

NOTA INFORMATIVA	número: DERL.PD-012/84	página: 1/22
assunto: ANALISE DA TORRE METEOROLÓGICA, JÁ FABRICADA, A SER INSTALADA NO CDTN	data: 17.12.84	
autor: Wellington Antonio Soares	assinatura: <i>Wellington Antonio Soares</i>	

1. INTRODUÇÃO

Em meados de junho de 1984 o autor foi solicitado a projetar as fundações de uma torre metálica estaiada, já fabricada, a ser instalada na área do CDTN, e na qual seriam montados equipamentos meteorológicos.

Foram visitados alguns locais potenciais para localização da torre e partiu-se, então, para o projeto das fundações mencionadas. O primeiro passo, no projeto de fundações, foi a obtenção das cargas de projeto. Procurou-se, então, a partir da memória de cálculo, obter as cargas na base da torre e nos blocos de ancoragem dos cabos de estaiamento. Entretanto, não foi possível obter as cargas reais nos blocos, porque a torre tinha sido projetada por processo simplificado no qual não é levado em consideração o comportamento elástico dos cabos de estaiamento.

Na ausência de tais cargas teve-se que realizar um cálculo estrutural de verificação de toda a torre, considerando-se o comportamento elástico dos cabos, o que demandou um período de aproximadamente 5 (cinco) meses para capacitação do autor na execução de tal tarefa.

Esta publicação resume o trabalho que o autor teve ao longo desses meses e apresenta o seu parecer técnico sob as condições de segurança da torre e as cargas de projeto das fundações da torre.

2. DESCRIÇÃO DA TORRE

Neste item é feita uma descrição sucinta dos elementos principais de que se compõe a torre metálica estaiada, a qual é objeto de análise nesta publicação.

distribuição: SUPED, DERL.PD, DIALI.PD, DIOBM.PD, AUTOR.	classificação:	chefe de divisão: LUIZ AUGUSTO Q. E OLIVEIRA assinatura: <i>Luiz A. Q. Oliveira</i> data: 17.12.84	chefe de depto.: JOSÉ OLYMPIO N.M. CASTRO assinatura: <i>José Olympio</i> data: 14/12/84
nº: de exemplares: 05			

2.1 Conceituação Estrutural

A torre é constituída de uma haste metálica, em aço, rotulada na base, e de um sistema de 9 (nove) cabos de aço tracionados, inclinados, que proporcionam a sustentação da torre.

A haste consiste de 3 (três) tubos de aço (montantes), dispostos na posição vertical, unidos por meio de tubos de aço de menor diâmetro, denominados de "diagonais" e "horizontais". Na realidade, a haste não é inteiriça; ela é composta de 3 (três) módulos, tendo cada um 15 (quinze) metros de comprimento. O módulo inferior é conectado à uma estrutura metálica de forma piramidal (base triangular) invertida, cujo vértice funciona como a rótula da haste. O módulo inferior, incluindo a dimensão da peça metálica de apoio, tem um comprimento de 15,953 m. A conexão entre os vários módulos é feita por meio de flanges duplas parafusadas. A conexão das flanges aos montantes é feita por meio de filete de solda. Cada módulo, também, por sua vez, não é inteiriço, sendo os montantes compostos de tubos de 3 (três) metros de comprimento, cada um, conectados por meio de luvas metálicas soldadas e parafusadas transversalmente.

Além do elemento central de fundação da haste, haverá ainda três blocos de ancoragem, dispostos ao longo de uma circunferência de raio igual a 25 m, arranjados geometricamente, na forma de um triângulo equilátero.

De cada um dos blocos de ancoragem, partirão 3 (três) cabos de aço, cada um com uma inclinação diferente. Os de menor inclinação estarão conectados no início do segundo módulo, logo após a flange. Os de inclinação intermediária no início do terceiro módulo, também logo após a flange. Já os cabos de inclinação maior estarão conectados no fim do terceiro módulo.

2.2 Geometria e Propriedades dos Materiais

Para alguns dos materiais constituintes da torre não se conseguiu obter documentação comprovatória do tipo de material utilizado na fabricação da torre. A especificação de alguns materiais utilizados foi feita a partir de informação verbal prestada por fornecedor ou por elemento ligado ao projeto e fabricação da torre. É o caso, por exemplo, dos montantes, cabos de aço e eletrodos de solda.

2.2.1 Montantes

São tubos de aço galvanizado, padrão CEMIG, com as seguintes características:

- Diâmetro Nominal: 2 1/2"
- Diâmetro Externo: 7,48 cm
- Diâmetro Interno: 7,02 cm
- Espessura da Parede: 0,23 cm
- Área da seção transversal: 5,24 cm²
- Pêso linear: 4 kgf/m

No projeto original não consta a especificação do tipo de aço dos montantes. Em contato telefônico com a CEMIG, obteve-se a informação de que os referidos tubos são fabricados pela Manesmann. Como a Manesmann é uma firma alemã, inferiu-se que o material dos montantes seriam ou St-37 ou St-57. Na impossibilidade de uma identificação precisa, optou-se pela classificação St-37, para efeito de verificação da segurança, uma vez que este tipo de aço é menos resistente que o outro.

- Tipo de aço: St-37 (inferido)
- Módulo de elasticidade: 2.100.000 kgf/cm²
- Limite de escoamento: 1.700 kgf/cm²

2.2.2 Diagonais e Horizontais

São tubos de aço Manesmann, galvanizados, com as seguintes características:

- Diâmetro Nominal: 1"
- Diâmetro Externo: 3,37 cm
- Diâmetro Interno: 2,71 cm
- Espessura da Parede: 0,33 cm
- Área da seção transversal: 3,15 cm²
- Peso linear: 2,44 kgf/m
- Tipo de aço: SAE 1020
- Módulo de elasticidade: 2.100.000 kgf/cm²
- Limite de escoamento: 3.061 kgf/cm²

2.2.3 Flanges e Luvas

- Tipo de aço: SAE 1020
- Módulo de elasticidade: 2.100.000 kgf/cm²
- Limite de escoamento: 3.061 kgf/cm²

2.2.4 Eletrodos de Solda

- Tipo: ESAB OK 22.50 (confirmação verbal)
- Tensão de ruptura: 4.500 a 5.100 kfg/cm²
- Alongamento: 25 a 30%

Este tipo de eletrodo é equivalente ao AWS-E6010.

No caso de solda de filete, de boa qualidade, executada segundo as técnicas recomendáveis, para a ação de cargas estáticas, utilizando eletrodos E60XX, em aço St-37, tem-se os seguintes valores para as tensões admissíveis:

- Tensão normal admissível: 1.200 kgf/cm²
- Tensão de cisalhamento admissível: 1.200 kgf/cm²

2.2.5 Cabos de Estaiamento

A identificação do material foi feita com o fornecedor. A confirmação foi verbal.

- Tipo: Cabo de aço polido, da classificação 6X19, AAC1, EIPS, Faixa Amarela, da CIMAF
- Diâmetro: 3/8"
- Peso linear: 0,382 kgf/m
- Área da seção transversal: 0,358 cm²
- Carga de ruptura mínima efetiva: 6.845 kgf
- Módulo de elasticidade: 1.296.000 kgf/cm²
- Carga de ruptura: 2.564 kgf (fator de segurança igual a 3)
- Alongamento máximo: 0,885%.

3. PESQUISA BIBLIOGRÁFICA E CAPACITAÇÃO

3.1 Pesquisa Bibliográfica

No item REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS são relacionadas as publicações que resultaram do trabalho de pesquisa bibliográfica realizada pelo autor, abrangendo as áreas de cálculo estrutural de estruturas metálicas estaiadas, cálculo dinâmico, cálculo de cabos de estaiamento, ação do vento sobre estruturas e métodos de computação.

3.2 Capacitação

Para realização do cálculo de verificação estrutural da torre estaiada, o autor teve que realizar estudos relativos aos seguintes tópicos:

- Funções Hiperbólicas;
- Raízes de Equações Transcendentais;
- Catenária de Cabos Suspensos;
- Análise Não-Linear de Vigas-Colunas sob Apoios Elásticos;
- Flambagem de Vigas-Colunas;
- Tensões em Conexões de Estruturas Metálicas.

4. FATORES GERAIS CONSIDERADOS NO PROJETO DE TORRES ESTAIADAS

No projeto de estruturas esbeltas, de modo geral, tem-se que fazer dois tipos de análise estrutural, a análise estática e a análise dinâmica.

Na análise estática o cálculo dos esforços é feito a partir de uma pressão de obstrução, suposta constante, ou seja, não variável com o tempo.

Já na análise dinâmica é necessário que se tenha um histórico de pressão de obstrução, ou seja, a variação da pressão de obstrução, de projeto, com o tempo. Para as torres meteorológicas estaiadas algumas vezes, além do comportamento dinâmico da haste vertical é necessário que seja considerado, também, o comportamento dinâmico dos cabos sob ação do vento. Normalmente os cálculos dinâmicos só são feitos

tos para torres muito esbeltas e com cabos apresentando massa relativamente grande em relação à massa da haste vertical.

4.1 Análise Estática

No cálculo de torres metálicas estaiadas, normalmente, são considerados os seguintes fatores:

- Ação horizontal do vento;
- Pêso próprio da haste e cabos;
- Sobrecarga na haste;
- Variação de temperatura sobre os cabos;
- Tensão inicial nos cabos de estaiamento;
- Deflexões horizontais máximas permitidas para a haste;
- Distorções estruturais da haste (torção e flexão);
- Alongamento máximo dos cabos de estaiamento.

5. ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL DE VERIFICAÇÃO DA TORRE

Neste item são apresentados, de forma resumida, os procedimentos, resultados e análises dos cálculos estruturais da torre meteorológica. No item 5.1 abordam-se os dados relativos ao projeto original. Já no item 5.2 são analisados os dados resultantes do cálculo de verificação.

5.1 Dados do Projeto Original

De acordo com a referência [37], as seguintes cargas foram consideradas no cálculo da torre:

- Esforço linear de 50 kgf/m, distribuído ao longo do comprimento da haste, obtido a partir da norma ABNT-NB-5/1969;
- Pêso próprio da haste;
- Sobrecarga de 178 kgf na haste;
- Carga vertical de 1.737 kgf equivalente a um momento flexor de 1.547 kgf/m.

As seguintes hipóteses de cálculo foram utilizadas no projeto original:

- Os pontos de conexão da haste com os cabos, bem como com a fundação, foram considerados como rótulas, tendo impedidas as translações horizontal e vertical, conforme mostrado na Figura 5;
- Os esforços nos blocos de ancoragem dos cabos foram calculados a partir das reações da viga vertical, sob ação de cargas horizontais, nos pontos de conexão cabo-haste.

5.2 Metodologia e Hipóteses de Cálculo Utilizadas para Verificação

5.2.1 Hipóteses de Cálculo

O cálculo estrutural de verificação foi feito considerando-se a ação integrada de cabos e haste. A ação dos cabos de aço foi traduzida através de constantes de molas horizontais, simulando o comportamento de catenária de cabos sob a ação de esforços de tração.

Nos pontos de conexão cabos-haste, foram introduzidas, então, constantes de mola lineares e o conjunto obtido foi analisado como viga contínua sobre apoios elásticos, sendo cada vão de viga submetido a esforço normal. Além disso, em cada ponto de conexão cabos-mola, foi introduzido um momento fletor decorrente da ação dos cabos sobre a haste quando solicitada pelo vento de projeto.

O sistema hiperestático obtido foi analisado pelo método dos deslocamentos, levando-se em consideração somente coeficientes de mola lineares. A maioria dos métodos de análise faz esta consideração.

A Figura 2 ilustra a hipótese de cálculo adotada.

5.2.2 Ação do Vento

No cálculo de verificação, as cargas decorrentes da ação do vento foram obtidas a partir da Norma ABNT-NBR-6123/80. A velocidade básica de vento estabelecida para o local foi de 35 m/s (126 km/h) ,

obtendo-se a seguinte distribuição vertical de esforços, de cima para baixo, ao longo da altura da torre:

<u>Esforço linear</u> (kgf/m)	<u>Alturas</u> (m)
50	40 a 45,953
47	30 a 40
44	20 a 30
38	15 a 20
32	10 a 15
26	5 a 10
20	3 a 5
22	0 a 3

Para efeito de projeto foi adotada a seguinte distribuição vertical de esforços ao longo da altura da torre, considerando-se o comprimento de influência de cada um dos esforços lineares anteriores:

<u>Esforço linear</u> (kgf/m)	<u>Alturas</u> (m)
48,2	30,953 a 45,953
42,6	15,953 a 30,953
27,1	0 a 15,953

As alturas 15,953, 30,953 e 45,953 metros correspondem aos pontos de conexão cabos-haste.

No cálculo da distribuição de esforços ao longo do comprimento da torre foram considerados os seguintes fatores:

- Fator topográfico;
- Fator de rugosidade do terreno/dimensões da edificação/altura sobre o terreno;
- Fator estatístico;
- Coeficiente de forma;
- Coeficiente de força.

Não foi considerada a ação do vento sobre os cabos, devida a pequena influência dos mesmos no cálculo dos esforços sobre a haste.

5.2.3 Tensões Iniciais

Como a haste da torre é rotulada na base, o equilíbrio da torre é garantido somente pela ação dos cabos sobre a haste. Esse equilíbrio só existirá quando os cabos estiverem sob ação de tração ; pelo menos alguns deles.

Na ausência de vento, para que a haste fique em equilíbrio é necessário que os cabos estejam, sob a ação das tensões iniciais , ou seja, as tensões de montagem da torre. Os dados iniciais para o cálculo dessas tensões foram feitos, a partir daqueles da torre de Poços de Caldas. Posteriormente foram feitos ajustes para compensação de deflexões laterais da torre sob ação do vento e chegou-se as seguintes tensões iniciais de projeto:

<u>Cabo</u>	<u>Tensão inicial (kgf/cm²)</u>	<u>Tração inicial (kgf)</u>
1	2.359	845
2	1.609	576
3	995	356

A numeração dos cabos é de cima para baixo e as tensões iniciais são as tensões normais no cabo, no nível do bloco de ancoragem.

Não se teve liberdade na fixação das tensões iniciais, pois os esforços verticais introduzidos na haste não poderiam ultrapassar aqueles previstos no projeto original.

5.2.4 Pêso Próprio e Sobrecarga

Para a haste obteve-se um pêso próprio linear de 25 kgf/m, sendo que os cabos, de cima para baixo, introduzem, respectivamente , os seguintes valores de cargas concentradas nos pontos de conexão cabo-haste: 30 kgf, 23 kgf e 17 kgf. Considerou-se uma sobrecarga de 178 kgf aplicada no topo da haste.

5.2.5 Variação de Temperatura sobre os Cabos

Não foi considerada, apoiando-se na Referência [1].

5.2.6 Distorções Estruturais

Não foi considerada a torção uma vez que a Norma ABNT-NBR-6123/80 permite a aplicação de esforços de projeto segundo o eixo de simetria da seção transversal da haste da torre (ver Figura 2).

As deformações por flexão foram consideradas por meio de momentos aplicados nos pontos de conexão cabo-haste.

5.2.7 Alongamento Máximo dos Cabos

Foram respeitados os valores limites de alongamento dos cabos de aços, de modo que o deslocamento dos mesmos se fizesse na faixa elástica.

5.2.8 Deflexões Horizontais Máximas

Não se conseguiu, nas referências consultadas, valores limites para as deflexões laterais de torres estaiadas para instrumentação meteorológica. Alguns parâmetros de projeto foram selecionados de modo que se tivesse um deslocamento horizontal máximo, no topo da haste, da ordem de 15 cm.

5.3 Resultados e Análise do Cálculo de Verificação

5.3.1 Haste

Na Figura 3 são apresentados os diagramas de momento fletor e esforço cortante obtidos a partir do cálculo iterativo do sistema haste-cabos. Como pode ser observado, nos pontos A, B, C, onde se fazem as conexões cabo-haste, há a presença de esforço cortante e de mo

mento fletor, sendo mais crítico o ponto C, ou seja, o nível de conexão dos cabos inferiores.

Na Figura 4 é feita uma comparação entre os esforços obtidos no projeto original e aqueles obtidos no cálculo de verificação. Na Figura 5 é feita, também, uma comparação esquemática entre os esforços de projeto utilizados no cálculo dos vários módulos.

Uma simples comparação entre valores absolutos de esforços, à primeira vista, parece mostrar que no projeto original os esforços foram maiores e, portanto, o cálculo é conservativo. Entretanto, a distribuição dos esforços no projeto não corresponde à distribuição real. No caso de torres estaiadas, nos pontos de conexão cabos-haste, há cargas concentradas e momentos aplicados, o que modifica as características de flambagem de cada módulo da torre. A introdução de momentos aplicados nas extremidades dos módulos, diminui a carga crítica de flambagem de cada módulo.

A verificação da flambagem global dos módulos, considerando os momentos aplicados nas extremidades, mostrou, entretanto, que a torre é ainda aceitável, considerando-a perfeita em suas conexões e propriedades materiais.

A verificação dos esforços nas conexões (flanges X montante, parafusos X flanges) mostrou, também, que as tensões resultantes sob a ação dos novos esforços, também, são menores que as tensões admissíveis, considerando os materiais em perfeitas condições. Entretanto, os coeficientes de segurança são, somente, da ordem de 2, o que impossibilita a consideração de redução de área para se levar em conta possíveis fenômenos de corrosão ou eventuais imperfeições. A reserva de segurança deve ser deixada disponível para eventuais efeitos de amplificação dinâmica não considerados nos cálculos.

5.3.2 Cabos de Estaiamento

Na Figura 6 são apresentados os dados relativos aos cabos de estaiamento, a partir dos quais foram obtidos os esforços nas fundações. Verifica-se que no caso de blocos de ancoragem, os esforços são bem maiores do que aqueles previstos no projeto original.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Concluiu-se que, em algumas partes, a torre se encontra superdimensionada. No global, para a haste da torre, com os materiais constituintes em perfeitas condições, há compatibilidade entre as tensões do projeto original com aquelas do cálculo de verificação.

Entretanto, devida às condições de exposição da torre ao tempo durante os últimos 7 (sete) anos, a torre apresenta alguns problemas de corrosão em soldas e em outras conexões. Para que o cálculo de verificação tenha validade é necessário que seja garantida a integridade das soldas, o que deverá ser feito com o aval de pessoal especializado na área.

Cumpre-se ressaltar que na Referência [22] há alguns argumentos que não recomendam a utilização de soldas em torres metálicas, devido a diminuição do amortecimento interno da torre. Isto faz com que a torre sofra efeitos de ressonância em velocidades de vento mais baixas.

Já para as cargas nos blocos de ancoragem dos cabos de estaiamento, no cálculo de verificação foram obtidas cargas de projeto da ordem do dobro daquelas supostas como serem cargas de projeto na memória de cálculo.

Com base nos cálculos realizados, já dispõe-se das cargas para projeto das fundações. Entretanto, não se poderá dar prosseguimento no cálculo das fundações enquanto não for comprovada a integridade das partes afetadas pela corrosão.

É oportuno, ainda, fazer algumas considerações sobre a localização da torre. A hipótese básica do projeto original e que procurou-se seguir, foi de que os contatos dos cabos com o terreno se faziam num mesmo plano horizontal. Além do mais, estes pontos eram fixos, ou seja, não passíveis de deslocamentos. Na hipótese de localização da torre na área do aterro, uma das áreas candidatas, deverá ser garantida a não deslocabilidade dos pontos de ancoragem dos cabos num nível horizontal do terreno, respeitando-se os comprimentos previstos para esses cabos. A garantia dessa não deslocabilidade, nos pontos onde o aterro, não compactado, atinge profundidades da ordem de 11 m, poderia exigir uma fundação muito mais onerosa, do que se a torre fosse instalada em terreno plano e firme.

Relativamente aos cabos de aço tem-se o seguinte comentário

a fazer:

- a) De acordo com as referências [28] e [33], o tipo de cabo de aço mais recomendável seria: cordoalhas helicoidais galvanizadas as quais apresentam, entre outras as seguintes propriedades:
- Resistência elevada à corrosão, conseguida com arames galvanizados de diâmetros maiores;
 - Alongamento permanente baixo, durante montagem da estrutura e durante o seu funcionamento, podendo-se portanto dispensar dispositivos reguladores de comprimento;
- b) Os cabos de aço especificados, do ponto de vista de resistência estrutural são aceitáveis. Entretanto, deverão ser previstas medidas para acompanhamento de corrosão sobre os cabos, durante a vida útil dos mesmos e controle das tensões sobre os cabos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] COHEN, E. Design of multi-level guyed towers: structural analysis. Journal of the Structural Division, ASCE, 83 (ST-5): 1356-1-29, Sept. 1957.
- [2] ROWE, R.S. Amplification of stress and displacement in guyed towers. Journal of the Structural Division, ASCE, 84 (ST-6) : 1821-1-20, Oct. 1958.
- [3] DEAN, D.L. Static and dynamic analysis of guy cables. Journal of the Structural Division, ASCE, 87 (ST-1): 2703-1-21, Jan. 1961.
- [4] DAVENPORT, A.G. and STEELS, G.N. Dynamic behaviour of massive guy cables. Journal of the Structural Division, ASCE, 91 (ST-2): 4293-43-69, Apr. 1965.
- [5] ODLEY, E.G. Analysis of high guyed towers. Journal of the Structural Division, ASCE, 92 (ST-1): 4671-169-197, Feb. 1966.
- [6] REICHELDT, K.L. et alii. Tower: Design system for guyed towers. Journal of the Structural Division, ASCE, 97 (ST-1): 7836-237-251, Jan. 1971.

- [7] POSKITT, T.J. & LIVESLEY, R.K. Structural analysis of guyed masts. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 24: 373-87, 1963.
- [8] LIVESLEY, R.K. Automatic design of guyed mast subject to deflections constraints. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2: 33-43, 1970.
- [9] CHUGH, A.K. and BIGGERS, S.B. Analysis of steel transmission pole structures. Computer & Structures, 8: (125-133), 1978.
- [10] SILVA, M.L. A ancoragem de navio-sonda na área Amapá; eficiência do sistema de ancoragem e o traçado da catenária. Boletim Técnico da Petrobrás, 17 (1): 17-32, Jan/Mar 1974.
- [11] ZEPKA, S. & PRODONOFF, V. Comportamento dinâmico de estruturas estaiadas. Boletim Técnico da Petrobrás, 25 (2): 107-115, Abr/Jun 1982.
- [12] HENRIQUES, A.M.D. & PRODONOFF, V. Flambagem não-linear de estruturas estaiadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA MECÂNICA, 7. Uberlândia, 13-16/Dez/1983. Anais ... Uberlândia, Universidade Federal de Uberlândia, 1983. p. 187-200.
- [13] THOMAS, P.M. Sag calculations for suspended wires. Transactions of the American Institute of Electrical Engineers, 30: 2229-39, June 1911.
- [14] NASH, J.F. & NASH, Jr., J.F. Sag and tension calculations for cable and wire spans using catenary formulas. Transactions of the American Institute of Electrical Engineers, 64: 685-987, Oct. 1945.
- [15] ALTON, J. Masts and guys under wind action. The Engineering Journal, 1069-1072, November 1951.
- [16] HUSTON, J.M. Design of hillside spans simplified. Electrical World, 86-89, June 1952.

- [17] GALLAGHER, R.H. and LEE CHEN-HSIUNG. Matrix dynamic and instability analysis with non-uniform elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2: 265-275, 1970.
- [18] HARRISON, H.B. Post-buckling analysis of non-uniform elastic columns. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 7: 195-210, 1973.
- [19] CHUGH, A.K. and BIGGERS, S.B. Stiffness matrix for a non-prismatic beam-column element. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 10: 1125-1142, 1976.
- [20] VALENTE, G. Hanging roof with stiffening beams in the second order theory. Computers & Structures, 11: 113-125, 1980.
- [21] DAVENPORT, A.G. The application of statistical concepts to the wind loading of structures. Proceedings Institution of Civil Engineers, 19: 449-72, 1961.
- [22] DEN HARTOG, J.P. Mechanical vibrations, New York, N.Y., McGraw-Hill, 1956.
- [23] BRESLER, B. et alii. Design of steel structures. New York, John Wiley & Sons, 1960.
- [24] PACITI, T. & ATKINSON, C.P. Programação e métodos computacionais. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1977. v.2.
- [25] KUO, S.S., Numerical methods and computers. Massachusetts, Addison-Wesley, 1965.
- [26] BEAUFIT, F.W. et alii., Computer methods of structural analysis. New Jersey, Prentice-Hall, 1970.
- [27] ROARK, R.J. Formulas for stress and strain, New York, McGraw-Hill, 1965.
- [28] PEREIRA, U.A. & MACHADO, A.O. Cabos e Correias. Belo Horizonte, UFMG, 1964.

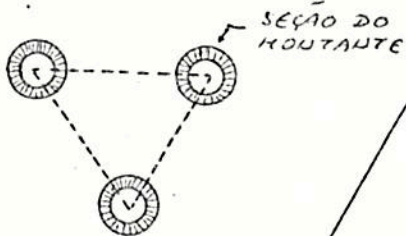
- [29] BELL, L.C. An automated optimum design procedure for guyed tower structures. Nashville, Tenn. University Microfilms, 1972. Tese de Ph.D., Vanderbilt University.
- [30] CARNASCIALI, C.C. Estruturas metálicas na prática. São Paulo, McGraw-Hill, 1974.
- [31] QUEIROZ, G. Estruturas Metálicas. Belo Horizonte, UFMG, 1975.
- [32] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cálculo e execução de estruturas de aço soldadas. Rio de Janeiro, 1963. (ABNT-PNB-117/1963).
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Eletrodos para soldagem elétrica de aços carbono e de aços liga, 1962. (ABNT-PEB-79).
- [34] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cálculo e execução de estruturas de aço, 1974. (ABNT-NB-14).
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações, 1980. (ABNT-NBR-6123).
- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edifícios. Rio de Janeiro, 1969. (ABNT-NB-5).
- [37] NUCLEBRÁS - Instituto de Pesquisas Radioativas. Projeto de duas torres para instrumentação meteorológica. Belo Horizonte, 1977. (DETN/SSPI).
- [38] CIMAF - Catálogo de cabos de aço - C7. Novembro 1982.

Figura 1 - Geometria da Torre.

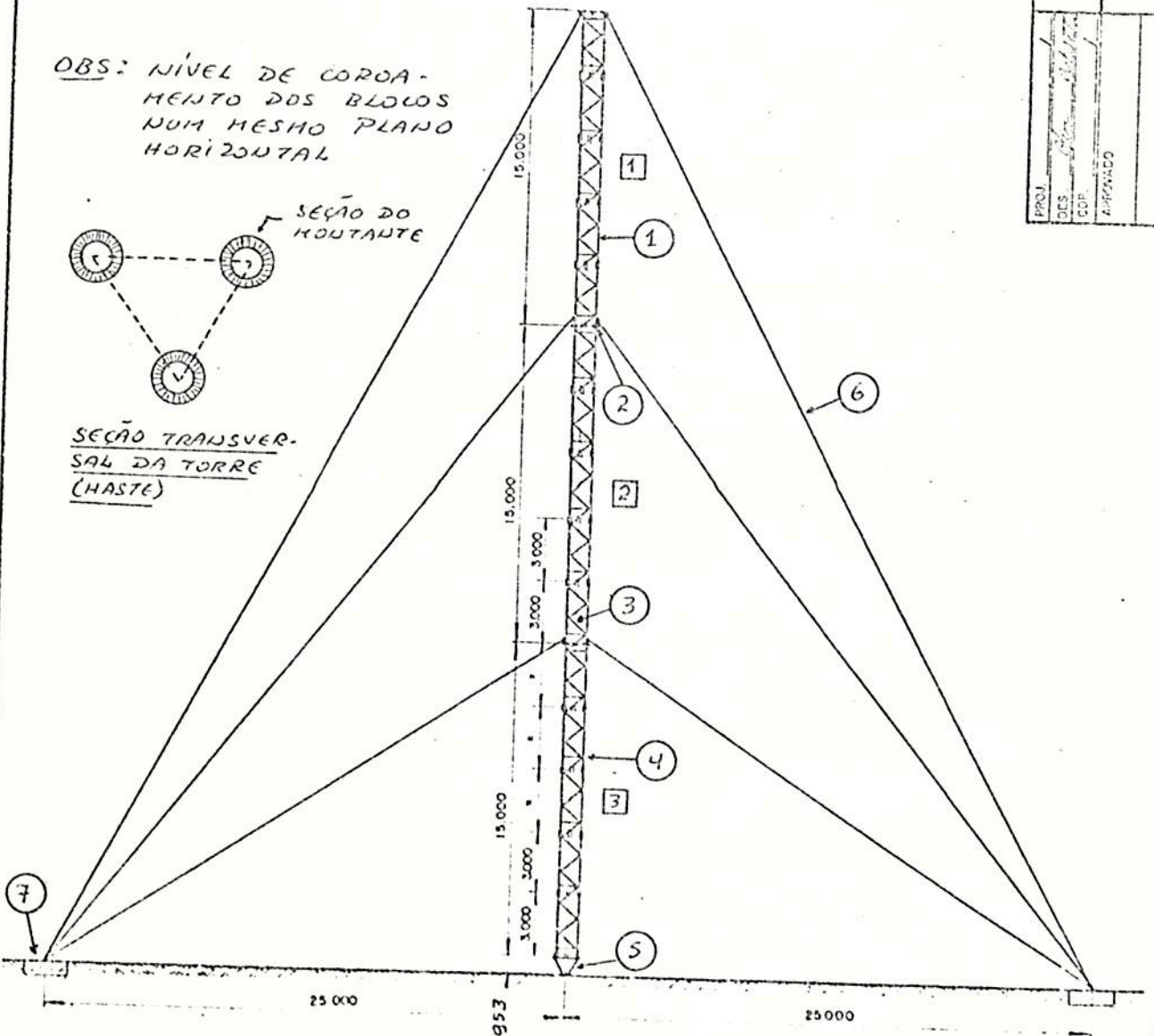
CONVENÇÃO

- ① MÓDULO "J" DA TORRE
- ① MONTANTE
- ② FLANGE
- ③ DIAGONAL
- ④ HORIZONTAL
- ⑤ BASE METÁLICA
- ⑥ CABO DE ESTAIAMENTO
- ⑦ BLOCO DE ANCORAGEM
- ⑧ HASTE

OBS: NÍVEL DE COROA-
MENTO DOS BLOCOS
NUM MESMO PLANO
HORIZONTAL



SEÇÃO TRANSVER-
SAL DA TORRE
(HASTE)



PROJ	ESCALA	1:100
DES	PROJ	02/84
REP	SEÇÃO	02/84
APROVADO	SEÇÃO	02/84
NUCLEBRÁS - IPR		
TORRE SSPI (ESTAIAMENTO)		
R.S.N.E. 36 149		

Figura 2 - Hipótese de Cálculo Utilizada para Verificação.

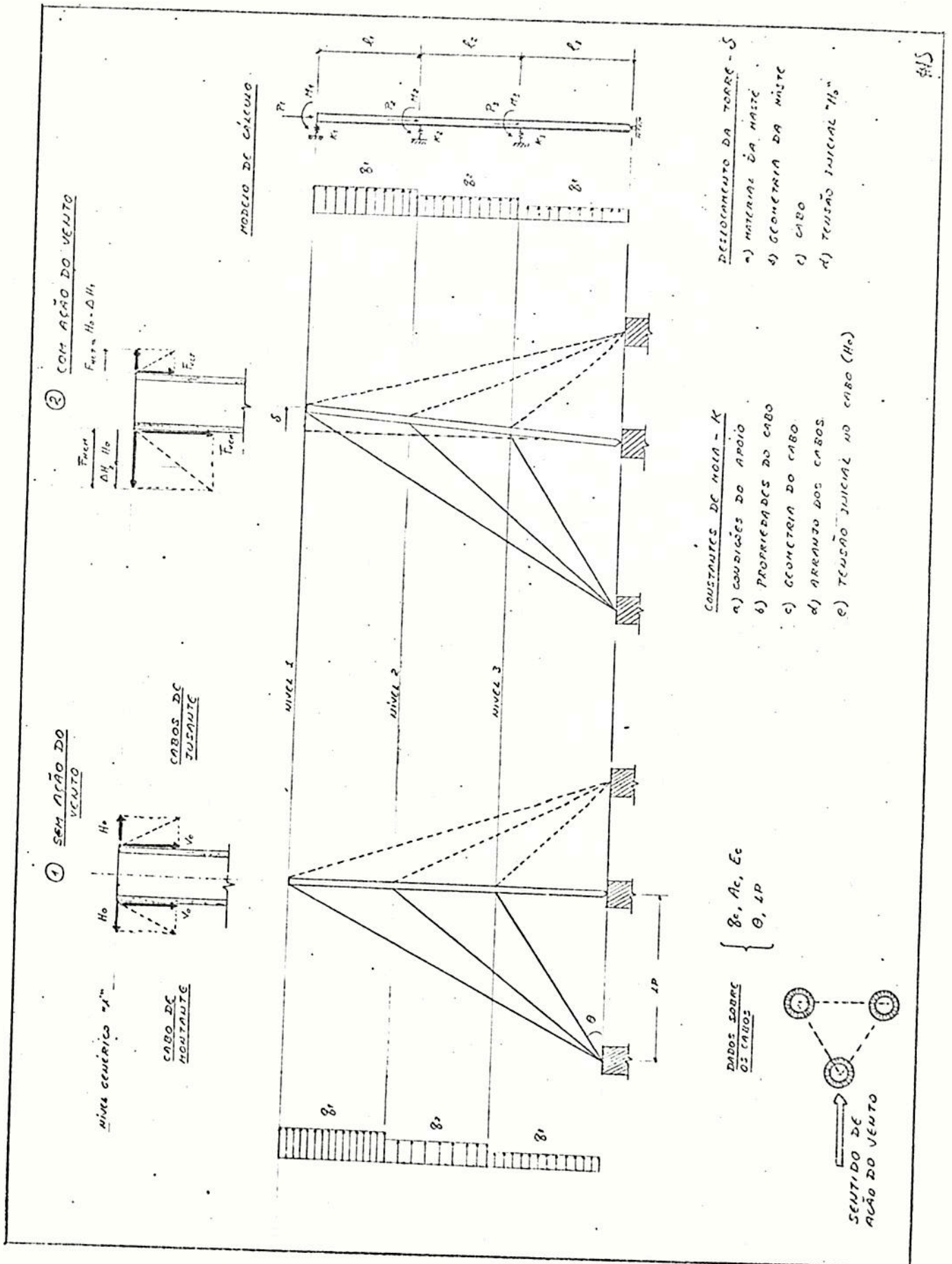


Figura 3 - Diagrama de Momentos Fletores e Esforços Cortantes.

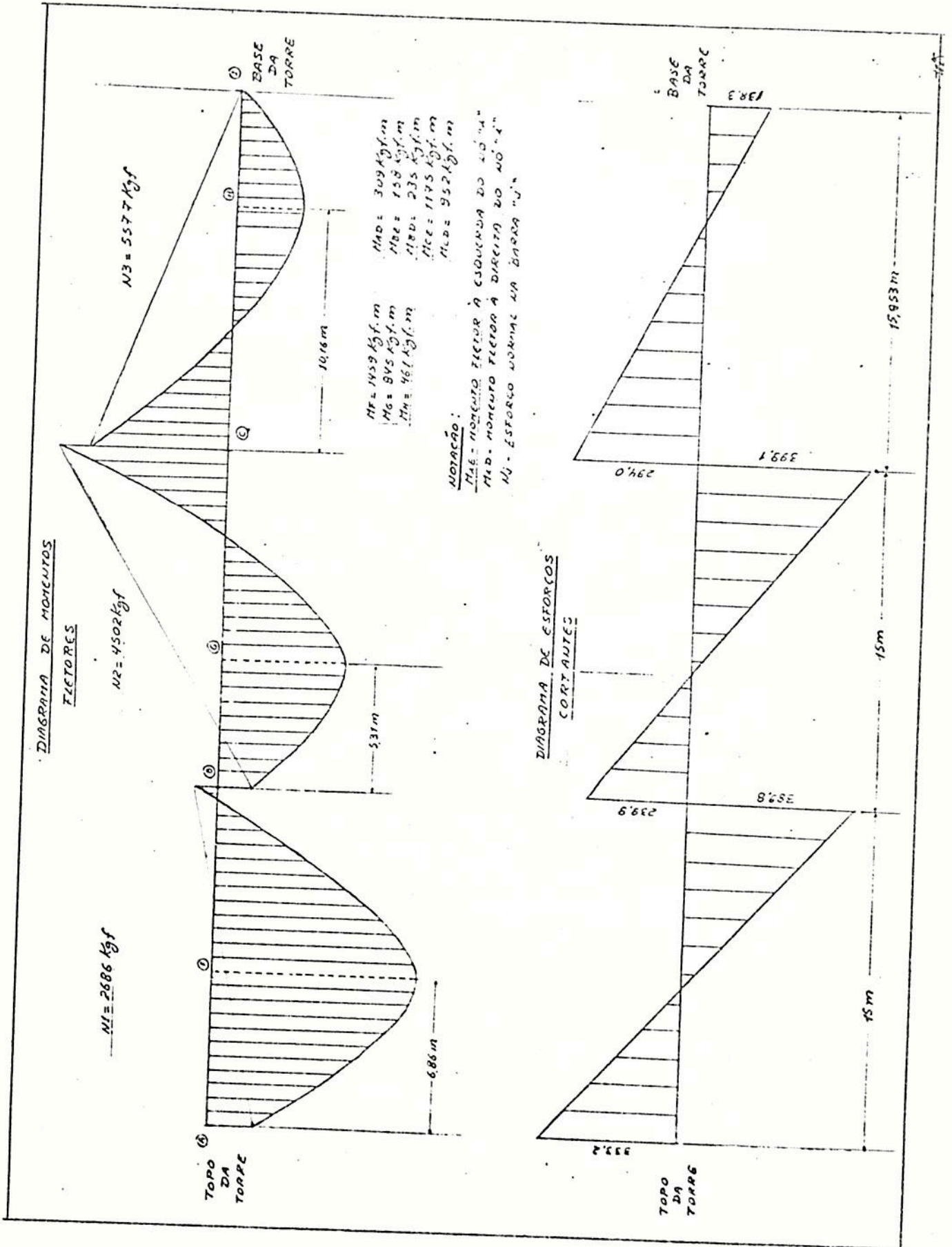


Figura 4 - Comparação entre os Esforços do Projeto Original com os do Cálculo de Verificação.

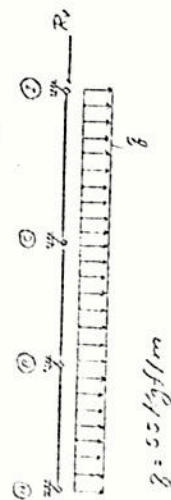
BARRA	N.º	DADOS DE PROJETO				CÁLCULO DE VERIFICAÇÃO			
		CARGA DE VENTO (kgf/m)	ESFORÇO NORMAL (kgf)	MOMENTO FLECTOR (kgf.m)	ESFORÇO CORTANTE (kgf)	CARGA DE VENTO (kgf/m)	ESFORÇO NORMAL (kgf)	MOMENTO FLECTOR (kgf.m)	ESFORÇO CORTANTE (kgf)
1	A			0	840			309	333
	K	55	6100	1547		48,2	2686	1459	
	B			0	840			158	390
2	B			0	840			235	240
	K	55	6100	1547		42,6	4502	845	
	C			0	840			1175	399
3	C			0	840			952	294
	K	55	6100	1547		27,1	5577	461	
	I			0	840			0	138
FLEXÃO VERT.		6100 kgf				6903,3 kgf			

OBSERVAÇÕES

* MOMENTO FLECTOR MÁXIMO NO VÃO

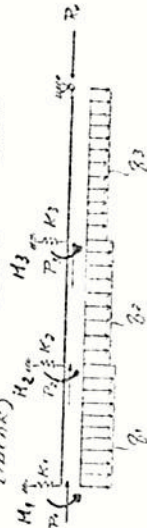
- SOBRECARGA - 178 kgf
- PESO PRÓPRIO DA TORRE - 1149 kgf
- CARGA VERTICAL NA TORRE DEVIDA AS TENSÕES INICIAIS
- PESO PRÓPRIO DOS CABOS - 2324 kgf, 1418 kgf, 624 kgf

MOMENTO DE CÁLCULO UTILIZADA NO PROJETO (ANÁLISE LINEAR)



g = 50 kgf/m

MOMENTO DE CÁLCULO UTILIZADA PARA VERIFICAÇÃO (ANÁLISE NÃO LINEAR)



81 = 48,2 kgf/m P1 = 2686 kgf
 82 = 42,6 kgf/m P2 = 4502 kgf
 83 = 27,1 kgf/m P3 = 5577 kgf
 CARGAS FINAIS

17/5

Figura 5 - Esquema dos Esforços para Projeto dos Módulos da Torre.

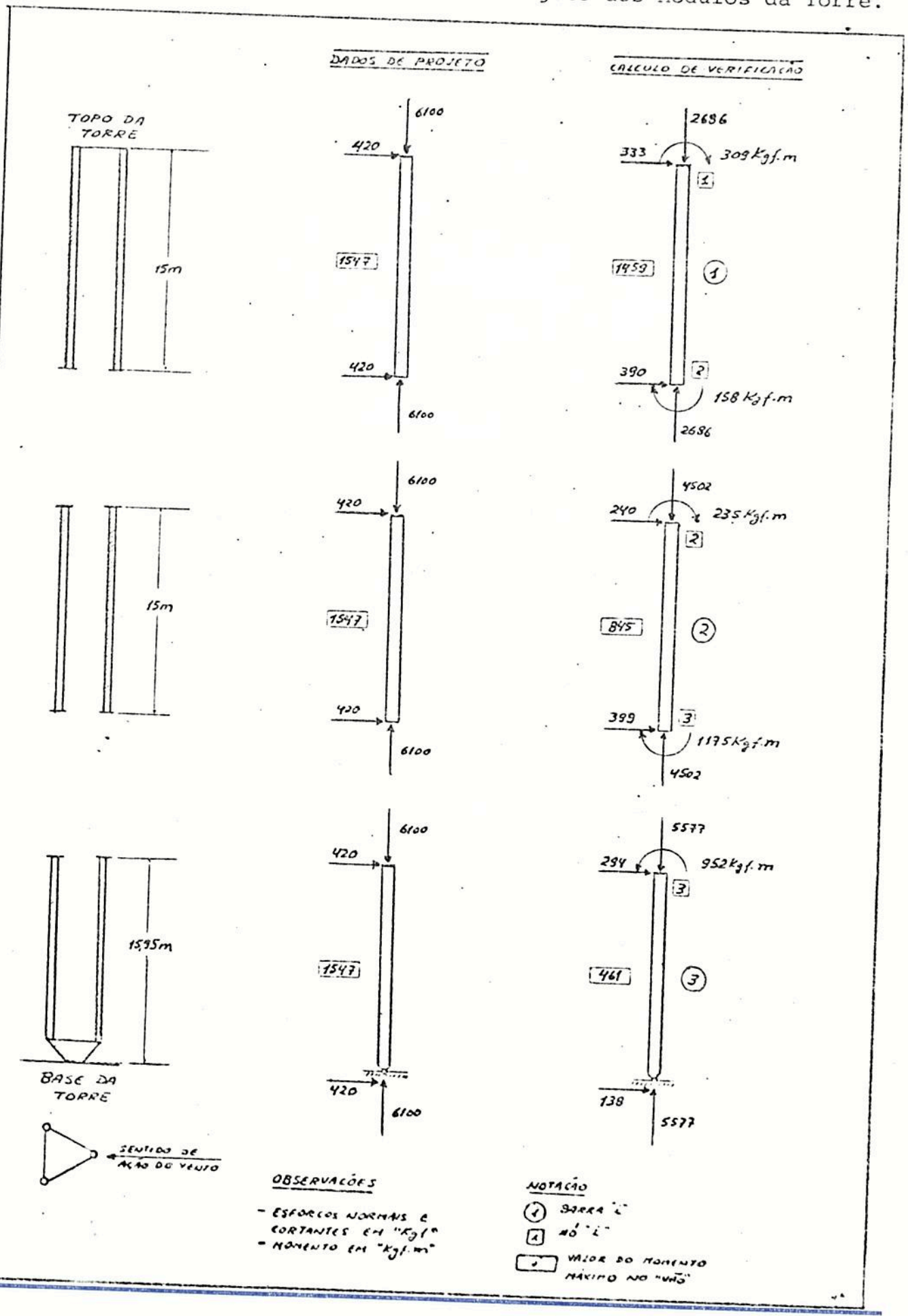


Figura 6 - Esforços nos Cabos de Estaiamento e nas Fundações.

