	
43	60	77	NSL= 0,1	LP= 0,1819	G= 3,1,0,2	
47	61	83	NSL= 0,1	LP= 0,1820	G= 3,1,0,2	
51	62	89	NSL= 0,1	LP= 0,1821	G= 3,1,0,2	
55	63	95	NSL= 0,1	LP= 0,1822	G= 3,1,0,2	
59	64	101	NSL= 0,1	LP= 0,1823	G= 3,1,0,2	
63	65	107	NSL= 0,1	LP= 0,1824	G= 3,1,0,2	
67	66	113	NSL= 0,1	LP= 0,1825	G= 3,1,0,2	
71	67	119	NSL= 0,1	LP= 0,1826	G= 1,1,0,2	
73	68	69	NSL= 0,1	LP= 0,1827		
74	69	71	NSL= 0,1	LP= 0,1828		
75	71	73	NSL= 0,1	LP= 0,1830		
76	73	75	NSL= 0,1	LP= 0,1832		
77	75	77	NSL= 0,1	LP= 0,1834		
78	77	79	NSL= 0,1	LP= 0,1836		
79	79	81	NSL= 0,1	LP= 0,1838		
80	81	83	NSL= 0,1	LP= 0,1840		
81	83	85	NSL= 0,1	LP= 0,1842		
82	85	87	NSL= 0,1	LP= 0,1844		
83	87	89	NSL= 0,1	LP= 0,1846		
84	89	91	NSL= 0,1	LP= 0,1848		
85	91	93	NSL= 0,1	LP= 0,1850		
86	93	95	NSL= 0,1	LP= 0,1852		
87	95	97	NSL= 0,1	LP= 0,1854		
88	97	99	NSL= 0,1	LP= 0,1856		
89	99	101	NSL= 0,1	LP= 0,1858		
90	101	103	NSL= 0,1	LP= 0,1860		
91	103	105	NSL= 0,1	LP= 0,1862		
92	105	107	NSL= 0,1	LP= 0,1864		
93	107	109	NSL= 0,1	LP= 0,1866		
94	109	111	NSL= 0,1	LP= 0,1868		
95	111	113	NSL= 0,1	LP= 0,1870		
96	113	115	NSL= 0,1	LP= 0,1872		
97	115	117	NSL= 0,1	LP= 0,1874		
98	117	119	NSL= 0,1	LP= 0,1876		
99	119	121	NSL= 0,1	LP= 0,1878		
100	121	122	NSL= 0,1	LP= 0,1880	: ANEL INTERMEDIARIO	

101	69	123	NSL= 0,1	LP= 0,1828	G= 1,1,0,1
103	71	124	NSL= 0,1	LP= 0,1830	G= 1,1,0,1
105	73	125	NSL= 0,1	LP= 0,1832	G= 1,1,0,1
107	75	126	NSL= 0,1	LP= 0,1834	G= 1,1,0,1
109	77	127	NSL= 0,1	LP= 0,1836	G= 1,1,0,1
111	79	128	NSL= 0,1	LP= 0,1838	G= 1,1,0,1
113	81	129	NSL= 0,1	LP= 0,1840	G= 1,1,0,1
115	83	130	NSL= 0,1	LP= 0,1842	G= 1,1,0,1
117	85	131	NSL= 0,1	LP= 0,1844	G= 1,1,0,1
119	87	132	NSL= 0,1	LP= 0,1846	G= 1,1,0,1
121	89	133	NSL= 0,1	LP= 0,1848	G= 1,1,0,1
123	91	134	NSL= 0,1	LP= 0,1850	G= 1,1,0,1
125	93	135	NSL= 0,1	LP= 0,1852	G= 1,1,0,1
127	95	136	NSL= 0,1	LP= 0,1854	G= 1,1,0,1
129	97	137	NSL= 0,1	LP= 0,1856	G= 1,1,0,1
131	99	138	NSL= 0,1	LP= 0,1858	G= 1,1,0,1
133	101	139	NSL= 0,1	LP= 0,1860	G= 1,1,0,1
135	103	140	NSL= 0,1	LP= 0,1862	G= 1,1,0,1
137	105	141	NSL= 0,1	LP= 0,1864	G= 1,1,0,1
139	107	142	NSL= 0,1	LP= 0,1866	G= 1,1,0,1
141	109	143	NSL= 0,1	LP= 0,1868	G= 1,1,0,1
143	111	144	NSL= 0,1	LP= 0,1870	G= 1,1,0,1
145	113	145	NSL= 0,1	LP= 0,1872	G= 1,1,0,1
147	115	146	NSL= 0,1	LP= 0,1874	G= 1,1,0,1
149	117	147	NSL= 0,1	LP= 0,1876	G= 1,1,0,1
151	119	148	NSL= 0,1	LP= 0,1878	G= 1,1,0,1
153	121	149	NSL= 0,1	LP= 0,1880	G= 1,1,0,1 : TRECHO 1
155	123	152	NSL= 0,1	LP= 0,1882	
156	124	152	NSL= 0,1	LP= 0,1883	G= 1,1,0,2
158	125	154	NSL= 0,1	LP= 0,1884	G= 1,1,0,2
160	126	156	NSL= 0,1	LP= 0,1885	G= 1,1,0,2
162	127	158	NSL= 0,1	LP= 0,1886	G= 1,1,0,2
164	128	160	NSL= 0,1	LP= 0,1887	G= 1,1,0,2
166	129	162	NSL= 0,1	LP= 0,1888	G= 1,1,0,2
168	130	164	NSL= 0,1	LP= 0,1889	G= 1,1,0,2
170	131	166	NSL= 0,1	LP= 0,1890	G= 1,1,0,2
172	132	168	NSL= 0,1	LP= 0,1891	G= 1,1,0,2
174	133	170	NSL= 0,1	LP= 0,1892	G= 1,1,0,2
176	134	172	NSL= 0,1	LP= 0,1893	G= 1,1,0,2
178	135	174	NSL= 0,1	LP= 0,1894	G= 1,1,0,2
180	136	176	NSL= 0,1	LP= 0,1895	G= 1,1,0,2
182	137	178	NSL= 0,1	LP= 0,1896	G= 1,1,0,2
184	138	180	NSL= 0,1	LP= 0,1897	G= 1,1,0,2
186	139	182	NSL= 0,1	LP= 0,1898	G= 1,1,0,2
188	140	184	NSL= 0,1	LP= 0,1899	G= 1,1,0,2
190	141	186	NSL= 0,1	LP= 0,1900	G= 1,1,0,2

192	142	188	NSL= 0,1	LP= 0,1901	G= 1,1,0,2
194	143	190	NSL= 0,1	LP= 0,1902	G= 1,1,0,2
196	144	192	NSL= 0,1	LP= 0,1903	G= 1,1,0,2
198	145	194	NSL= 0,1	LP= 0,1904	G= 1,1,0,2
200	146	196	NSL= 0,1	LP= 0,1905	G= 1,1,0,2
202	147	198	NSL= 0,1	LP= 0,1906	G= 1,1,0,2
204	148	200	NSL= 0,1	LP= 0,1907	G= 1,1,0,2
206	149	202	NSL= 0,1	LP= 0,1908	G= 1,1,0,2
208	150	204	NSL= 0,1	LP= 0,1909	: TRECHO 2
209	152	206	NSL= 0,1	LP= 0,1911	G= 1,1,0,1
211	154	207	NSL= 0,1	LP= 0,1913	G= 1,1,0,1
213	156	208	NSL= 0,1	LP= 0,1915	G= 1,1,0,1
215	158	209	NSL= 0,1	LP= 0,1917	G= 1,1,0,1
217	160	210	NSL= 0,1	LP= 0,1919	G= 1,1,0,1
219	162	211	NSL= 0,1	LP= 0,1921	G= 1,1,0,1
221	164	212	NSL= 0,1	LP= 0,1923	G= 1,1,0,1
223	166	213	NSL= 0,1	LP= 0,1925	G= 1,1,0,1
225	168	214	NSL= 0,1	LP= 0,1927	G= 1,1,0,1
227	170	215	NSL= 0,1	LP= 0,1929	G= 1,1,0,1
229	172	216	NSL= 0,1	LP= 0,1931	G= 1,1,0,1
231	174	217	NSL= 0,1	LP= 0,1933	G= 1,1,0,1
233	176	218	NSL= 0,1	LP= 0,1935	G= 1,1,0,1
235	178	219	NSL= 0,1	LP= 0,1937	G= 1,1,0,1
237	180	220	NSL= 0,1	LP= 0,1939	G= 1,1,0,1
239	182	221	NSL= 0,1	LP= 0,1941	G= 1,1,0,1
241	184	222	NSL= 0,1	LP= 0,1943	G= 1,1,0,1
243	186	223	NSL= 0,1	LP= 0,1945	G= 1,1,0,1
245	188	224	NSL= 0,1	LP= 0,1947	G= 1,1,0,1
247	190	225	NSL= 0,1	LP= 0,1949	G= 1,1,0,1
249	192	226	NSL= 0,1	LP= 0,1951	G= 1,1,0,1
251	194	227	NSL= 0,1	LP= 0,1953	G= 1,1,0,1
253	196	228	NSL= 0,1	LP= 0,1955	G= 1,1,0,1
255	198	229	NSL= 0,1	LP= 0,1957	G= 1,1,0,1
257	200	230	NSL= 0,1	LP= 0,1959	G= 1,1,0,1
259	202	231	NSL= 0,1	LP= 0,1961	G= 1,1,0,1
261	204	232	NSL= 0,1	LP= 0,1963	G= 1,1,0,1 : TRECHO 3
263	206	235	NSL= 0,1	LP= 0,1965	
264	207	235	NSL= 0,1	LP= 0,1966	G= 1,1,0,2
266	208	237	NSL= 0,1	LP= 0,1967	G= 1,1,0,2
268	209	239	NSL= 0,1	LP= 0,1968	G= 1,1,0,2
270	210	241	NSL= 0,1	LP= 0,1969	G= 1,1,0,2
272	211	243	NSL= 0,1	LP= 0,1970	G= 1,1,0,2
274	212	245	NSL= 0,1	LP= 0,1971	G= 1,1,0,2
276	213	247	NSL= 0,1	LP= 0,1972	G= 1,1,0,2
278	214	249	NSL= 0,1	LP= 0,1973	G= 1,1,0,2
280	215	251	NSL= 0,1	LP= 0,1974	G= 1,1,0,2

282	216	253	NSL= 0,1	LP= 0,1975	G= 1,1,0,2
284	217	255	NSL= 0,1	LP= 0,1976	G= 1,1,0,2
286	218	257	NSL= 0,1	LP= 0,1977	G= 1,1,0,2
288	219	259	NSL= 0,1	LP= 0,1978	G= 1,1,0,2
290	220	261	NSL= 0,1	LP= 0,1979	G= 1,1,0,2
292	221	263	NSL= 0,1	LP= 0,1980	G= 1,1,0,2
294	222	265	NSL= 0,1	LP= 0,1981	G= 1,1,0,2
296	223	267	NSL= 0,1	LP= 0,1982	G= 1,1,0,2
298	224	269	NSL= 0,1	LP= 0,1983	G= 1,1,0,2
300	225	271	NSL= 0,1	LP= 0,1984	G= 1,1,0,2
302	226	273	NSL= 0,1	LP= 0,1985	G= 1,1,0,2
304	227	275	NSL= 0,1	LP= 0,1986	G= 1,1,0,2
306	228	277	NSL= 0,1	LP= 0,1987	G= 1,1,0,2
308	229	279	NSL= 0,1	LP= 0,1988	G= 1,1,0,2
310	230	281	NSL= 0,1	LP= 0,1989	G= 1,1,0,2
312	231	283	NSL= 0,1	LP= 0,1990	G= 1,1,0,2
314	232	285	NSL= 0,1	LP= 0,1991	G= 1,1,0,2
316	233	287	NSL= 0,1	LP= 0,1992	: TRECHO 4
317	235	289	NSL= 0,1	LP= 0,1994	G= 1,1,0,1
319	237	290	NSL= 0,1	LP= 0,1996	G= 1,1,0,1
321	239	291	NSL= 0,1	LP= 0,1998	G= 1,1,0,1
323	241	292	NSL= 0,1	LP= 0,2000	G= 1,1,0,1
325	243	293	NSL= 0,1	LP= 0,2002	G= 1,1,0,1
327	245	294	NSL= 0,1	LP= 0,2004	G= 1,1,0,1
329	247	295	NSL= 0,1	LP= 0,2006	G= 1,1,0,1
331	249	296	NSL= 0,1	LP= 0,2008	G= 1,1,0,1
333	251	297	NSL= 0,1	LP= 0,2010	G= 1,1,0,1
335	253	298	NSL= 0,1	LP= 0,2012	G= 1,1,0,1
337	255	299	NSL= 0,1	LP= 0,2014	G= 1,1,0,1
339	257	300	NSL= 0,1	LP= 0,2016	G= 1,1,0,1
341	259	301	NSL= 0,1	LP= 0,2018	G= 1,1,0,1
343	261	302	NSL= 0,1	LP= 0,2020	G= 1,1,0,1
345	263	303	NSL= 0,1	LP= 0,2022	G= 1,1,0,1
347	265	304	NSL= 0,1	LP= 0,2024	G= 1,1,0,1
349	267	305	NSL= 0,1	LP= 0,2026	G= 1,1,0,1
351	269	306	NSL= 0,1	LP= 0,2028	G= 1,1,0,1
353	271	307	NSL= 0,1	LP= 0,2030	G= 1,1,0,1
355	273	308	NSL= 0,1	LP= 0,2032	G= 1,1,0,1
357	275	309	NSL= 0,1	LP= 0,2034	G= 1,1,0,1
359	277	310	NSL= 0,1	LP= 0,2036	G= 1,1,0,1
361	279	311	NSL= 0,1	LP= 0,2038	G= 1,1,0,1
363	281	312	NSL= 0,1	LP= 0,2040	G= 1,1,0,1
365	283	313	NSL= 0,1	LP= 0,2042	G= 1,1,0,1
367	285	314	NSL= 0,1	LP= 0,2044	G= 1,1,0,1
369	287	315	NSL= 0,1	LP= 0,2046	G= 1,1,0,1 : TRECHO 5
371	289	318	NSL= 0,1	LP= 0,2048	

372	290	318	NSL= 0,1	LP= 0,2049	G= 1,1,0,2
374	291	320	NSL= 0,1	LP= 0,2050	G= 1,1,0,2
376	292	322	NSL= 0,1	LP= 0,2051	G= 1,1,0,2
378	293	324	NSL= 0,1	LP= 0,2052	G= 1,1,0,2
380	294	326	NSL= 0,1	LP= 0,2053	G= 1,1,0,2
382	295	328	NSL= 0,1	LP= 0,2054	G= 1,1,0,2
384	296	330	NSL= 0,1	LP= 0,2055	G= 1,1,0,2
386	297	332	NSL= 0,1	LP= 0,2056	G= 1,1,0,2
388	298	334	NSL= 0,1	LP= 0,2057	G= 1,1,0,2
390	2 99	336	NSL= 0,1	LP= 0,2058	G= 1,1,0,2
392	300	338	NSL= 0,1	LP= 0,2059	G= 1,1,0,2
394	301	340	NSL= 0,1	LP= 0,2060	G= 1,1,0,2
396	302	342	NSL= 0,1	LP= 0,2061	G= 1,1,0,2
398	303	344	NSL= 0,1	LP= 0,2062	G= 1,1,0,2
400	304	346	NSL= 0,1	LP= 0,2063	G= 1,1,0,2
402	305	348	NSL= 0,1	LP= 0,2064	G= 1,1,0,2
404	306	350	NSL= 0,1	LP= 0,2065	G= 1,1,0,2
406	307	352	NSL= 0,1	LP= 0,2066	G= 1,1,0,2
408	308	354	NSL= 0,1	LP= 0,2067	G= 1,1,0,2
410	309	356	NSL= 0,1	LP= 0,2068	G= 1,1,0,2
412	310	358	NSL= 0,1	LP= 0,2069	G= 1,1,0,2
414	311	360	NSL= 0,1	LP= 0,2070	G= 1,1,0,2
416	312	362	NSL= 0,1	LP= 0,2071	G= 1,1,0,2
418	313	364	NSL= 0,1	LP= 0,2072	G= 1,1,0,2
420	314	366	NSL= 0,1	LP= 0,2073	G= 1,1,0,2
422	315	368	NSL= 0,1	LP= 0,2074	G= 1,1,0,2
424	316	370	NSL= 0,1	LP= 0,2075	: TRECHO 6
425	318	372	NSL= 0,1	LP= 0,2077	G= 1,1,0,1
427	320	373	NSL= 0,1	LP= 0,2079	G= 1,1,0,1
429	322	374	NSL= 0,1	LP= 0,2081	G= 1,1,0,1
431	324	375	NSL= 0,1	LP= 0,2083	G= 1,1,0,1
433	326	376	NSL= 0,1	LP= 0,2085	G= 1,1,0,1
435	328	377	NSL= 0,1	LP= 0,2087	G= 1,1,0,1
437	330	378	NSL= 0,1	LP= 0,2089	G= 1,1,0,1
439	332	379	NSL= 0,1	LP= 0,2091	G= 1,1,0,1
441	334	380	NSL= 0,1	LP= 0,2093	G= 1,1,0,1
443	336	381	NSL= 0,1	LP= 0,2095	G= 1,1,0,1
445	338	382	NSL= 0,1	LP= 0,2097	G= 1,1,0,1
447	340	383	NSL= 0,1	LP= 0,2099	G= 1,1,0,1
449	342	384	NSL= 0,1	LP= 0,2101	G= 1,1,0,1
451	344	385	NSL= 0,1	LP= 0,2103	G= 1,1,0,1
453	346	386	NSL= 0,1	LP= 0,2105	G= 1,1,0,1
455	348	387	NSL= 0,1	LP= 0,2107	G= 1,1,0,1
457	350	388	NSL= 0,1	LP= 0,2109	G= 1,1,0,1
459	352	389	NSL= 0,1	LP= 0,2111	G= 1,1,0,1
461	354	390	NSL= 0,1	LP= 0,2113	G= 1,1,0,1

463	356	391	NSL= 0,1	LP= 0,2115	G= 1,1,0,1
465	358	392	NSL= 0,1	LP= 0,2117	G= 1,1,0,1
467	360	393	NSL= 0,1	LP= 0,2119	G= 1,1,0,1
469	362	394	NSL= 0,1	LP= 0,2121	G= 1,1,0,1
471	364	395	NSL= 0,1	LP= 0,2123	G= 1,1,0,1
473	366	396	NSL= 0,1	LP= 0,2125	G= 1,1,0,1
475	368	397	NSL= 0,1	LP= 0,2127	G= 1,1,0,1
477	370	398	NSL= 0,1	LP= 0,2129	G= 1,1,0,1 : TRECHO 7
479	372	401	NSL= 0,1	LP= 0,2131	
480	373	401	NSL= 0,1	LP= 0,2132	G= 1,1,0,2
482	374	403	NSL= 0,1	LP= 0,2133	G= 1,1,0,2
484	375	405	NSL= 0,1	LP= 0,2134	G= 1,1,0,2
486	376	407	NSL= 0,1	LP= 0,2135	G= 1,1,0,2
488	377	409	NSL= 0,1	LP= 0,2136	G= 1,1,0,2
490	378	411	NSL= 0,1	LP= 0,2137	G= 1,1,0,2
492	379	413	NSL= 0,1	LP= 0,2138	G= 1,1,0,2
494	380	415	NSL= 0,1	LP= 0,2139	G= 1,1,0,2
496	381	417	NSL= 0,1	LP= 0,2140	G= 1,1,0,2
498	382	419	NSL= 0,1	LP= 0,2141	G= 1,1,0,2
500	383	421	NSL= 0,1	LP= 0,2142	G= 1,1,0,2
502	384	423	NSL= 0,1	LP= 0,2143	G= 1,1,0,2
504	385	425	NSL= 0,1	LP= 0,2144	G= 1,1,0,2
506	386	427	NSL= 0,1	LP= 0,2145	G= 1,1,0,2
508	387	429	NSL= 0,1	LP= 0,2146	G= 1,1,0,2
510	388	431	NSL= 0,1	LP= 0,2147	G= 1,1,0,2
512	389	433	NSL= 0,1	LP= 0,2148	G= 1,1,0,2
514	390	435	NSL= 0,1	LP= 0,2149	G= 1,1,0,2
516	391	437	NSL= 0,1	LP= 0,2150	G= 1,1,0,2
518	392	439	NSL= 0,1	LP= 0,2151	G= 1,1,0,2
520	393	441	NSL= 0,1	LP= 0,2152	G= 1,1,0,2
522	394	443	NSL= 0,1	LP= 0,2153	G= 1,1,0,2
524	395	445	NSL= 0,1	LP= 0,2154	G= 1,1,0,2
526	396	447	NSL= 0,1	LP= 0,2155	G= 1,1,0,2
528	397	449	NSL= 0,1	LP= 0,2156	G= 1,1,0,2
530	398	451	NSL= 0,1	LP= 0,2157	G= 1,1,0,2
532	399	453	NSL= 0,1	LP= 0,2158	: TRECHO 8
533	401	455	NSL= 0,1	LP= 0,2160	G= 1,1,0,1
535	403	456	NSL= 0,1	LP= 0,2162	G= 1,1,0,1
537	405	457	NSL= 0,1	LP= 0,2164	G= 1,1,0,1
539	407	458	NSL= 0,1	LP= 0,2166	G= 1,1,0,1
541	409	459	NSL= 0,1	LP= 0,2168	G= 1,1,0,1
543	411	460	NSL= 0,1	LP= 0,2170	G= 1,1,0,1
545	413	461	NSL= 0,1	LP= 0,2172	G= 1,1,0,1
547	415	462	NSL= 0,1	LP= 0,2174	G= 1,1,0,1
549	417	463	NSL= 0,1	LP= 0,2176	G= 1,1,0,1
551	419	464	NSL= 0,1	LP= 0,2178	G= 1,1,0,1

553	421	465	NSL= 0,1	LP= 0,2180	G= 1,1,0,1	
555	423	466	NSL= 0,1	LP= 0,2182	G= 1,1,0,1	
557	425	467	NSL= 0,1	LP= 0,2184	G= 1,1,0,1	
559	427	468	NSL= 0,1	LP= 0,2186	G= 1,1,0,1	
561	429	469	NSL= 0,1	LP= 0,2188	G= 1,1,0,1	
563	431	470	NSL= 0,1	LP= 0,2190	G= 1,1,0,1	
565	433	471	NSL= 0,1	LP= 0,2192	G= 1,1,0,1	
567	435	472	NSL= 0,1	LP= 0,2194	G= 1,1,0,1	
569	437	473	NSL= 0,1	LP= 0,2196	G= 1,1,0,1	
571	439	474	NSL= 0,1	LP= 0,2198	G= 1,1,0,1	
573	441	475	NSL= 0,1	LP= 0,2200	G= 1,1,0,1	
575	443	476	NSL= 0,1	LP= 0,2202	G= 1,1,0,1	
577	445	477	NSL= 0,1	LP= 0,2204	G= 1,1,0,1	
579	447	478	NSL= 0,1	LP= 0,2206	G= 1,1,0,1	
581	449	479	NSL= 0,1	LP= 0,2208	G= 1,1,0,1	
583	451	480	NSL= 0,1	LP= 0,2210	G= 1,1,0,1	
585	453	481	NSL= 0,1	LP= 0,2212	G= 1,1,0,1	: TRECHO 9
587	455	484	NSL= 0,1	LP= 0,2214		
588	456	484	NSL= 0,1	LP= 0,2215	G= 1,1,0,2	
590	457	486	NSL= 0,1	LP= 0,2216	G= 1,1,0,2	
592	458	488	NSL= 0,1	LP= 0,2217	G= 1,1,0,2	
594	459	490	NSL= 0,1	LP= 0,2218	G= 1,1,0,2	
596	460	492	NSL= 0,1	LP= 0,2219	G= 1,1,0,2	
598	461	494	NSL= 0,1	LP= 0,2220	G= 1,1,0,2	
600	462	496	NSL= 0,1	LP= 0,2221	G= 1,1,0,2	
602	463	498	NSL= 0,1	LP= 0,2222	G= 1,1,0,2	
604	464	500	NSL= 0,1	LP= 0,2223	G= 1,1,0,2	
606	465	502	NSL= 0,1	LP= 0,2224	G= 1,1,0,2	
608	466	504	NSL= 0,1	LP= 0,2225	G= 1,1,0,2	
610	467	506	NSL= 0,1	LP= 0,2226	G= 1,1,0,2	
612	468	508	NSL= 0,1	LP= 0,2227	G= 1,1,0,2	
614	469	510	NSL= 0,1	LP= 0,2228	G= 1,1,0,2	
616	470	512	NSL= 0,1	LP= 0,2229	G= 1,1,0,2	
618	471	514	NSL= 0,1	LP= 0,2230	G= 1,1,0,2	
620	472	516	NSL= 0,1	LP= 0,2231	G= 1,1,0,2	
622	473	518	NSL= 0,1	LP= 0,2232	G= 1,1,0,2	
624	474	520	NSL= 0,1	LP= 0,2233	G= 1,1,0,2	
626	475	522	NSL= 0,1	LP= 0,2234	G= 1,1,0,2	
628	476	524	NSL= 0,1	LP= 0,2235	G= 1,1,0,2	
630	4 77	526	NSL= 0,1	LP= 0,2236	G= 1,1,0,2	
632	478	528	NSL= 0,1	LP= 0,2237	G= 1,1,0,2	
634	479	530	NSL= 0,1	LP= 0,2238	G= 1,1,0,2	
636	480	532	NSL= 0,1	LP= 0,2239	G= 1,1,0,2	
638	481	534	NSL= 0,1	LP= 0,2240	G= 1,1,0,2	
640	482	536	NSL= 0,1	LP= 0,2241		: TRECHO 10
641	484	538	NSL= 0,1	LP= 0,2243	G= 1,1,0,1	

643	486	539	NSL= 0,1	LP= 0,2245	G= 1,1,0,1
645	488	540	NSL= 0,1	LP= 0,2247	G= 1,1,0,1
647	490	541	NSL= 0,1	LP= 0,2249	G= 1,1,0,1
649	492	542	NSL= 0,1	LP= 0,2251	G= 1,1,0,1
651	494	543	NSL= 0,1	LP= 0,2253	G= 1,1,0,1
653	496	544	NSL= 0,1	LP= 0,2255	G= 1,1,0,1
655	498	545	NSL= 0,1	LP= 0,2257	G= 1,1,0,1
657	500	546	NSL= 0,1	LP= 0,2259	G= 1,1,0,1
659	502	547	NSL= 0,1	LP= 0,2261	G= 1,1,0,1
661	504	548	NSL= 0,1	LP= 0,2263	G= 1,1,0,1
663	506	549	NSL= 0,1	LP= 0,2265	G= 1,1,0,1
665	508	550	NSL= 0,1	LP= 0,2267	G= 1,1,0,1
667	510	551	NSL= 0,1	LP= 0,2269	G= 1,1,0,1
669	512	552	NSL= 0,1	LP= 0,2271	G= 1,1,0,1
671	514	553	NSL= 0,1	LP= 0,2273	G= 1,1,0,1
673	516	554	NSL= 0,1	LP= 0,2275	G= 1,1,0,1
675	518	555	NSL= 0,1	LP= 0,2277	G= 1,1,0,1
677	520	556	NSL= 0,1	LP= 0,2279	G= 1,1,0,1
679	522	557	NSL= 0,1	LP= 0,2281	G= 1,1,0,1
681	524	558	NSL= 0,1	LP= 0,2283	G= 1,1,0,1
683	526	559	NSL= 0,1	LP= 0,2285	G= 1,1,0,1
685	528	560	NSL= 0,1	LP= 0,2287	G= 1,1,0,1
687	530	561	NSL= 0,1	LP= 0,2289	G= 1,1,0,1
689	532	562	NSL= 0,1	LP= 0,2291	G= 1,1,0,1
691	534	563	NSL= 0,1	LP= 0,2293	G= 1,1,0,1
693	536	564	NSL= 0,1	LP= 0,2295	G= 1,1,0,1 : TRECHO 11
695	538	567	NSL= 0,1	LP= 0,2297	
696	539	567	NSL= 0,1	LP= 0,2298	G= 1,1,0,2
698	540	569	NSL= 0,1	LP= 0,2299	G= 1,1,0,2
700	541	571	NSL= 0,1	LP= 0,2300	G= 1,1,0,2
702	542	573	NSL= 0,1	LP= 0,2301	G= 1,1,0,2
704	543	575	NSL= 0,1	LP= 0,2302	G= 1,1,0,2
706	544	577	NSL= 0,1	LP= 0,2303	G= 1,1,0,2
708	545	579	NSL= 0,1	LP= 0,2304	G= 1,1,0,2
710	546	581	NSL= 0,1	LP= 0,2305	G= 1,1,0,2
712	547	583	NSL= 0,1	LP= 0,2306	G= 1,1,0,2
714	548	585	NSL= 0,1	LP= 0,2307	G= 1,1,0,2
716	549	587	NSL= 0,1	LP= 0,2308	G= 1,1,0,2
718	550	589	NSL= 0,1	LP= 0,2309	G= 1,1,0,2
720	551	591	NSL= 0,1	LP= 0,2310	G= 1,1,0,2
722	552	593	NSL= 0,1	LP= 0,2311	G= 1,1,0,2
724	553	595	NSL= 0,1	LP= 0,2312	G= 1,1,0,2
726	554	597	NSL= 0,1	LP= 0,2313	G= 1,1,0,2
728	555	599	NSL= 0,1	LP= 0,2314	G= 1,1,0,2
730	556	601	NSL= 0,1	LP= 0,2315	G= 1,1,0,2
732	557	603	NSL= 0,1	LP= 0,2316	G= 1,1,0,2

```

734 558 605 NSL= 0,1   LP= 0,2317 G= 1,1,0,2
736 559 607 NSL= 0,1   LP= 0,2318 G= 1,1,0,2
738 560 609 NSL= 0,1   LP= 0,2319 G= 1,1,0,2
740 561 611 NSL= 0,1   LP= 0,2320 G= 1,1,0,2
742 562 613 NSL= 0,1   LP= 0,2321 G= 1,1,0,2
744 563 615 NSL= 0,1   LP= 0,2322 G= 1,1,0,2
746 564 617 NSL= 0,1   LP= 0,2323 G= 1,1,0,2
748 565 619 NSL= 0,1   LP= 0,2324           : TRECHO 12
749 567 622 NSL= 0,1   LP= 0,2325 G= 26,1,2,2
776 622 677 NSL= 0,1   LP= 0,2325 G= 26,1,2,2
803 677 732 NSL= 0,1   LP= 0,2325 G= 26,1,2,2
830 732 787 NSL= 0,1   LP= 0,2325 G= 26,1,2,2

```

```

:
SHELL

```

```

NM= 1 Z= -1,0,-1.456 T= 0,1
1 E= 28.4E06 U= 1/6 W= 25 TA= 10E-6
857 JQ= 841,896,842,897 M= 1 ETYPE= 0 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
911 JQ= 896,951,897,952 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
965 JQ= 951,1006,952,1007 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1019 JQ= 1006,1061,1007,1062 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1073 JQ= 1061,1116,1062,1117 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1127 JQ= 1116,1171,1117,1172 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1181 JQ= 1171,1226,1172,1227 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1235 JQ= 1226,1281,1227,1282 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1289 JQ= 1281,1336,1282,1337 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1343 JQ= 1336,1391,1337,1392 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1397 JQ= 1391,1446,1392,1447 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1451 JQ= 1446,1501,1447,1502 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1505 JQ= 1501,1556,1502,1557 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1559 JQ= 1556,1611,1557,1612 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1613 JQ= 1611,1666,1612,1667 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54
1667 JQ= 1666,1721,1667,1722 TZ= 20 TH= 0.055 G= 1,54

```

```

:
LOADS

```

```

1722 1774 2 L= 1 F= 0,0,-2.1

```

```

:
SELECT

```

```

NT= 1 ID= 567,619,2
NT= 1 ID= 1502,1554,2
NT= 1 ID= 10,48,19
NT= 1 ID= 62,63,1
NT= 1 ID= 94,96,1
NT= 1 ID= 178,593,83
NT= 1 ID= 648
NT= 1 ID= 703
NT= 1 ID= 758

```

NT= 1	ID= 813
NT= 1	ID= 136,137,1
NT= 1	ID= 219,220,1
NT= 1	ID= 302,303,1
NT= 1	ID= 385,386,1
NT= 1	ID= 468,469,1
NT= 1	ID= 551,552,1
NT= 2	ID= 2,18,2
NT= 2	ID= 40,56,2
NT= 5	ID= 5
NT= 5	ID= 14
NT= 5	ID= 27,28
NT= 5	ID= 53,56,1
NT= 5	ID= 86,87,1
NT= 5	ID= 127,721,54
NT= 5	ID= 128,722,54
NT= 5	ID= 763,764,1
NT= 5	ID= 790,791,1
NT= 5	ID= 817,818,1
NT= 5	ID= 844,845,1
NT= 6	ID= 881,1691,54

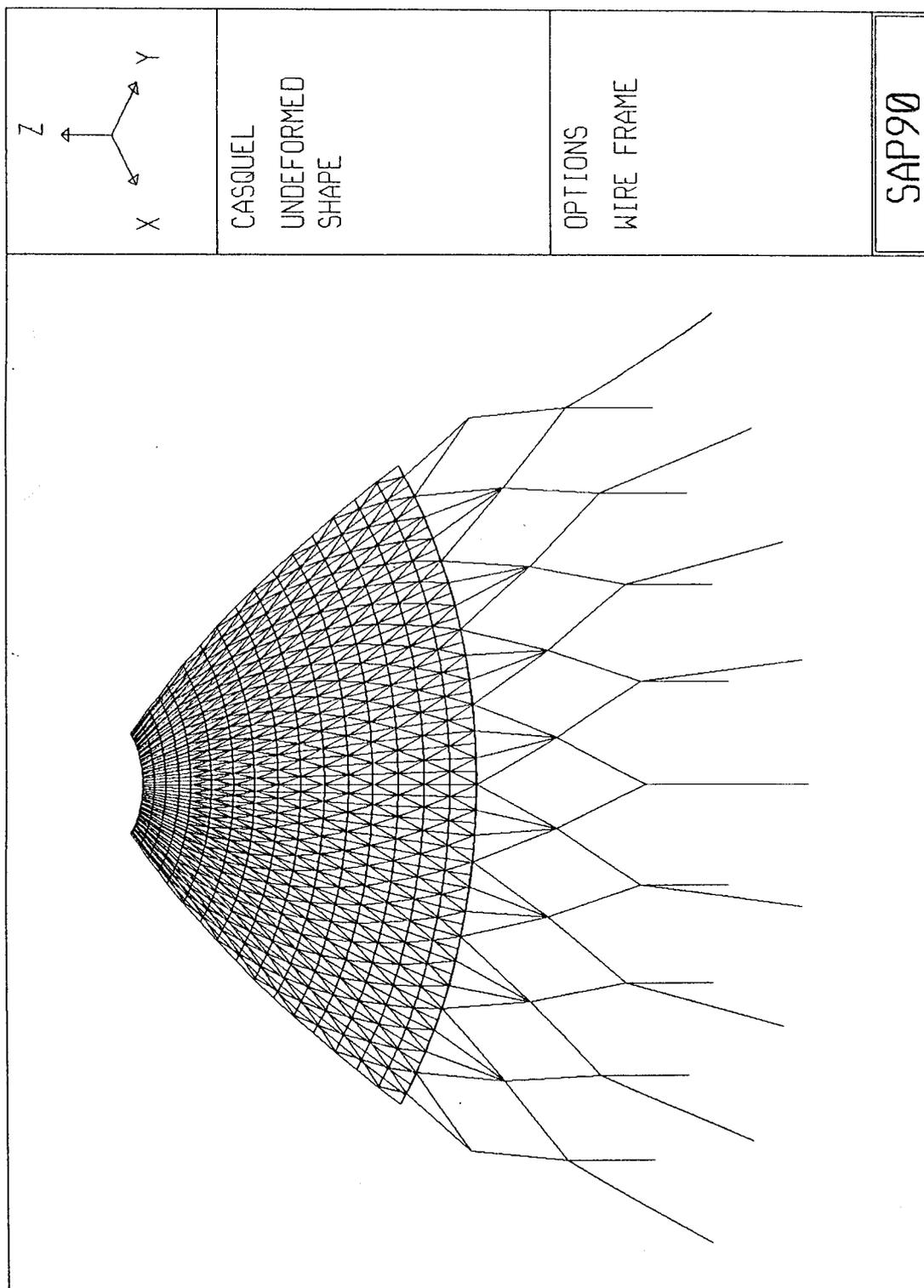


FIGURA 57. Modelo CASQUEL

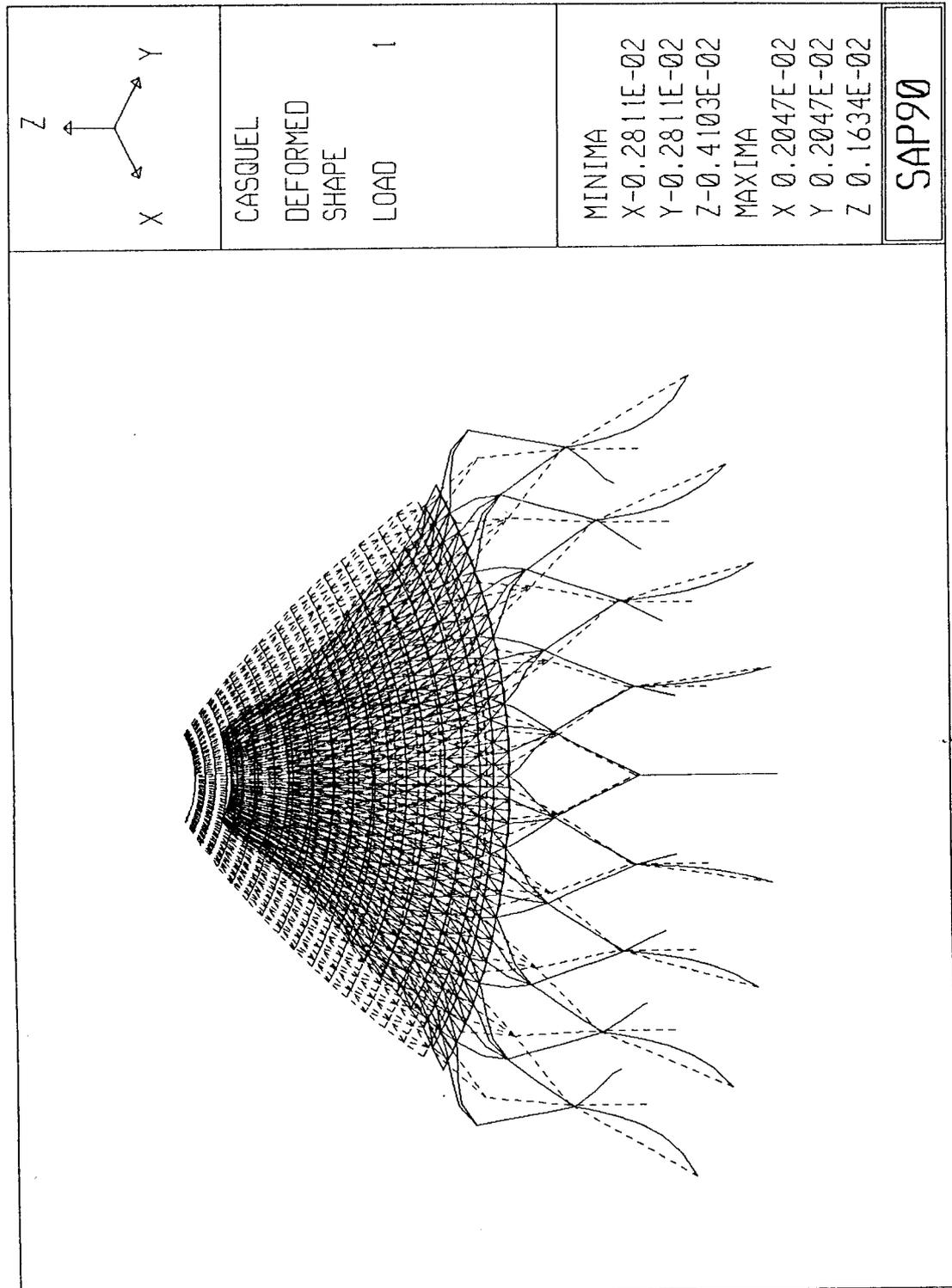


FIGURA 58. Deformada do modelo CASQUEL para peso próprio

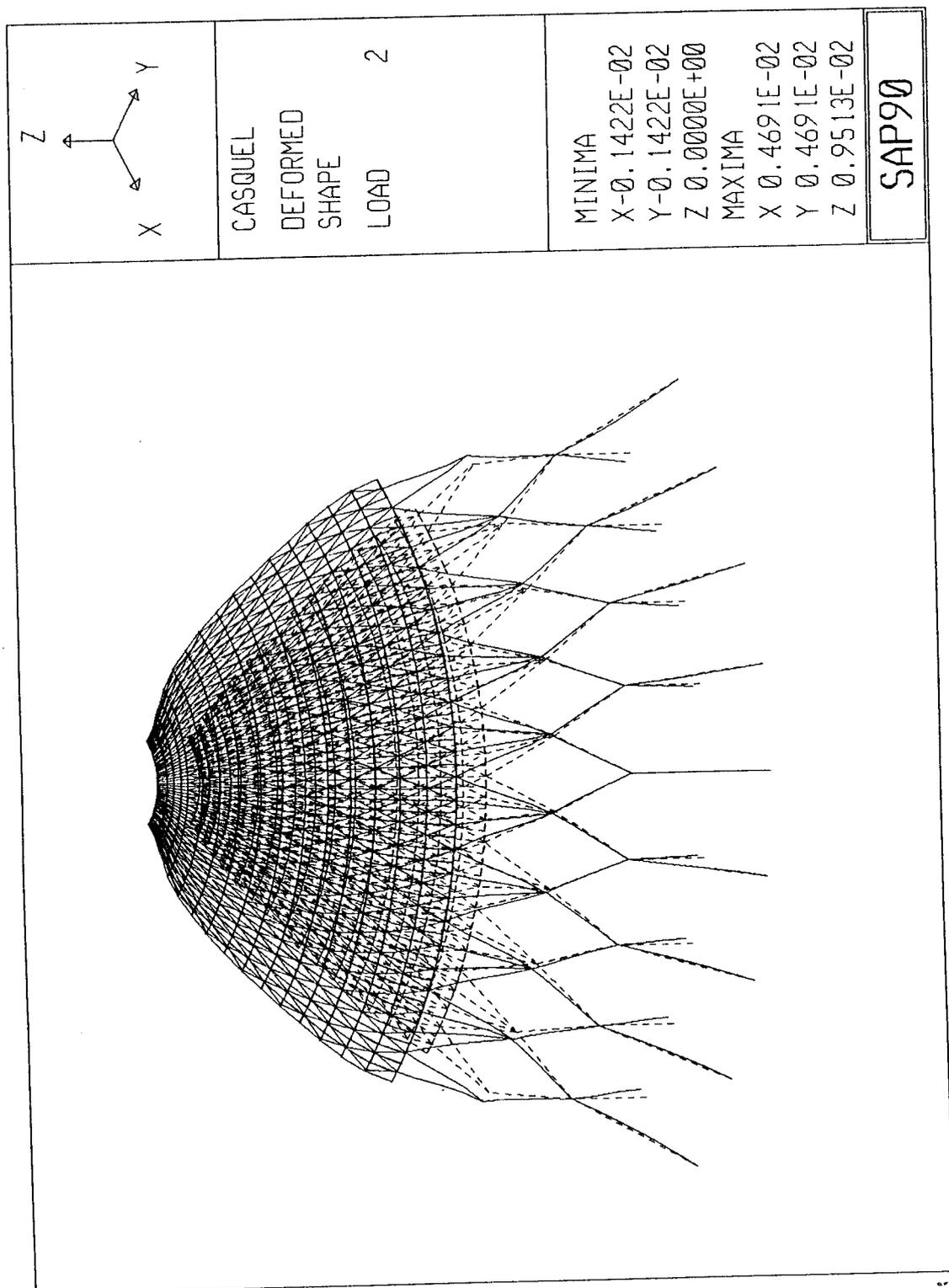


FIGURA 59. Deformada do modelo CASQUEL para variação de temperatura

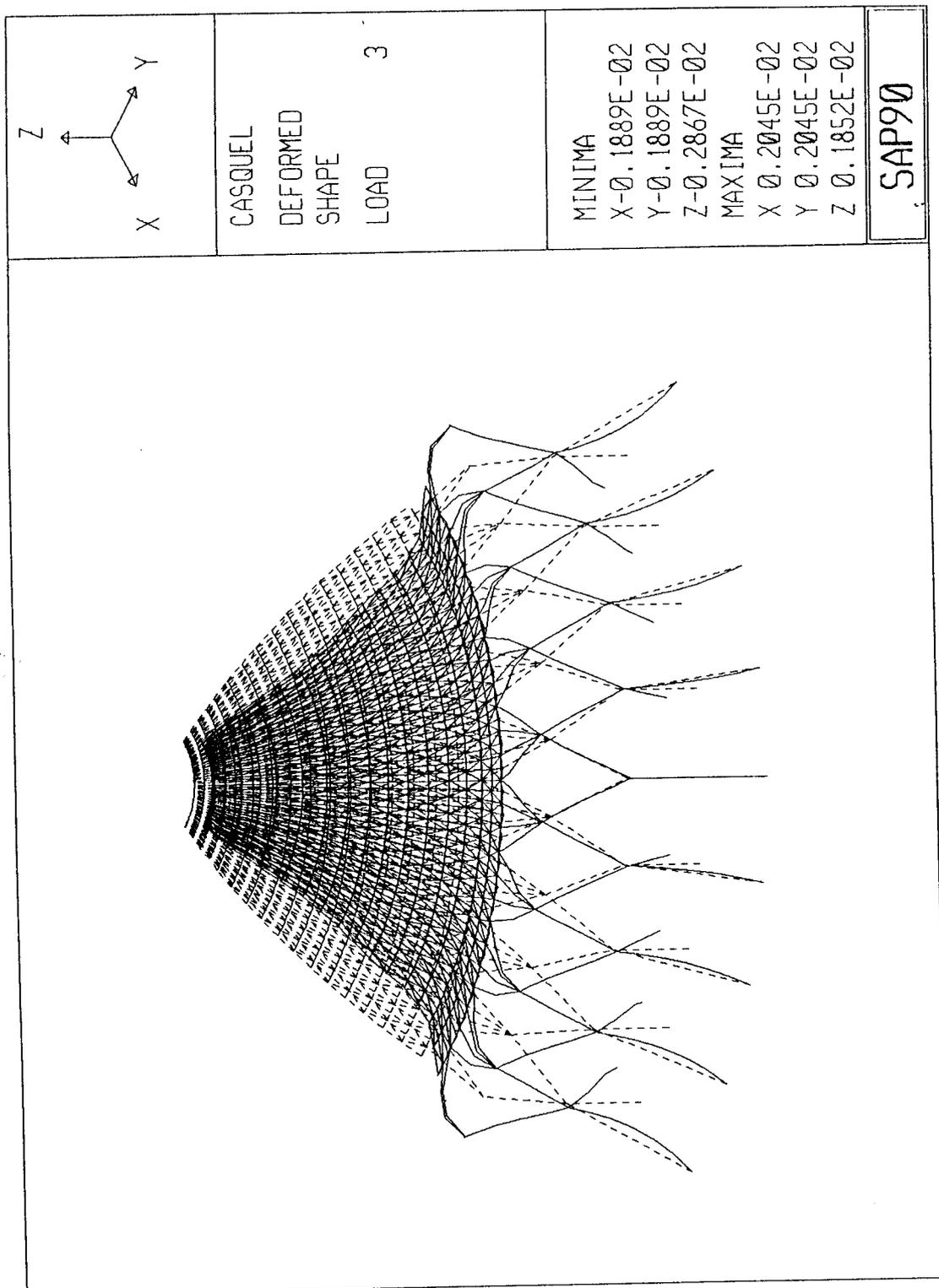


FIGURA 60. Deformada do modelo CASQUEL para sobrecarga  $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$

## BIBLIOGRAFIA

ALMEIDA, L. R. *Parabolóides elípticos — monolíticos e pré-moldados — sobre base retangular*. São Carlos, 1982. Dissertação ( Mestrado ) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BARBATO, R. L. *Contribuição ao estudo de coberturas pênses em casca protendida de revolução*. São Carlos, 1975. Tese ( Doutorado ) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BAIKOV, V. N. Reinforced concrete skin space roofs. In: BAIKOV, V. N. *Reinforced concrete structures*. Moscow, Mir, 1978. Cap. 1.

BAKER, S. A comparison of the codes of practice used in different countries for the determination of wind loads on domes. In: MAKOWSKI, Z. S. *Analysis, design and construction of braced domes*. New York, Nichols, 1984.

BELLUZZI, O. *Ciencia de la construcción*. Madrid, Aguillar, 1970. 3 v.

BILLINGTON, D. P. Concrete thin shells of revolution. In: MEDWADOWSKI, S. J. et al. *Concrete thin shells*. Proc. ACI Symposium, New York, 1970. 2ed. s. 1., ACI, 1980.

BILLINGTON, D. P. *Thin shell concrete structures*. 2 ed. New York, McGraw-Hill, 1982.

- CLOUGH, R. W.; JOHNSON, C. P. Finite element analysis of arbitrary thin shells. In: MEDWADOWSKI, S. J. et al. *Concrete thin shells*. Proc. ACI Symposium, New York, 1970. 2 ed. s. l., ACI, 1980.
- COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E. *Concepts and applications of finite element analysis*. 3 ed. s. l., John Wiley & Sons, 1989.
- CROWLEY, F. X. *Precast 150 ft diameter dome*. ACI Journal, p.698-702, set. 1969.
- DESIDERI, P.; NERVI Jr., P. L.; POSITANO, G. *Pier Luigi Nervi*. 2 ed. Barcelona, Gustavo Gili, 1982.
- HAAS, A. M. *Precast concrete: design and applications*. London, Applied Science, 1983.
- HANAI, J. B. *Construções de argamassa armada: fundamentos tecnológicos para projeto e execução*. São Paulo, Pini, 1992.
- HARTMAN, G. J. *First precast circular shells erected in United States*. Civil Engineering, jul. 1995.
- HASEGAWA, T.; TANGE, K.; OTTO, F. *Grid shells = Gitterschalen*. Stuttgart, Institut für Flächentragwerke ( IL ), 1974.
- HERSHLEDER, W. *...Here's how they built the dome*. Engineering-News Record, p.43-45, mar. 1960.
- KHAIDUKOV, G. K. Design problems of industrialized reinforced concrete shell structures. In: HEKI, K. *Shells, membranes and space frames*. Proc. IASS Symposium, Osaka, 1986. Amsterdam, Elsevier Science, 1986.

- KONCZ, T. *Manual de la construcción prefabricada*. 2 ed. Madrid, H. Blume, 1978.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de concreto*. Rio de Janeiro, Interciência, 1977. v.1.
- MAKOWSKI, Z. S. A history of the development of domes and a review of recent achievements world-wide. In: MAKOWSKI, Z. S. *Analysis, design and construction of braced domes*. New York, Nichols, 1986.
- MAKOWSKI, Z. S. Shell analogies applied to the analysis of stress distribution in braced domes. In: MAKOWSKI, Z. S. *Analysis, design and construction of braced domes*. New York, Nichols, 1984.
- MAST, P. E. Construction of precast shells and folded plates. In: MEDWADOWSKI, S. J. et al. *Concrete thin shells*. Proc. ACI Symposium, New York, 1970. 2 ed. s. 1., ACI, 1980.
- MEDWADOWSKI, S. J. Conceptual design of shells. In: MEDWADOWSKI, S. J. *Concrete thin shells*. Proc. ACI Symposium, New York, 1970. 2 ed. s. 1., ACI, 1980.
- MEYER, A. *Germany's first glass fiber reinforced concrete shell roof*. ACI Journal, p. N8-N17, nov. 1978.
- MIHAILESCU, M. et al. Some aspects of shell prestressing. In: HEKI, K. *Shells, membranes and space frames*. Proc. IASS Symposium, Osaka, 1986. v. 1, p.329-336.
- NERVI, P. L. *Structures*. New York, F. W. Dodge, 1956.

NERVI, P. L. *Nuevas estructuras*. Barcelona: Gustavo Gilli, 1963.

OSHIMA, E. *Estudo de projetos e obras. Obra: Palácio de Exposições de Turim*. São Carlos, 1983. Monografia (Curso de Pós-Graduação) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PEARCE, P. *Structure in nature is a strategy for design*. MIT, 1978.

RAMASWAMY, G. S. *Design and construction of concrete shell roofs*. New York, McGraw-Hill, 1968.

SCHLAICH, J.; SOBEK, W. *Suitable shell shapes*. Concrete International, jan. 1986.

WATANABE, K. Diversified development of PC spatial structures. In: HEKI, K. *Shells, membranes and space frames*. Proc. IASS Symposium, Osaka, 1986. Amsterdam, Elsevier Science, 1986. v.1, p. 305-312.

WILSON, E. L.; HABIBULLAH, A. *SAP90 : structural analysis users manual*. Berkeley, Computers and Structures, 1992.

WILSON, E. L.; HABIBULLAH, A. *SAPLOT : an interactive display postprocessor for SAP90 structural analysis*. Berkeley, Computers and Structures, 1992.