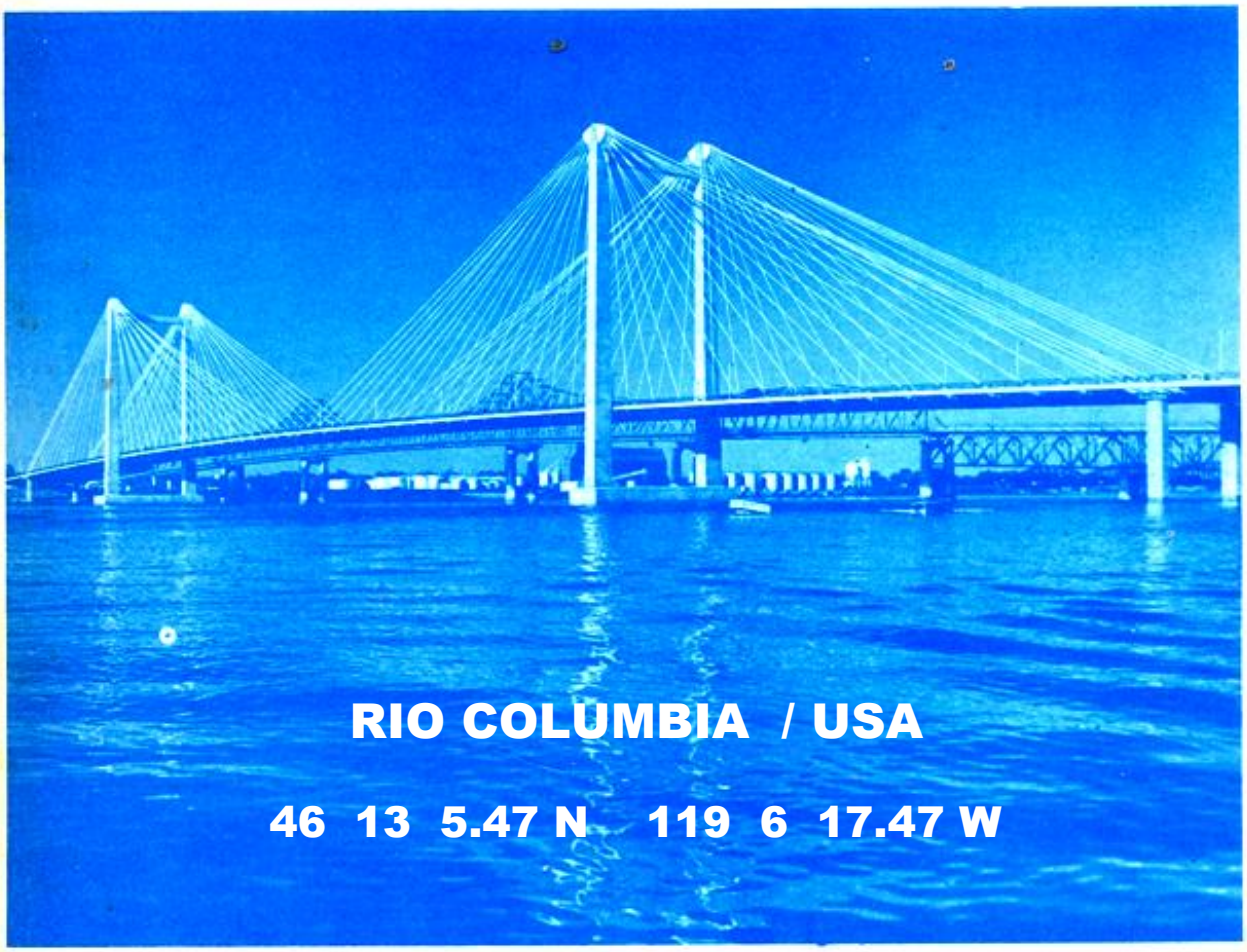
ESTRUTURA

REVISTA TÉCNICA DAS CONSTRUÇÕES
ENGENHARIA E ARQUITETURA



PONTES ESTAIADAS - PROF. FRITZ LEONHARDT
PLAMBAGEM
PÓRTICOS
FUNDAÇÕES
PROGRAMAS

89

Dezembro
1 9 7 9

ESTRUTURA

Revista Técnica das Construções
Engenharia e Arquitetura
Ano 20 — Nº 89

DIRETOR PRESIDENTE

Aderson Moreira da Rocha

CONSELHO REDATORIAL

A. J. Costa Nunes — Aluizio de Souza Carvalho — Arthur V. da Costa e Silva — Carlos Freire Machado — Ernani Diaz — Francisco de Assis Basílio — J. Carlos Figueiredo Ferraz — José Luiz Cardoso — José Mauro Moreira da Rocha — Telemaco van Langendonk.

EDIÇÃO

Editora ESTRUTURA LTDA.

BOLETIM ESTRUTURAL

Apresentamos, em primeira mão, neste número a conferência proferida recentemente no Brasil pelo Prof. Fritz Leonhardt sobre pontes estaiadas, uma das técnicas mais recentes no projeto de pontes.

Além deste assunto e de diversos artigos técnicos de grande valia e oportunidade, continuamos a divulgação de programas para máquinas de bolso.

VER TAMBÉM :

ISSN 0377-7251

IABSE PERIODICA 2/1980
PERIODICA AIPC
IVBH PERIODICA

May 1980

IABSE SURVEYS S-13/80

REVUES AIPC
IVBH BERICHTE

Cable-Stayed Bridges

F. Leonhardt W. Zellner

PÁGINA 21

International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE
Association Internationale des Ponts et Charpentes AIPC
Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau IVBH

https://www.e-periodica.ch/digbib/view?pid=bse-pe-005:1980:4

IABSE surveys = Revue AIPC = IVBH Berichte, Volume 4 (1980)

1979 PONTE DA CAPA

PONTE SOBRE O RIO COLUMBIA ENTRE AS CIDADES DE PASCO E KENNEWICK / WASHINGTON / USA

46 13 5.47 N 119 6 17.47 W

FOTO DE 2018

1979 PONTE DA CAPA

PONTE SOBRE O RIO COLUMBIA ENTRE AS CIDADES DE PASCO E KENNEWICK / WASHINGTON /USA

46 13 5.47 N 119 6 17.47 W

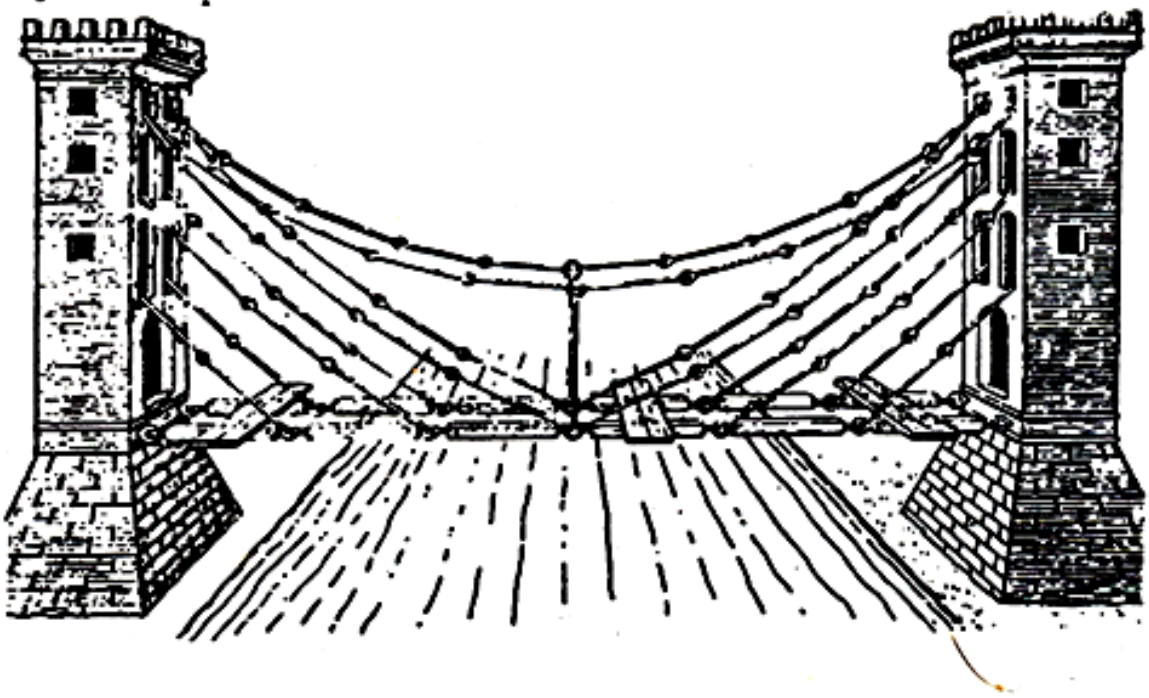
https://pt.dreamstime.com/video-estoque-ponte-de-cabo-o-rio-columbia-interurbano-das-nuvens-kennewick-pasco-washington-video101338975

PONTES ESTAIADAS PARA VÃOS LONGOS

Fritz Leonhardt

1 — REVISÃO HISTÓRICA

Uma breve revisão histórica mostrará que a idéia de utilizar cordas ou correntes inclinadas, suspensas de uma torre, para apoiar uma viga transpondo vãos, é muito antiga. Os egípcios fizeram uso dessa idéia nos seus barcos a vela. Em livros italianos antigos encontramos desenhos de Faustus Verantius, datados de 1617, mostrando várias correntes inclinadas paralelas (Fig. 1). Em 1784 um carpinteiro alemão, Immanuel Loscher, descreveu uma ponte de madeira, com estais de madeira, fixados a uma torre também de madeira (Fig. 2). Em 1817, dois engenheiros britânicos, Redpath e Brown, construíram a Ponte de King's Meadow, para pedestres, com um vão de 34 metros, empregando estais formados por fios. Alguns anos mais tarde, em 1821, o arquiteto francês Poyet sugeriu fixar as vigas a torres altas por meio de barras de aço (Fig. 3). Aqui temos a disposição em leque dos estais, todos eles ancorados na parte de cima da torre. O outro tipo de disposição, com estais paralelos que chamamos de disposição tipo harpa, foi sugerido por Hatley em 1840 (Fig. 4). Ele achava que essa disposição apresenta menor rigidez que a disposição em leque.



Chain-stayed bridge by Faustus Verantius 1617.

Fig. 1

2020

INCLUÍ FOTOS RECENTES

PARA

ILUSTRAR O TEXTO.

2008 - PONTE ESTAIADA NA MARGINAL PINHEIROS - SÃO PAULO

COORDENADAS = 23 36 46.1 S 46 41 56.07 W

PROJETO ESTRUTURAL - ENG. CATÃO FRANCISCO RIBEIRO

2016 - PONTE ESTAIADA NA BARRA DA TIJUCA - RIO DE JANEIRO

https://www.youtube.com/watch?v=R9OgqIcaDQE

COORDENADAS = 23 0 25.8 S 43 18 16.5 W

PROJETO ESTRUTURAL - ENG. VICENTE GARAMBONE

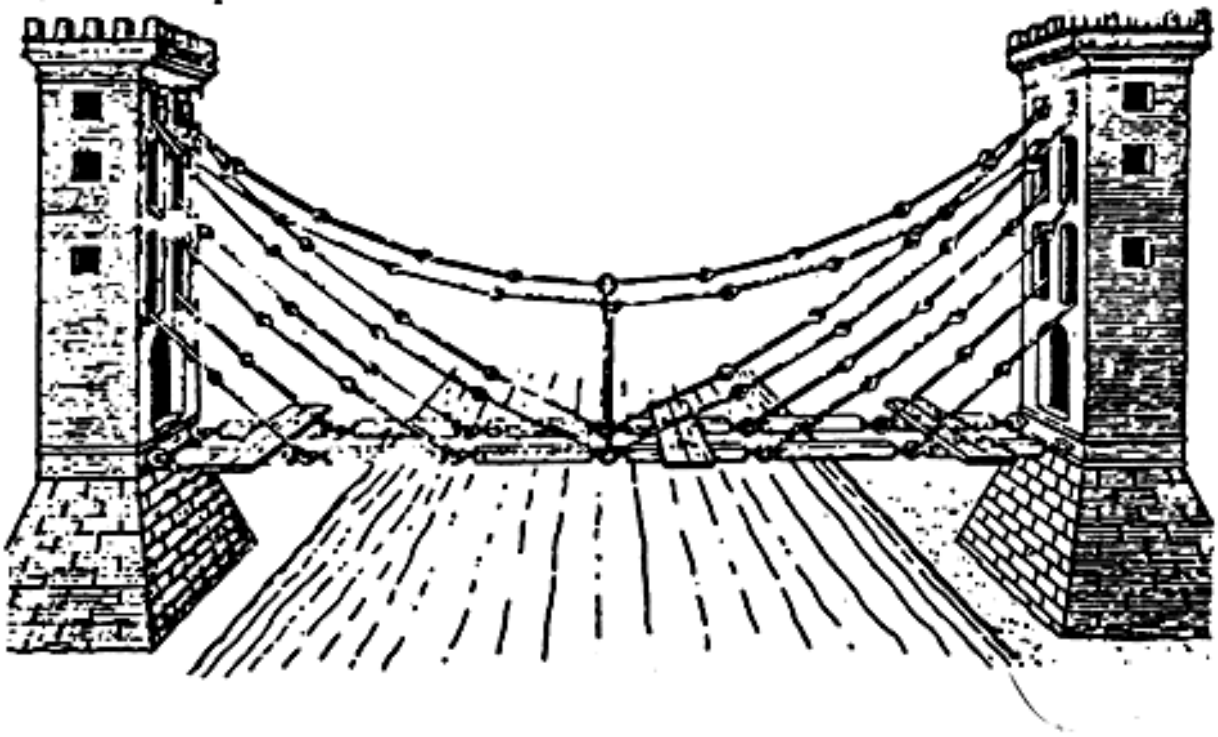
1979

PONTES ESTAIADAS PARA VÃOS LONGOS

Fritz Leonhardt

1 — REVISÃO HISTÓRICA

Uma breve revisão histórica mostrará que a idéia de utilizar cordas ou correntes inclinadas, suspensas de uma torre, para apoiar uma viga transpondo vãos, é muito antiga. Os egípcios fizeram uso dessa idéia nos seus barcos a vela. Em livros italianos antigos encontramos desenhos de Faustus Verantius, datados de 1617, mostrando várias correntes inclinadas paralelas (Fig. 1). Em 1784 um carpinteiro alemão, Immanuel Loscher, descreveu uma ponte de madeira, com estais de madeira, fixados a uma torre também de madeira (Fig. 2). Em 1817, dois engenheiros britânicos, Redpath e Brown, construíram a Ponte de King's Meadow, para pedestres, com um vão de 34 metros, empregando estais formados por fios. Alguns anos mais tarde, em 1821, o arquiteto francês Poyet sugeriu fixar as vigas a torres altas por meio de barras de aço (Fig. 3). Aqui temos a disposição em leque dos estais, todos eles ancorados na parte de cima da torre. O outro tipo de disposição, com estais paralelos que chamamos de disposição tipo harpa, foi sugerido por Hatley em 1840 (Fig. 4). Ele achava que essa disposição apresenta menor rigidez que a disposição em leque.



Chain-stayed bridge by Faustus Verantius 1617.

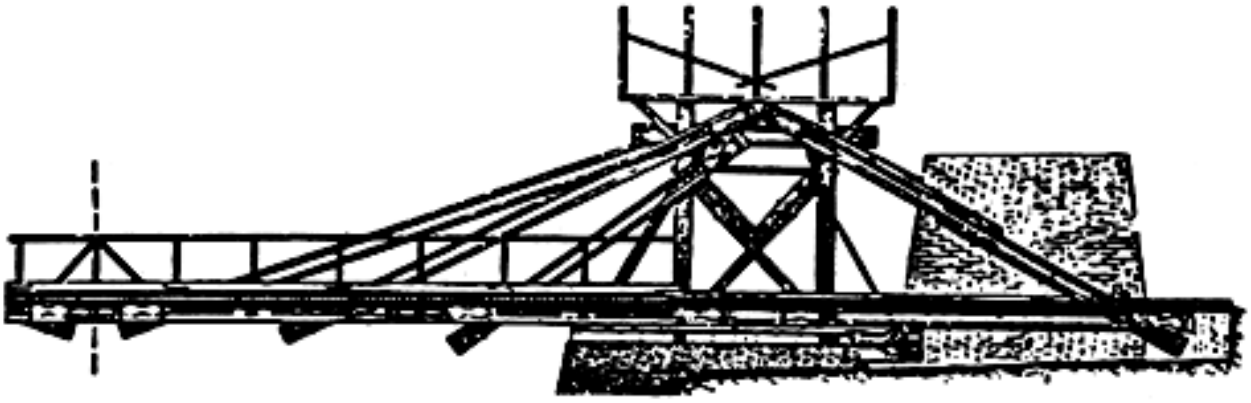
Fig. 1

N

PONTES ESTAIADAS PARA VÃOS LONGOS

Pode-se perceber que a ponte estaiada é muito antiga e que uma boa disposição dos cabos foi encontrada desde o início. No entanto, temos que nos perguntar por que esse sistema, evidentemente adequado, desapareceu dos projetos de pontes durante quase um século. O motivo foi a queda de várias das primeiras pontes estaiadas. Em 1818 uma ponte sobre o Rio Tweed, na Inglaterra, com um vão de 79 metros, ruiu devido a oscilações provocadas pelo vento. Em 1824 uma ponte sobre o Rio Saale, na Alemanha, com um vão de 78 metros, ruiu sobre uma multidão de pessoas devido à rutura dos estais formados por correntes. Foi Navier, o famoso engenheiro e cientista francês, quem comentou essas quedas e sugeriu preferir a ponte suspensa. Isto levou ao desenvolvimento, bastante bem conhecido, das pontes pênseis.

A ponte estaiada parece ter ficado esquecida até que, em 1938, o engenheiro alemão F. Dischinger começou a redescobri-la. Ele verificou que a rigidez e segurança desse tipo de pontes podem ser consideravelmente aumentadas mediante o emprego de fios de alta resistência e de altas tensões para os estais, o que minimiza o efeito contrário, causado pela catenária dos cabos. Em 1949, Dischinger publicou os resultados de seus estudos e logo a seguir diversas pontes estaiadas foram propostas em concorrências relativas à reconstrução de pontes sobre o Rio Reno.



Timber-stayed bridge by I. Löscher 1784.

Fig. 2

Nessa ocasião eu estava projetando as pontes sobre o Reno em Dusseldorf (Fig. 5) e, a partir de então, trabalhamos continuamente no desenvolvimento de sistemas de estais e, principalmente, no desenvolvimento de melhores formas para a superestrutura, a fim de reduzir os efeitos do vento e obter segurança aerodinâmica total.

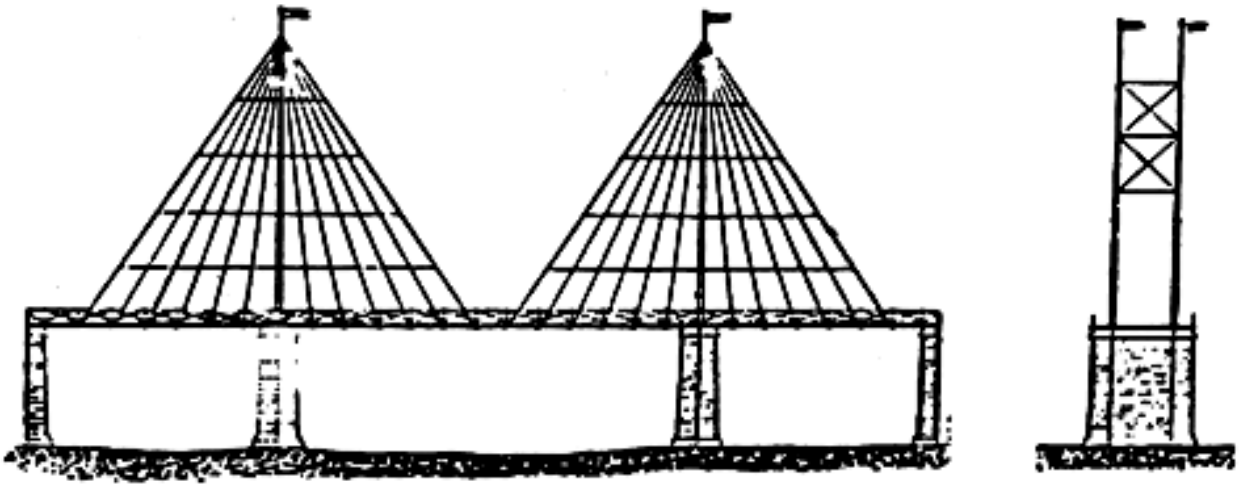
Meus estudos sobre estabilidade aerodinâmica foram iniciados depois da queda da Ponte Tacoma, nos Estados Unidos. Eu estava convencido, desde

o início, de que seria melhor evitar os efeitos do vento que causam as perigosas oscilações de ressonância, em vez de contrabalançá-las através de uma grande rigidez nas treliças de enrijecimento, como faziam — e ainda fazem — os engenheiros americanos. Os efeitos do vento podem ser reduzidos dando-se uma forma aerodinâmica à superestrutura, de maneira que:

— não haverá cantos causando os efeitos Von Karman, e

— haverá um mínimo de forças provocando momentos de movimentos para cima e ondulatórios, os quais podem produzir vibrações ou oscilações de torção.

Mais tarde descobrimos que as pontes estaiadas se comportam de forma basicamente diferente das pontes suspensas se utilizarmos um grande número de estais, que desenvolvem um "amortecimento do sistema". Isto será descrito mais adiante.



Steep stay-cables, suggested by Poyet 1821.

Fig. 3

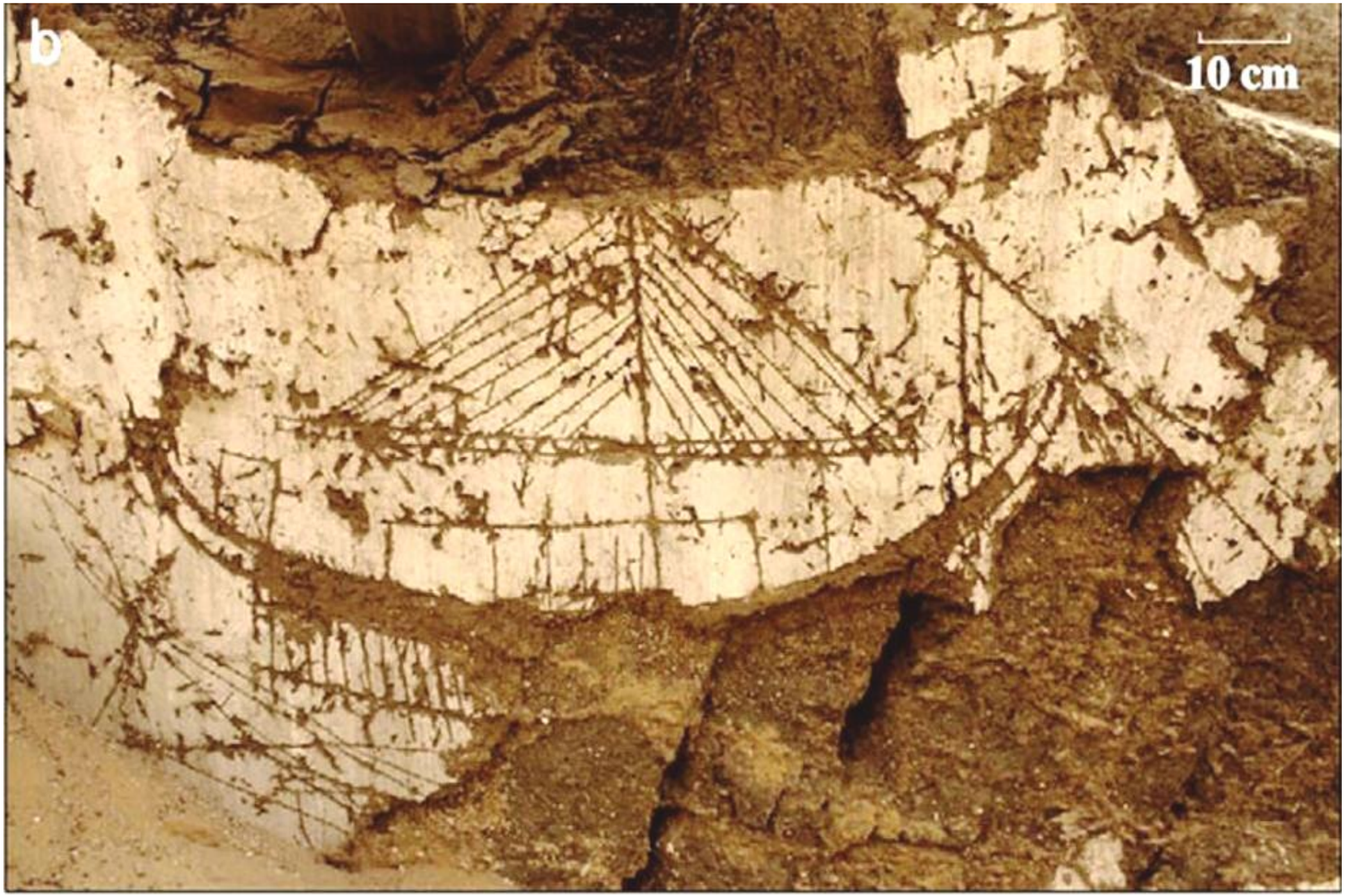
Já em 1953 eu apresentei a solicitação de uma patente para uma ponte suspensa mono-cabo, com um tabuleiro plano e sem treliças de enrijecimento. Como tínhamos que projetar a ponte sobre o Rio Tejo, em Lisboa, para uma concorrência internacional em 1959, realizamos testes aerodinâmicos no Laboratório Nacional de Física em Teddington, Inglaterra, com a seção transversal desse tabuleiro plano (Fig. 6) [1]. Infelizmente a ponte sobre o Tejo não foi construída assim, dessa maneira moderna. Entretanto, depois desses testes os engenheiros britânicos mudaram o projeto original para a Ponte Severn, que tinha grandes treliças de enrijecimento, e foram eles, portanto, os primeiros a construir uma ponte suspensa de grande vão, com uma viga caixão achatada (Fig. 7).

1850 a.C.

EGITO

Royal Boat Burial and Watercraft Tableau of Egypt's
12th Dynasty (*c*.1850 BCE) at South Abydos

Josef Wegner https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1111/1095-9270.12203



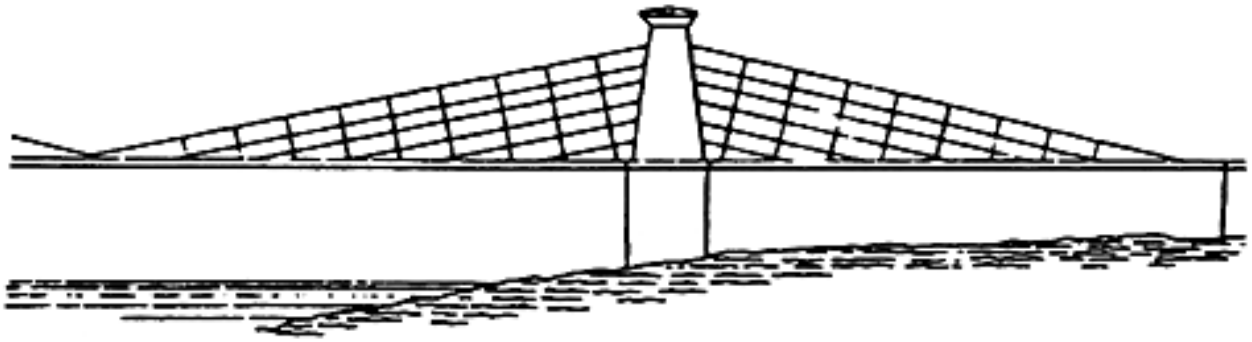
AS VELAS DOS BARCOS EGÍPCIOS ERAM VIGAS ESTAIADAS

1850 a.C. - AS VELAS DOS BARCOS EGÍPCIOS ERAM VIGAS ESTAIADAS

VER ANEXO 06

1979

Mais tarde continuamos nossos estudos sobre seções transversais aerodinamicamente favoráveis e fizemos outros testes em túnel de vento (alguns foram feitos em Ottawa, no Canadá, para a Ponte de Vancouver), principalmente com o objetivo de verificar se seria necessário colocar uma placa superior fechando a seção caixão em toda a largura da ponte. Evidentemente, esta placa superior aumenta o custo. Em 1968 conseguimos provar que seria suficiente ter um caixão fechado apenas ao longo das bordas e que mais da metade da largura poderia permanecer aberta (Fig. 8) se a inclinação da laje inferior do caixão extremo triangular estivesse em torno de 25° e 30°. Os coeficientes de vento para esse tipo de seção transversal provaram ser extremamente baixos (Fig. 9), sendo que o coeficiente de forma e as forças provocando movimentos para cima e ondulatórios se tornaram menores que nunca, o que é muito importante para vãos muito grandes, inclusive do ponto de vista econômico. Tínhamos, portanto, encontrado o tipo mais econômico de seção transversal para pontes suspensas vencendo grandes vãos, evitando, ao mesmo tempo, as forças de vento que causam oscilações.



Chain-stayed bridge by Hatley 1840.

Fig. 4

Quanto a Dusseldorf, continuávamos a projetar pontes estaiadas. Por motivos estéticos, escolhemos o sistema tipo harpa, com cabos paralelos, para as três pontes, mas com uma disposição diferente das torres (Fig. 10). A ponte maior, a Kniebrucke, tinha duas torres colocadas apenas de um lado (Fig. 11). Portanto, o vão principal de 320 metros tinha que ser suspenso de torres bastante altas. As forças nos cabos e na estrutura do tabuleiro são praticamente as mesmas que seriam se o vão principal tivesse 640 metros, com torres colocadas também do outro lado. Ao projetar esta ponte não encontramos dificuldades para dimensionar a superestrutura ou os cabos. Isto nos convenceu de que mesmo vãos maiores seriam possíveis com o sistema de cabos estaiados.

Não era mais possível manter a opinião vigente na década de 1955 e 1965 de que pontes estaiadas seriam econômicas apenas para vãos de até 400 metros, e de que, para vãos maiores, a ponte pênsil seria a única solução. Começamos a fazer comparações sistemáticas entre pontes suspensas e pontes estaiadas para vãos de até 1.400 metros.

PONTES ESTAIADAS PARA VÃOS LONGOS

Fig. 5 — Ponte em Dusseldorf sobre o Reno — 260 m de vão

2020 - PONTE ESTAIADA DE DUSSELDORF

2020 - PONTE ESTAIADA DE DUSSELDORF

2 — ALGUNS PRINCÍPIOS BÁSICOS PARA PONTES ESTAIADAS

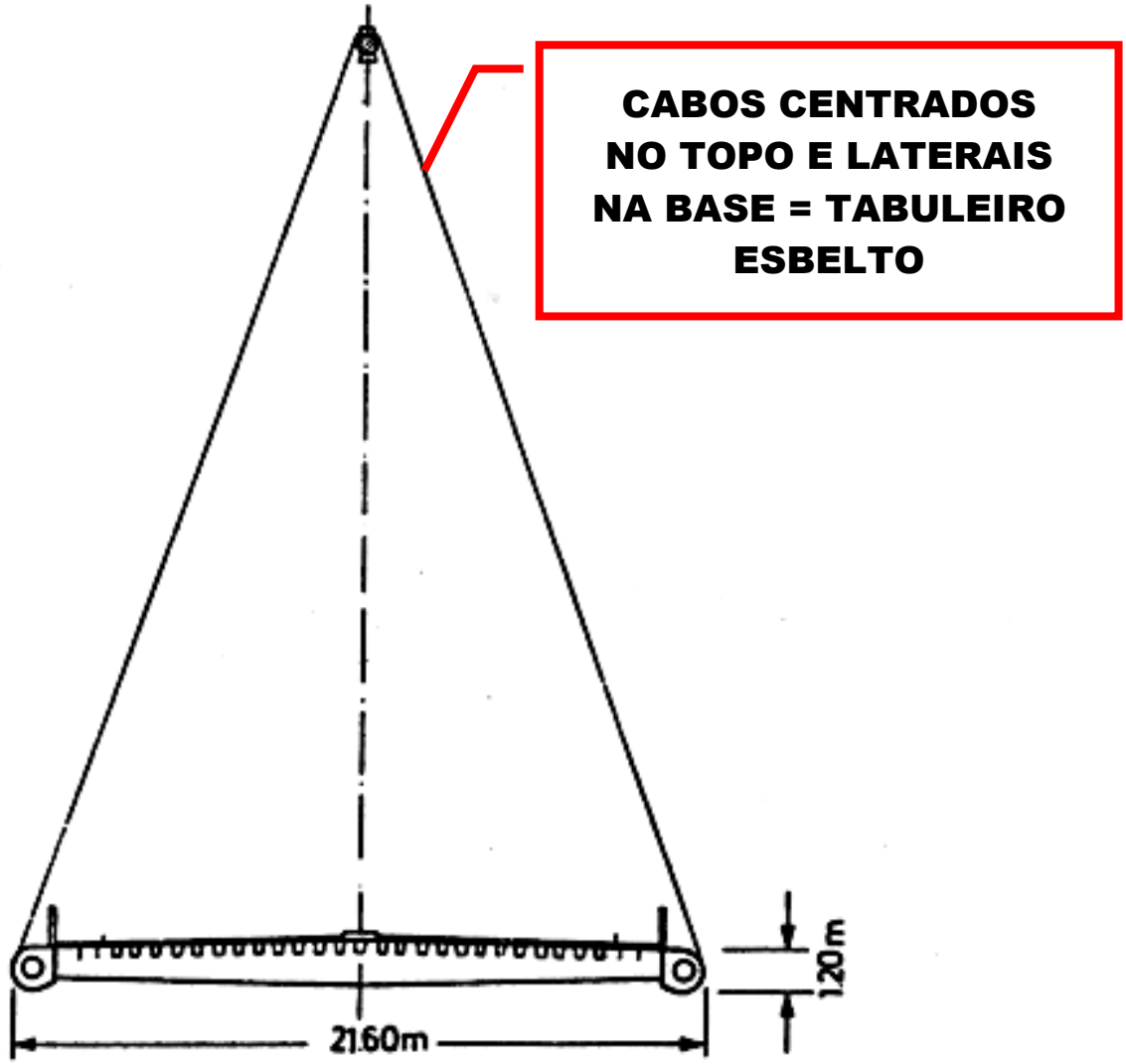
2.1 — Disposição dos Cabos

Em primeiro lugar há a disposição dos estais, o seu número e espaçamento.

Já vimos na revisão histórica que é possível escolher entre a disposição tipo leque, com muitos cabos fixados à parte de cima da torre (Fig. 3), e a disposição tipo harpa, com muitos cabos paralelos e fixados a alturas diferentes da torre (Fig. 4). É evidente que a disposição tipo leque produz maior rigidez e maior economia que os cabos dispostos tipo harpa. Entretanto, a disposição tipo harpa é esteticamente superior se utilizarmos apenas um número pequeno de cabos grossos dispostos em dois planos.

O número e espaçamento dos estais têm considerável influência sobre a economia e, principalmente, sobre o grau de dificuldades encontradas para o detalhamento da estrutura. É estranho que vários engenheiros tenham projetado pontes estaiadas com apenas um cabo grosso fixado à cabeça da torre, para apoiar a viga, como foi feito para a ponte de Maracaíbo. Isto significa grandes momentos fletores e, conseqüentemente, uma altura considerável da viga; significa forças de cabo muito grandes, resultando em dificuldades para

ancorar o cabo na superestrutura; e significa, ainda, uma quantidade considerável de equipamento auxiliar para a construção da ponte.



Cross-section of suspension bridge, design for Tagus River in Lisbon 1959, ℓ = 1104 m.

Fig. 6

Em Dusseldorf iniciamos com 3 a 5 cabos de cada lado da torre, mas logo verificamos que um número maior de cabos com um espaçamento menor simplificaria a ancoragem na superestrutura e, principalmente, simplificaria a montagem. A construção do tabuleiro pode ser simples e barata se o espaçamento dos cabos for suficientemente pequeno para que o tabuleiro possa ser montado através de balanços sucessivos de cabo para cabo, sem qualquer meio auxiliar (Fig. 12). A altura da viga principal pode ser muito pequena, e o tabuleiro da ponte é mais ou menos a corda inferior de uma grande treliça em

2010 - PONTE ESTAIADA - RIO NEGRO

CABOS CENTRADOS NO TOPO E LATERAIS NA BASE = TABULEIRO ESBELTO

http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/

PROJETO ESTRUTURAL - ENG. CATÃO FRANCISCO RIBEIRO

2010 - PONTE ESTAIADA - RIO NEGRO

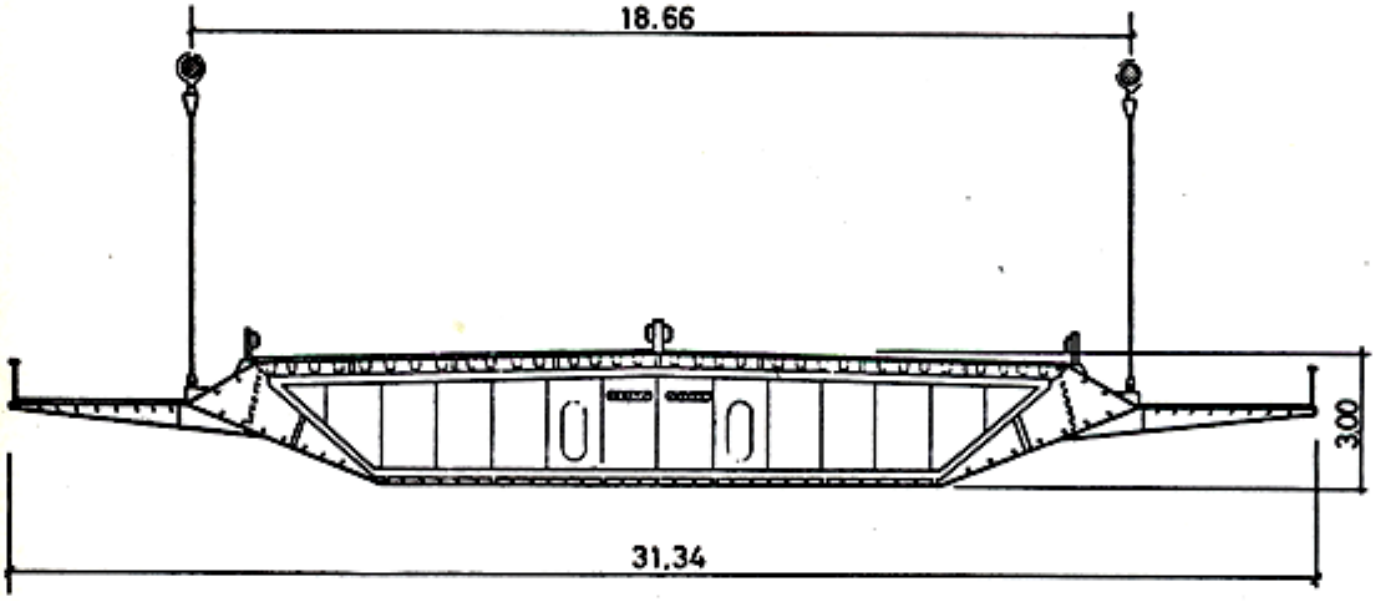
CABOS CENTRADOS NO TOPO E LATERAIS NA BASE

COORDENADAS = 3 7 9.86 S 60 4 45.14 W

http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/

PROJETO ESTRUTURAL - ENG. CATÃO FRANCISCO RIBEIRO

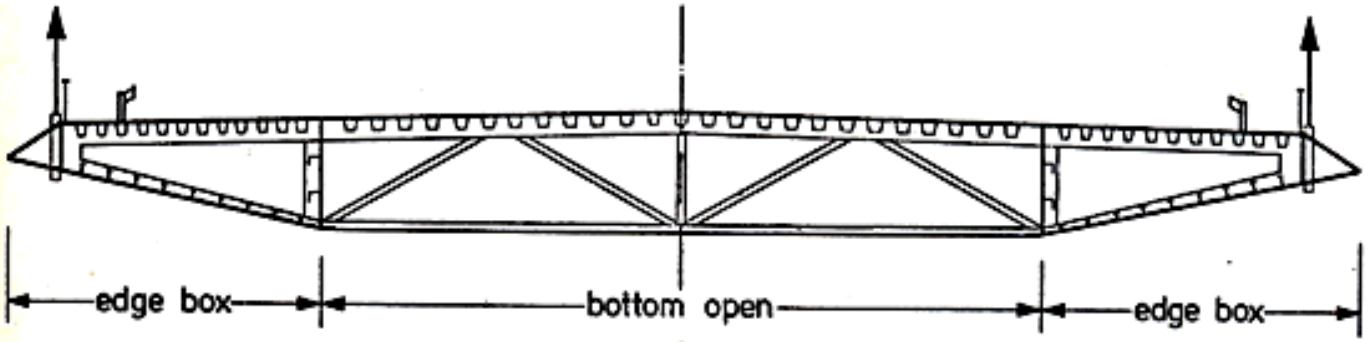
balanço, necessitando de muito pouca rigidez à flexão porque os cabos inclinados não permitem grandes flechas sob cargas concentradas.



Cross-section of Severn Bridge, England, ℓ = 988 m.
Measurements in m.

Fig. 7

Em pontes de grande vão temos que dispor os cabos em dois planos ao longo das bordas do tabuleiro. São portanto necessárias duas pernas da torre para suportar as cargas (Fig. 13). O vão vencido pelas transversinas do tabuleiro corresponde à distância entre os planos de cabos.



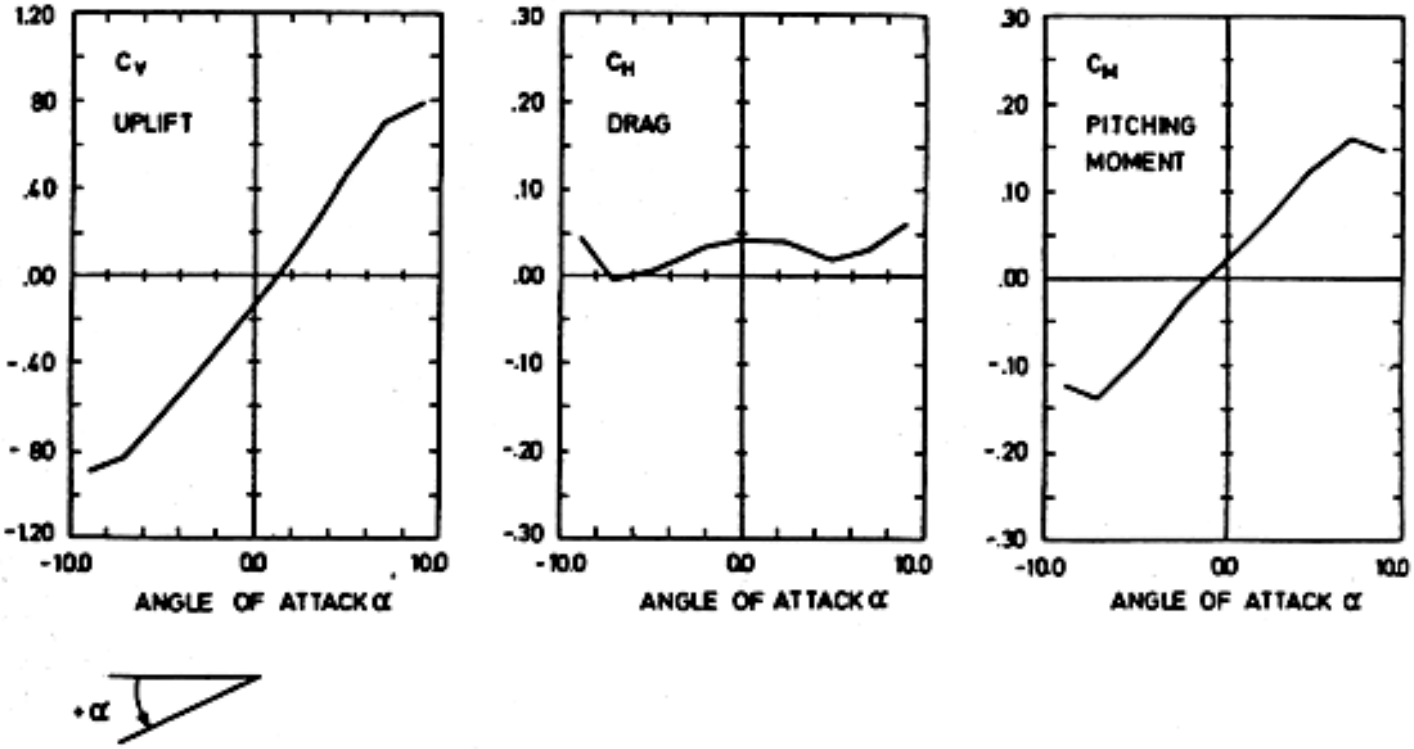
Aerodynamicly safe cross-section for suspension bridges.

Fig. 8

Várias pontes foram construídas com apenas um plano vertical para os estais, ao longo do eixo longitudinal da ponte. Esta disposição requer uma viga caixão principal com considerável rigidez à torção a fim de manter dentro de limites admissíveis a variação da deformação transversal devida a cargas

móveis assimétricas. Ela também pode oscilar livremente à torção. Este sistema deveria ser aplicado apenas para vãos de até 300 metros, se houver um espaço para a mediana separando duas pistas para direções de tráfego diferentes, de maneira a não tornar necessária uma largura adicional para a torre e para a proteção dos cabos, no nível do tabuleiro, contra impactos causados por acidentes com carros. Para vãos maiores a viga caixão se torna grande demais e o aço necessário para os momentos de torção torna o sistema antieconômico.

Para vãos muito grandes sugerem-se as torres em forma de A, com os cabos ao longo das bordas e todos os cabos fixados ao topo do A, de modo que os cabos formem duas superfícies reversas inclinadas. Esta disposição proporcionà uma rigidez adicional à torção porque as duas pernas da torre não podem se mover em direções opostas sob cargas assimétricas. Além disso, a forma triangular da torre resiste às forças de vento dos cabos, agindo no topo com forças normais, quase sem momentos fletores. Isto diminui a quantidade de material necessário para essas torres.



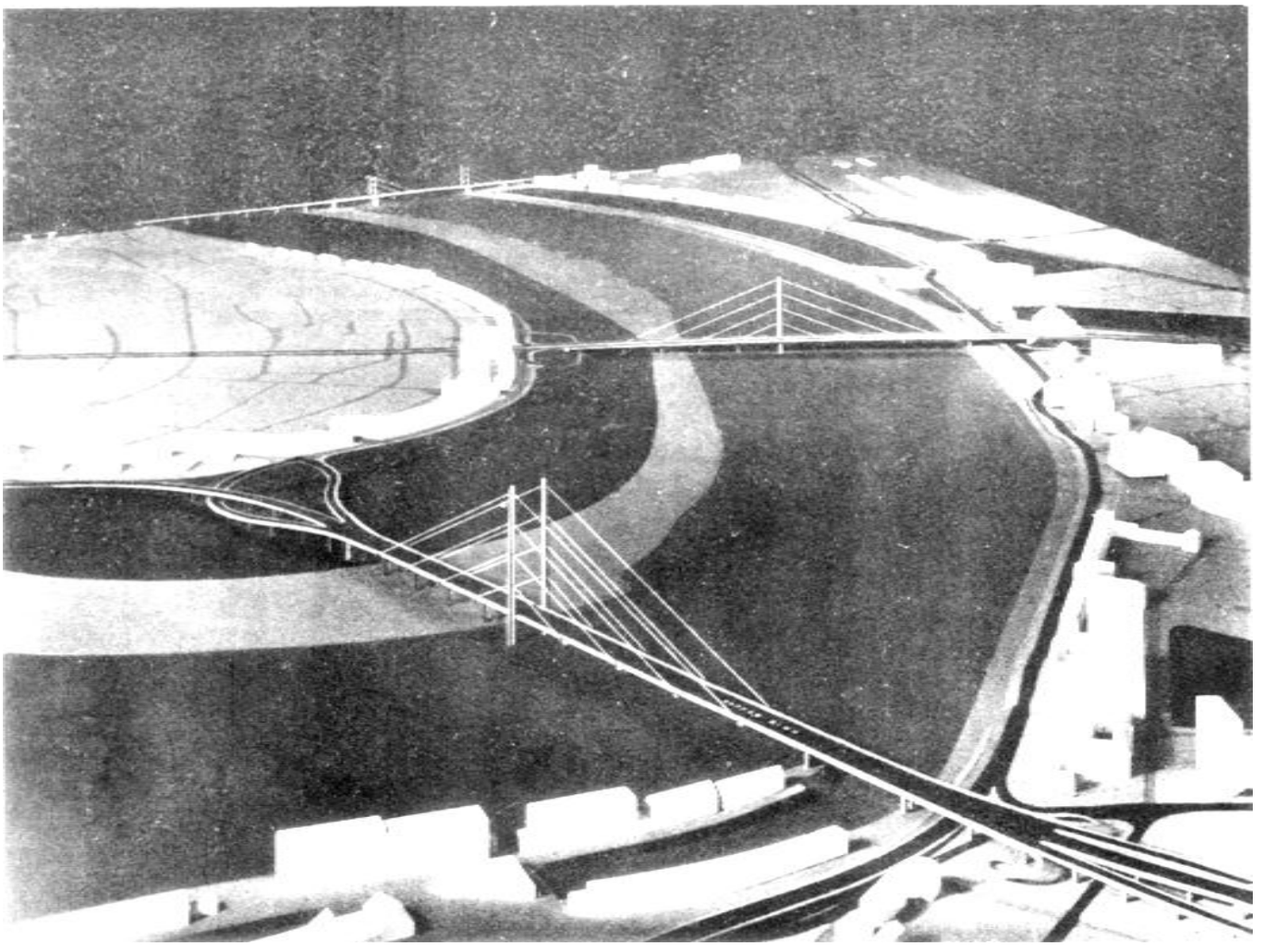
Wind coefficients for cross-sections like fig. 10.

Fig. 9

2.2 — Rigidez dos Cabos

A rigidez de uma ponte estaiada depende em grande parte da rigidez dos estais. O deslocamento da extremidade de um cabo inclinado suspenso, causado por uma carga axial, depende não apenas da área da seção transversal e do módulo de elasticidade do cabo de aço, mas também da variação da sua

catenária. A fórmula apresentada na figura 14 mostra uma função da rigidez, levando-se em conta a catenária. Ela mostra que a rigidez aumenta com um fator contendo a terceira potência da tensão do aço, σ. Portanto, altas tensões e, conseqüentemente, aço de alta resistência, devem ser utilizados para os estais.



3 PONTES SOBRE O RIO RENO EM DÜSSELDORF - ALEMANHA

PROJETO ESTRUTURAL FRITZ LEONHARDT

Fig. 10

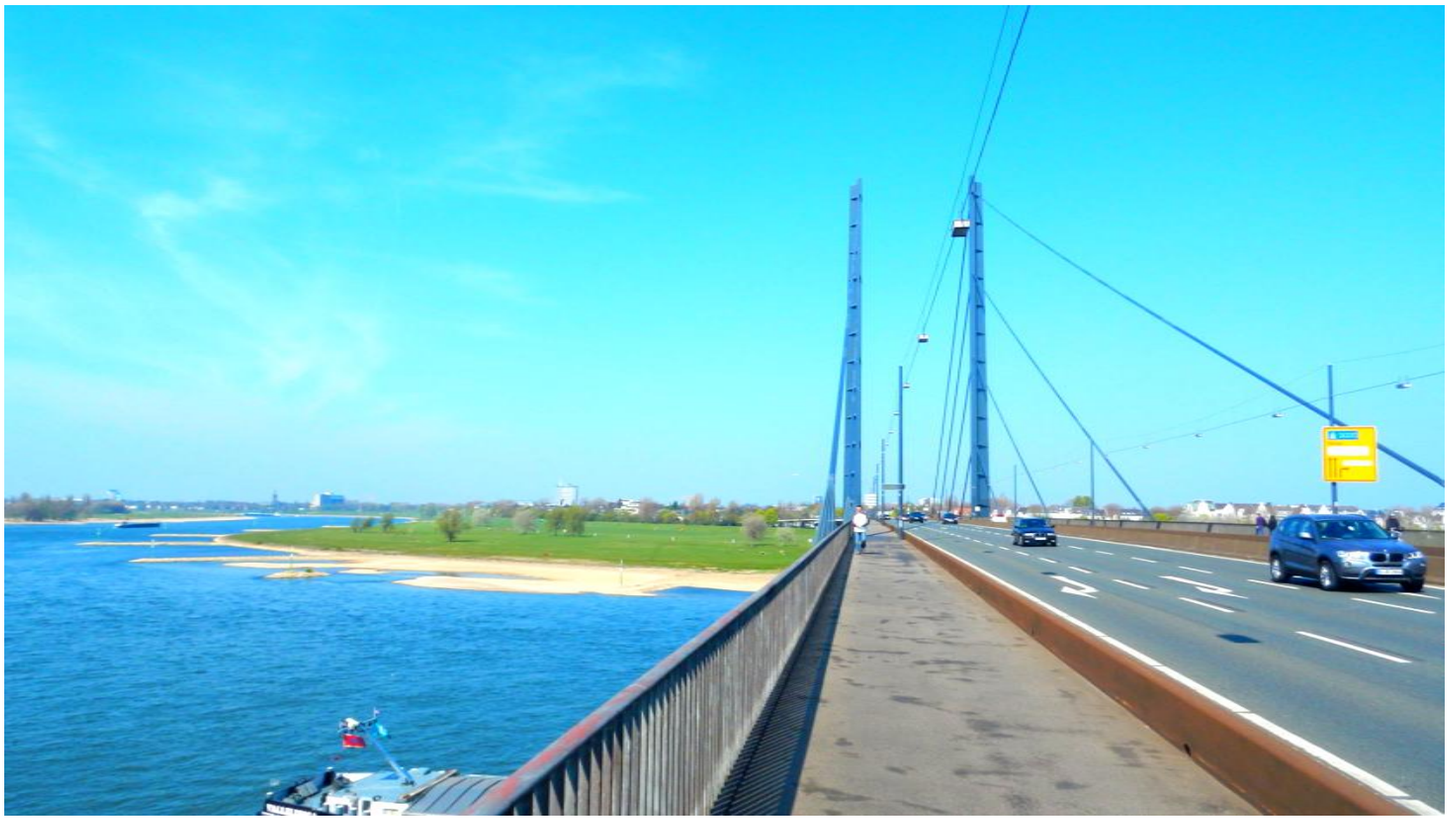
A rigidez diminui, no entanto, com a segunda potência da distância horizontal "*l*" entre a torre e a ancoragem do estai (Fig. 15). Para pontes muito longas, a perda de rigidez pode chegar a 40% apesar das altas tensões no aço. Esses estais muito longos precisam, portanto, ser enrijecidos por cabos que impedem uma variação muito grande da catenária (Fig. 16).

2.3 — Princípios Para a Estrutura do Tabuleiro

Para o tabuleiro da ponte da superestrutura é importante projetar um sistema tal que toda a placa do tabuleiro participe da ação de suportar as grandes forças longitudinais normais, conjuntamente com as vigas principais.

KNIEBRÜCKE DÜSSELDORF / ALEMANHA
PROJETO ESTRUTURAL FRITZ LEONHARDT

COORDENADAS = 51 13 18.72 N 6 45 45.45 E



Essas forças normais são criadas por todas as cargas que estão suspensas dos cabos e dão origem a forças de cabo das quais o componente horizontal tem que ser resistido pelo tabuleiro. Nas estruturas de aço a placa ortotrópica do tabuleiro com enrijecedores longitudinais, seria uma solução adequada. Nas superestruturas de concreto a laje do tabuleiro deve transpor um vão longitudinalmente entre as transversinas, de forma que a armação principal seja longitudinal e possa ajudar a resistir as forças normais e reduzir as deformações de fluência.

KNIEBRÜCKE DÜSSELDORF / ALEMANHA.

COORDENADAS = 51 13 18.72 N 6 45 45.45 E

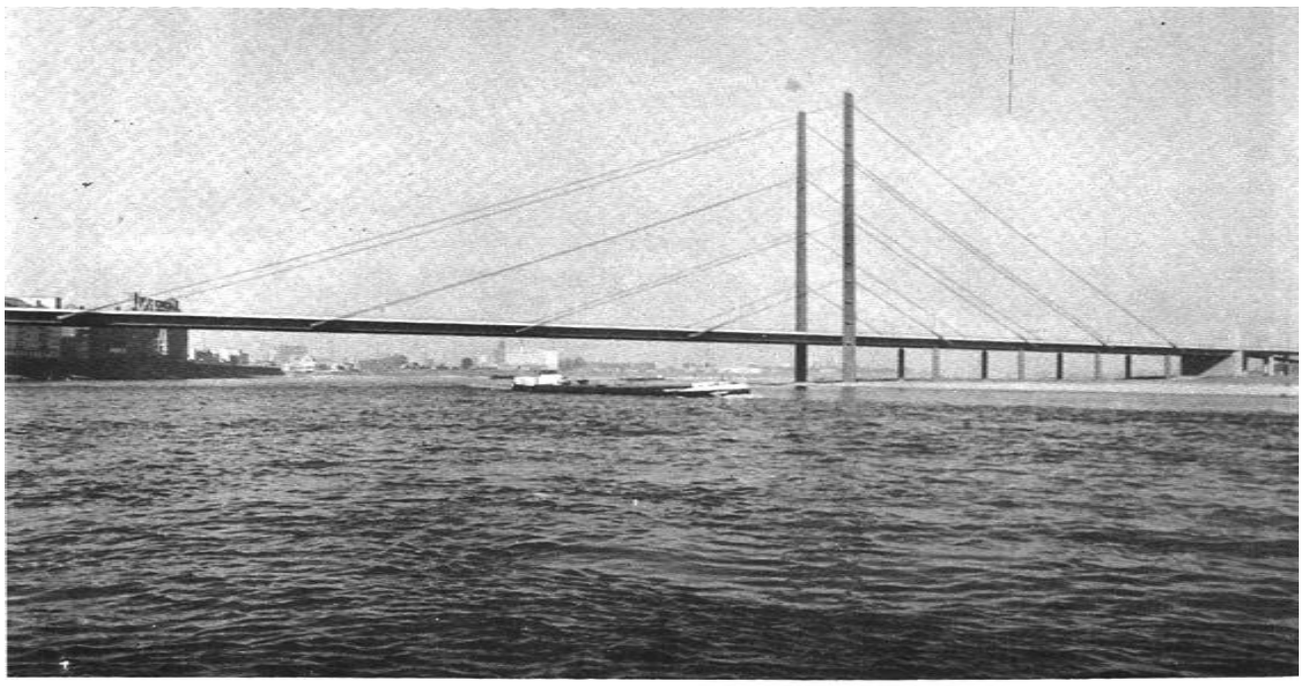
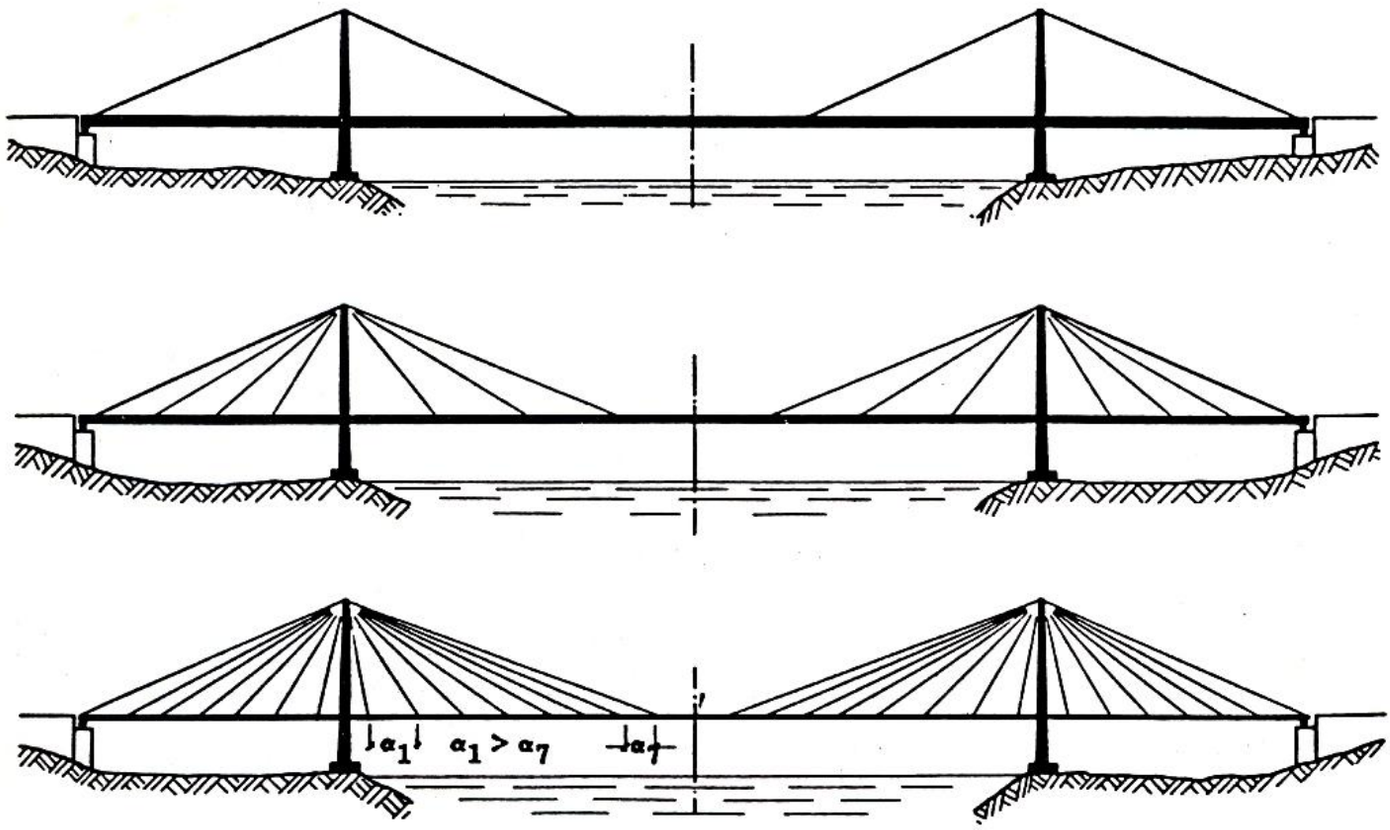


Fig. 11

Além disso é importante que toda a estrutura do tabuleiro seja contínua ao longo do comprimento total da ponte, sem juntas de dilatação. A continuidade é uma necessidade nas torres, para as forças normais de compressão. Alguns engenheiros projetam, no meio do vão principal, vigas bi-apoiadas que cortam a laje do tabuleiro, nos pontos de grande alavanca, o que não se recomenda. A continuidade total não apresentará dificuldades, se evitarmos qualquer apoio na direção longitudinal, de maneira que o ponto zero dos alongamentos longitudinais esteja no meio da ponte. Forças de frenagem, ou forças de vento longitudinais podem ser resistidas pelos cabos e pela inércia, e o movimento excessivo pode facilmente ser evitado por meio de amortecedores de borracha em ambas as extremidades da superestrutura. Somente no caso de pontes ferroviárias poderá ser útil um apoio fixado longitudinalmente. Não se deveria nem mesmo prever apoios fixos nas torres, na direção vertical, porque eles apenas causariam grandes momentos fletores negativos, o que podemos evitar se toda a superestrutura estiver suspensa por cabos.

Estes são, em resumo, os princípios de projeto no que diz respeito aos nossos desenvolvimentos mais recentes de pontes estaiadas. Quero agora apresentar nossas provas para afirmar que pontes estaiadas são melhores que as pontes suspensas para vãos grande.

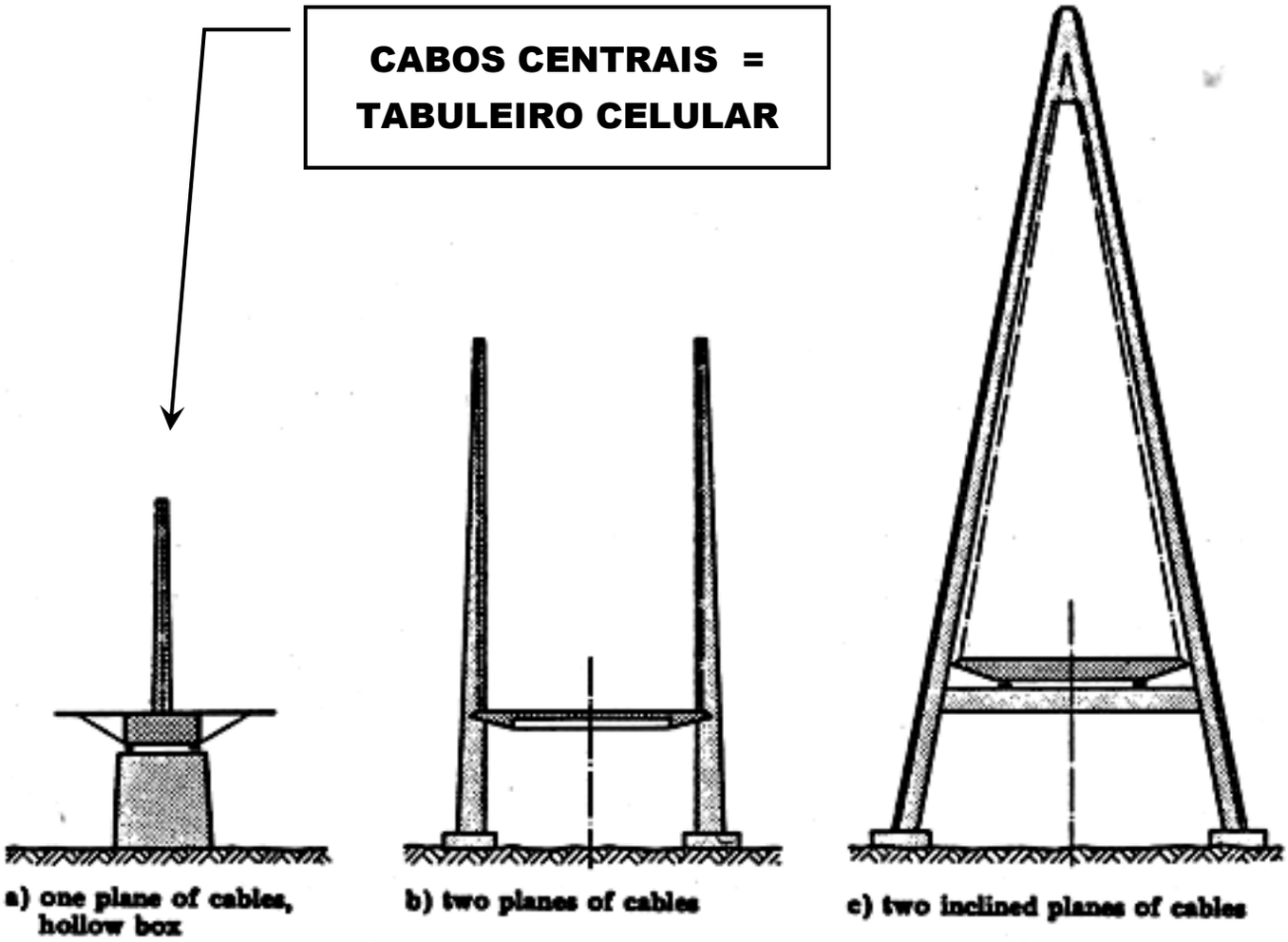


More stay-cables allow slender beam and simple erection.

Fig. 12

3 — COMPARAÇÕES ENTRE PONTES ESTAIADAS E PONTES SUSPENSAS PARA VÃOS GRANDES

A maior rigidez do sistema de cabos estaiados pode facilmente ser provada pelo cálculo das flechas, empregando modelos simplificados (Fig. 17). Supomos cabos fixos no topo das torres, dimensionados para uma resistência máxima admissível do aço de 7,2 toneladas por cm², — ou 720 N/mm² — com um módulo de elasticidade de 2.050 t/cm² — ou 205 KN/mm². A viga principal não terá rigidez à flexão, visto que se supõe a existência de rótulas em todos os pontos de suspensão. Negligenciamos as deformações na viga devidas a forças normais. Supomos que a altura da torre acima da viga é de 1/6 do vão, e igual em ambos os sistemas. A carga permanente escolhida foi a de uma ponte metálica leve.



Arrangements of cables transversely.

Fig. 13

Se carregarmos o comprimento total do vão com uma carga móvel igual a 60% da carga permanente, obteremos flechas pequenas quase iguais para ambos os sistemas (Fig. 18). A diferença entre as flechas se torna muito grande se carregarmos a metade do comprimento do vão (Fig. 19). A flecha máxima de uma ponte suspensa é agora 4,6 vezes maior que a de uma parte estaiada porque o cabo parabólico tem que suportar grandes deformações para encontrar o equilíbrio. Os estais suportam a carga sem essas deformações, diretamente no apoio da torre. Conseqüentemente, uma ponte pênsil exige muito maior rigidez à flexão na viga de enrijecimento que uma ponte estaiada. Normalmente as torres das pontes suspensas não são tão altas, mas mesmo para uma altura de 1/10 do vão, a flecha máxima para a ponte pênsil não enrijecida é três vezes maior que a de uma ponte estaiada.

Se considerarmos uma carga concentrada verificaremos que as flechas para a ponte suspensa são 5,5 vezes maiores que para a ponte estaiada (Fig. 20).

2012 - PONTE DO SABER - RIO DE JANEIRO

CABOS CENTRAIS = TABULEIRO CELULAR

VÃO = 170 METROS - COORDENADAS = 22 52 0.77 S 43 13 57.1 W

PROJETO ESTRUTURAL - ENG. VICENTE GARAMBONE

2012 - PONTE DO SABER - RIO DE JANEIRO

VÃO = 170 METROS COORDENADAS = 22 52 0.77 S 43 13 57.1 W

2012 - PONTE DO SABER - RIO DE JANEIRO

CABOS CENTRAIS = TABULEIRO CELULAR

PROJETO ESTRUTURAL - ENG. VICENTE GARAMBONE

2012 - PONTE DO SABER - RIO DE JANEIRO

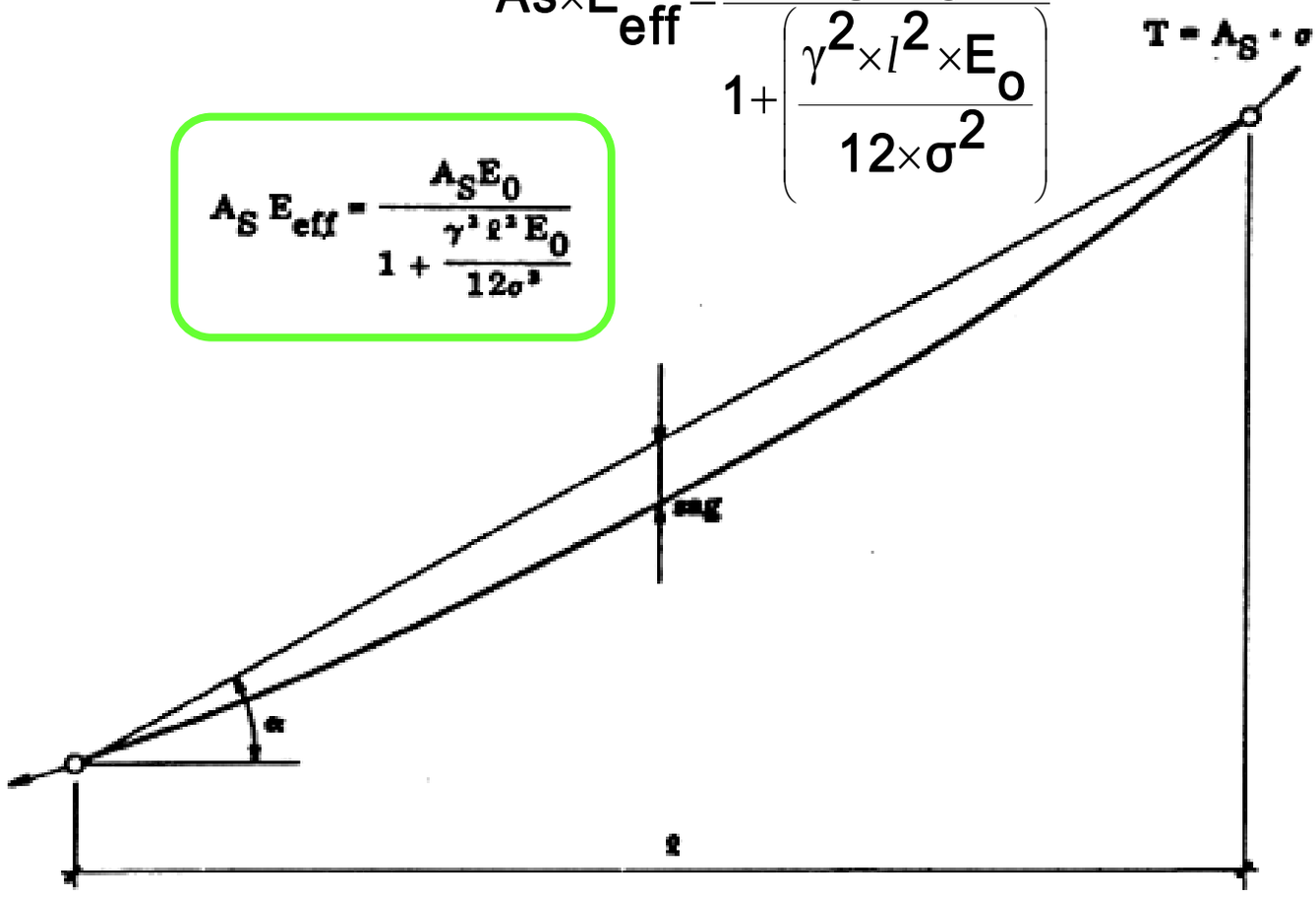
CABOS CENTRAIS = TABULEIRO CELULAR

PROJETO ESTRUTURAL - ENG. VICENTE GARAMBONE

PONTES ESTAIADAS PARA VÃOS LONGOS

$$As \times E_{eff} = \frac{A_s \times E_o}{1 + \left(\frac{\gamma^2 \times l^2 \times E_o}{12 \times \sigma^2} \right)}$$

$$A_S E_{eff} = \frac{A_S E_0}{1 + \frac{\gamma^2 \ell^2 E_0}{12 \sigma^2}}$$



A_S area of cable steel

E_0 Young's modulus of straight cable

E_{eff} effective Young's modulus of cable with sag

γ specific weight of cable

ℓ horizontal length of cable

σ tensile stress of cable

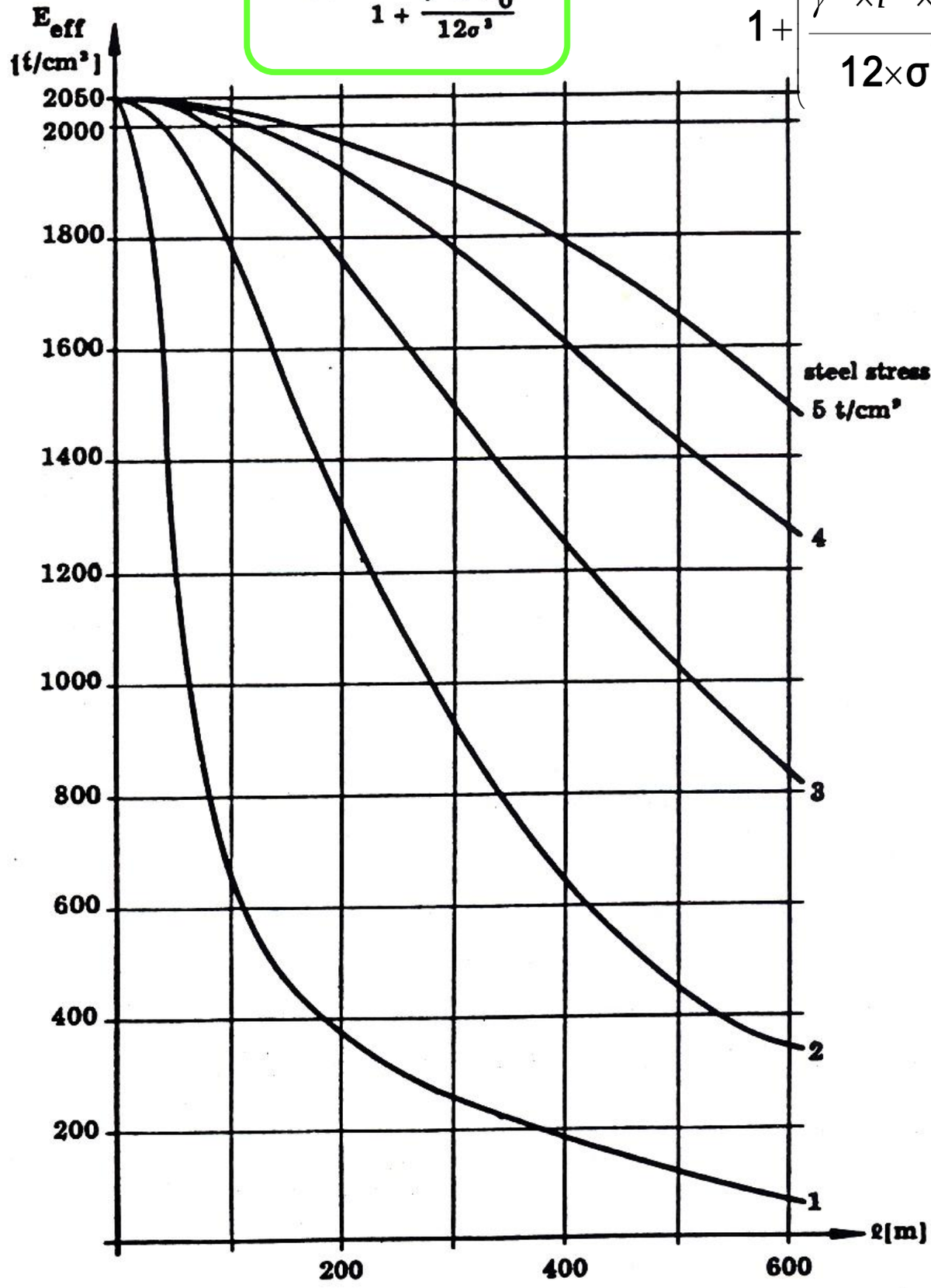
the angle α is of no influence on effective stiffness

Tensile stiffness of a cable with sag, depending on stress.

Fig. 14

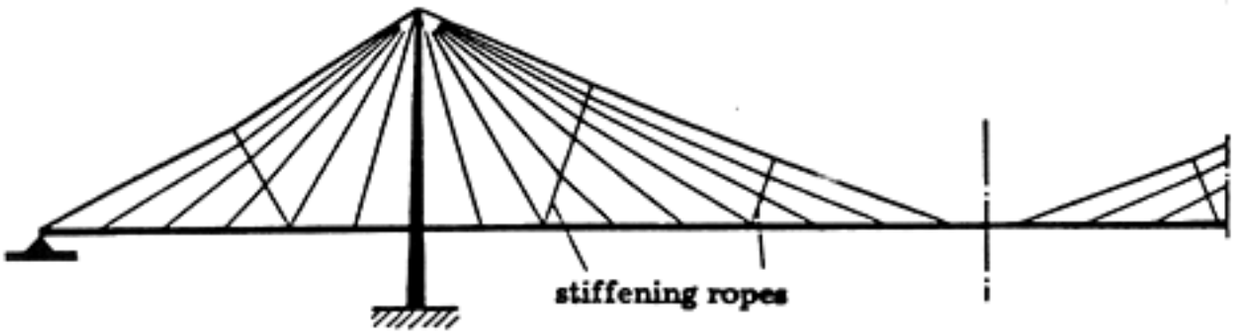
$$E_{eff} = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 \ell^2 E_0}{12\sigma^2}}$$

$$E_{eff} = \frac{E_o}{1 + \left(\frac{\gamma^2 \times l^2 \times E_o}{12 \times \sigma^2}\right)}$$



Effective modulus of elasticity E_{eff} for cables with sag-effect.

Fig. 15

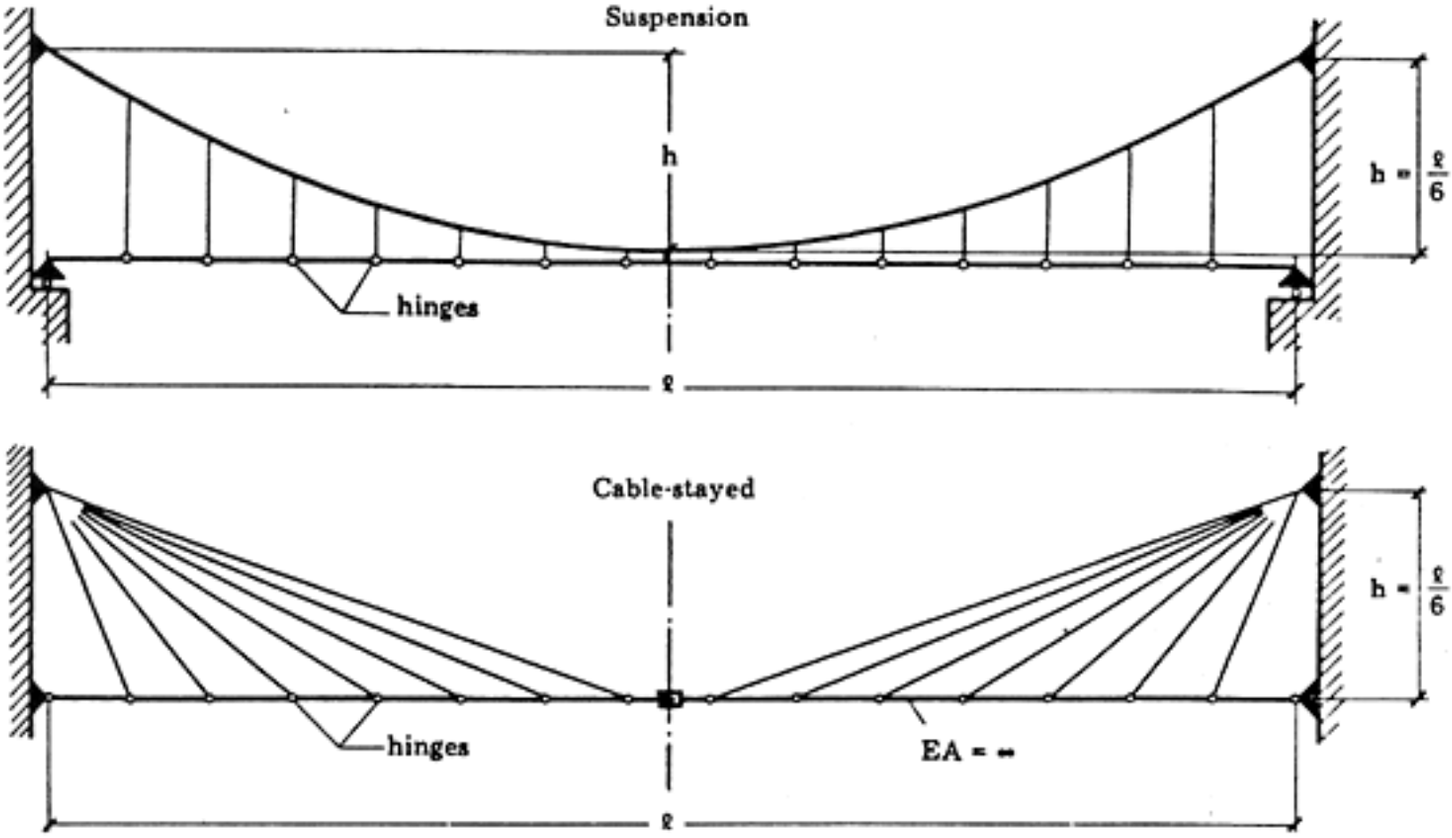


Stiffening ropes for fan-shaped stay-cables and spans over ~ 800 m.

Fig. 16

Ver fotos no anexo 02 - Ponte da Normandia

Se compararmos agora o comportamento das pontes comuns de três vãos (Fig. 21), com torres que, novamente por questões de simplificação, supomos rotuladas na base, encontraremos mais um motivo para a diferença de rigidez. Todo o vão central será carregado uniformemente com uma carga móvel igual a 60% da carga permanente. Neste caso as linhas de flecha são calculadas empregando teorias de segunda ordem (Fig. 22). Encontramos diferenças de flecha muito maiores que no caso do vão único, com cabeças de



Assumptions: cable stress for DL + LL: σ = 7.2 Mp/cm² = 100 000 psi

E_{cable} = 2 050 Mp/cm²

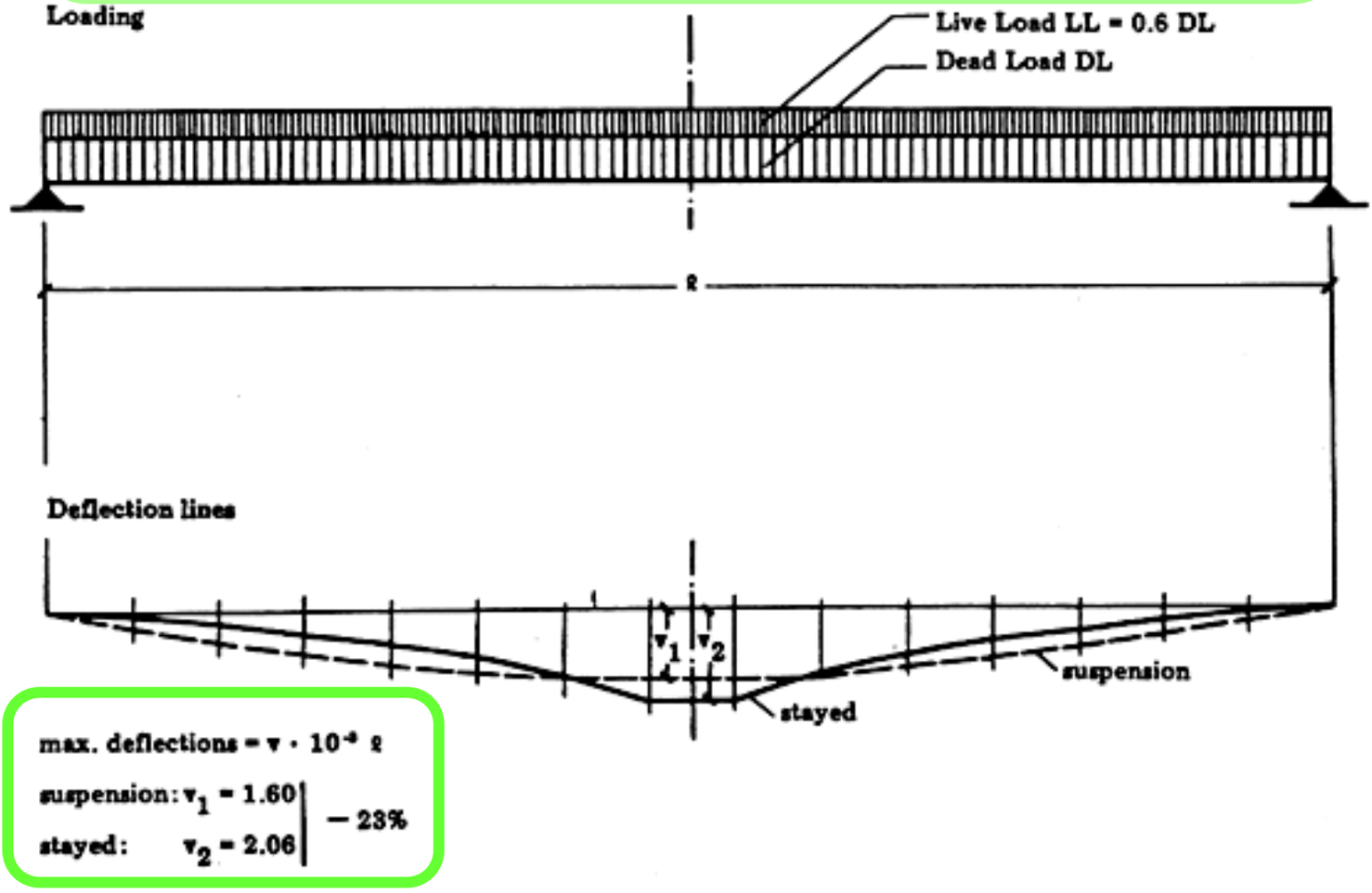
Influence of shortening of girder on deflection is neglected (EA = ∞)

One-span systems for comparison.

Fig. 17

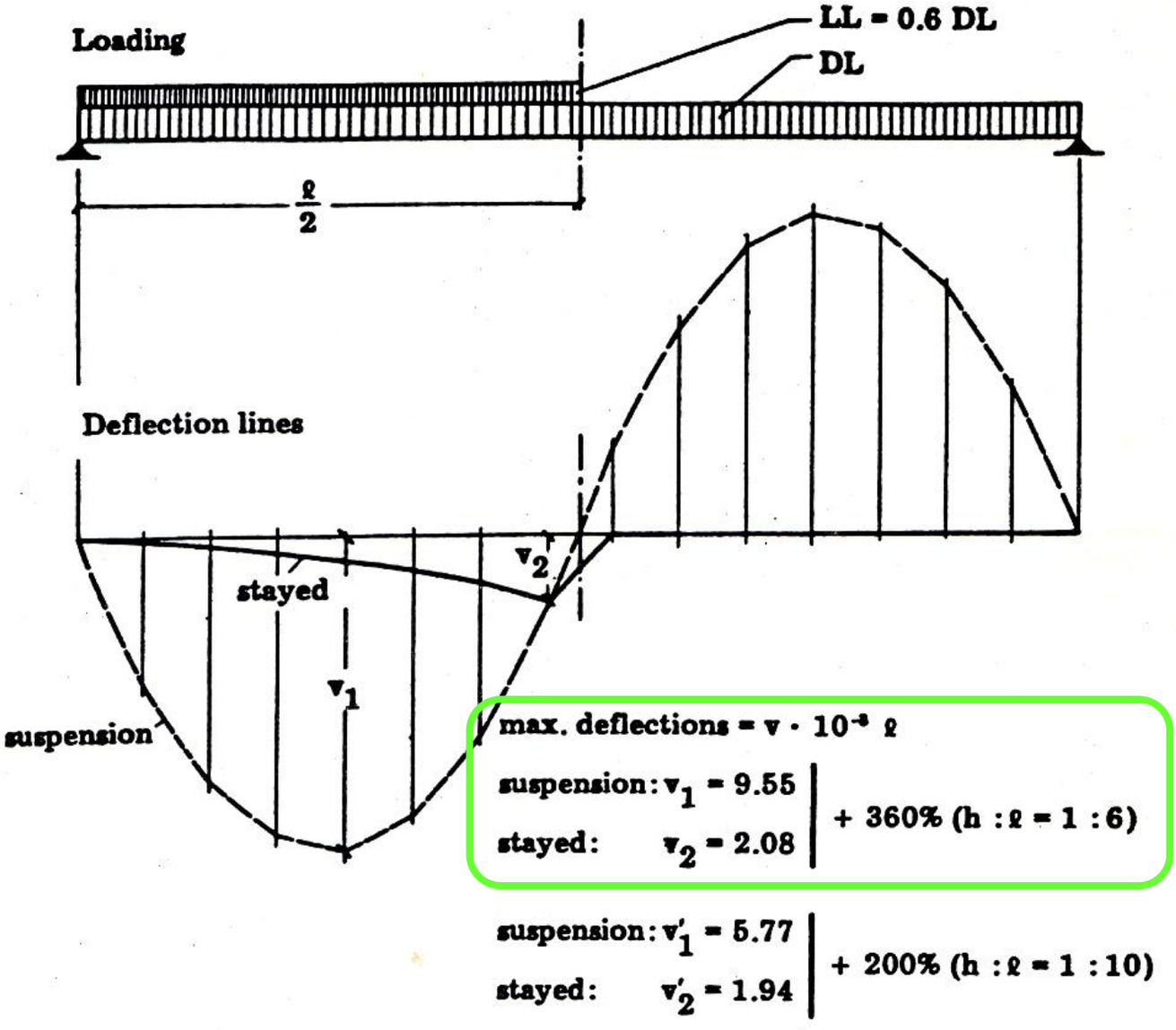
torre fixas. No vão central a diferença entre os dois sistemas é de 55%, e no vão lateral chega a 185%. Carregando apenas o vão central, o cabo da ponte pênsil no vão lateral se estica e a sela da torre se move aproximadamente 0,26% do comprimento do vão. Na ponte estaiada o movimneto da torre é de apenas 0,1% porque o topo da torre fica efetivamente impedido de se deslocar devido ao primeiro estai quase linear, que desempenha um papel importante neste sistema. O movimento horizontal do topo da torre não pode ser economicamente evitado fazendo-se a própria torre rígida contra essa deformação, mas pode ser facilmente reduzido por meio de uma quantidade adicional de aço no seu primeiro estai.

A linha de flecha da ponte estaiada indica que o máximo momento fletor negativo da viga principal será encontrado próximo do apoio extremo do vão lateral, e o máximo momento fletor positivo será encontrado próximo do meio do vão central. Os momentos fletores podem mais efetivamente ser mantidos pequenos mediante o espaçamento pequeno dos estais e mediante o enrijecimento desses cabos, do que aumentando a altura e o momento de inércia da viga.



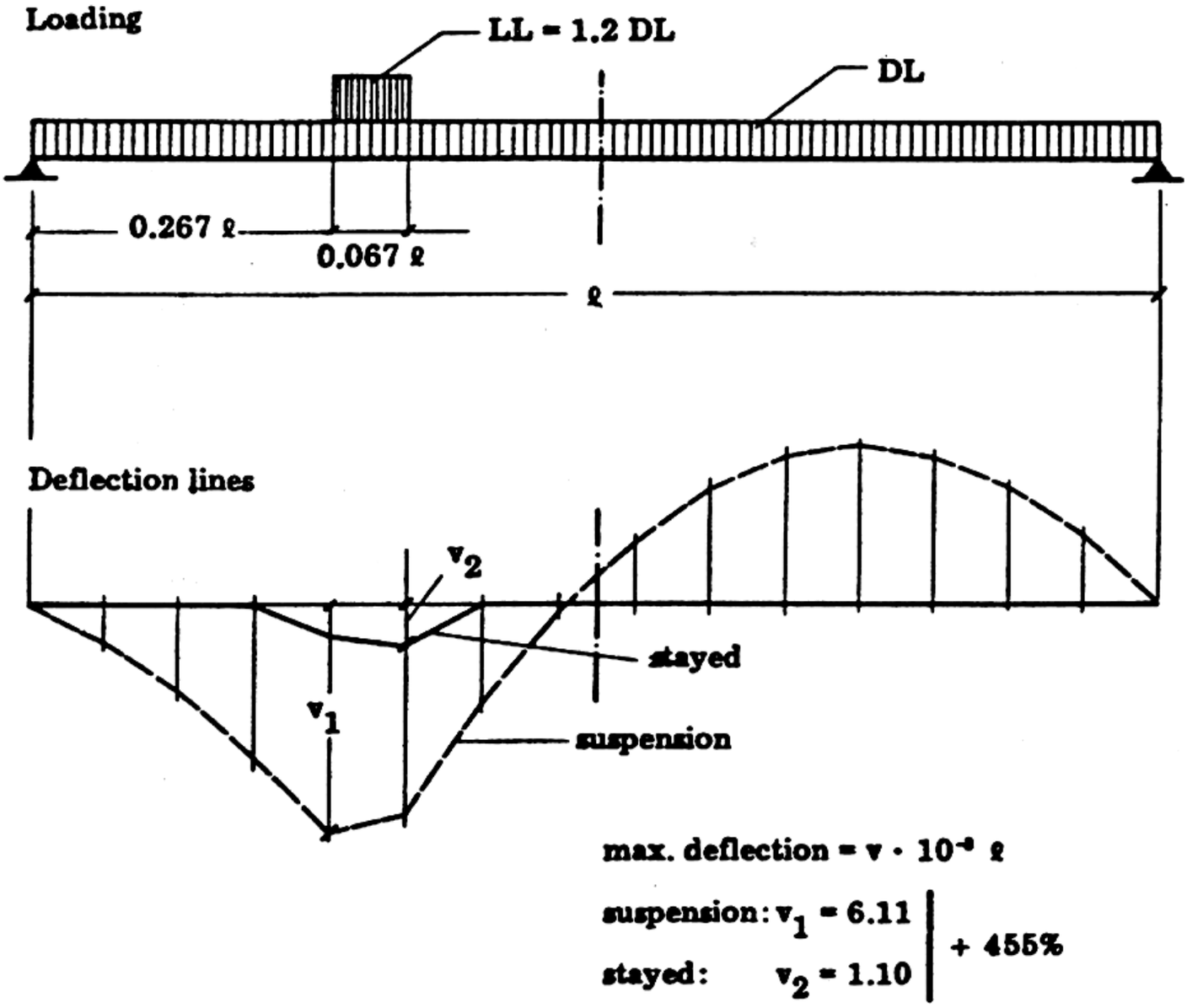
Comparison of deflections for full-span loading.

Fig. 18



Comparison of deflections for half-span loading.

Fig. 19



Comparison of deflections for a short concentrated load.

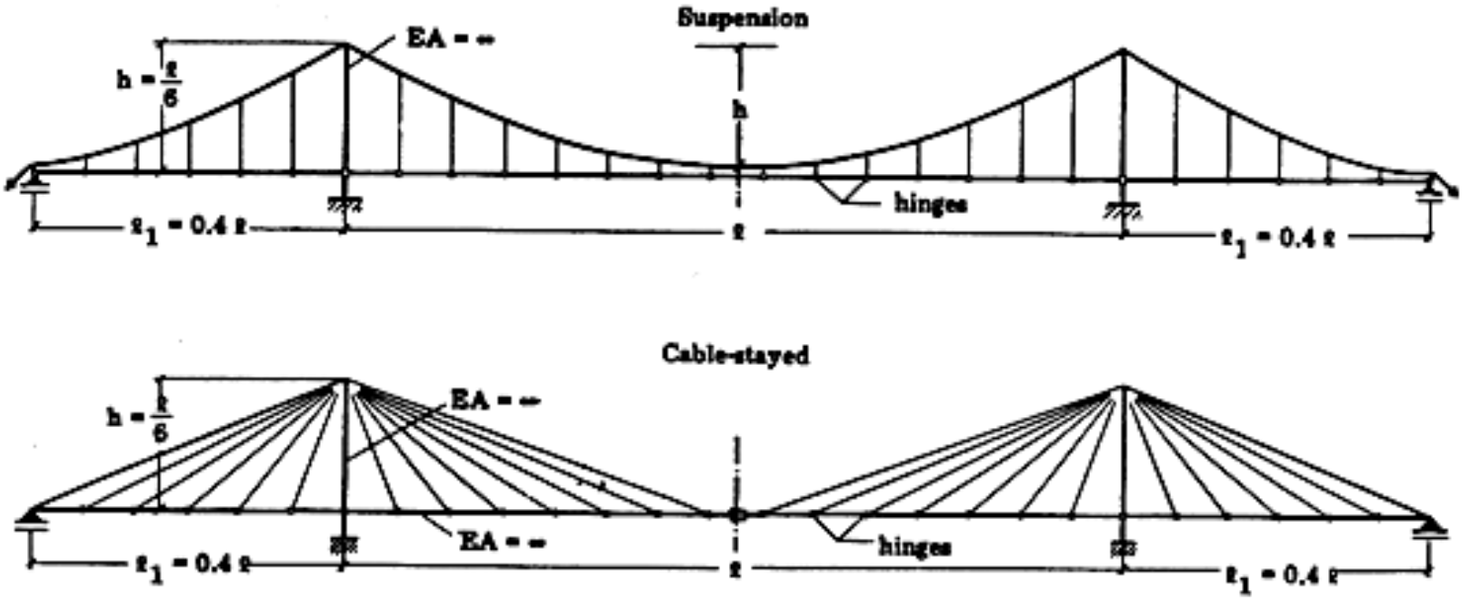
Fig. 20

PONTES ESTAIADAS PARA VÃOS LONGOS

Estudamos de que maneira as quantidades de aço necessárias para os cabos, incluindo os pendurais da ponte pênsil, são influenciadas pela altura das torres h_t em relação com o vão "*l*" (Fig. 23). Com base nos resultados plotados vemos que os mínimos são obtidos em ambos os sistemas com torres muito altas, com alturas que atingem 30% do vão. Nas pontes suspensas essas catenárias grandes tornam o cabo demasiado deformável e, conseqüentemente, catenárias e alturas de torre de 1/10 do comprimento do vão são comumente empregadas.

Se incluirmos o custo das torres, o custo mínimo será obtido, para pontes estaiadas, com torres tendo uma proporção entre a altura e o vão de 1/4 a 1/5 acima do nível do tabuleiro.

Com base nesse resultado, calculamos a quantidade de aço necessária para os cabos de pontes de 38 metros de largura, destinadas a cargas rodoviárias de acordo com as especificações alemãs DIN 1072, e comprimento de vão de 400 a 1.400 metros. Para a ponte suspensa supusemos uma proporção entre altura/vão de 1/8, dando uma catenária de cabo de aproximadamente 1/9; para a ponte estaiada supusemos uma altura da torre do tabuleiro de 1/5 do vão. O diagrama (Fig. 24) mostra a enorme diferença entre as quantidades de aço necessárias em ambos os sistemas. Para uma ponte com um vão de 1.000 metros, a ponte estaiada requer aproximadamente 5.730 toneladas, enquanto a ponte pênsil requer cerca de 12.270 toneladas, o que é mais que o dobro. A grosso modo, a quantidade de aço aumenta com o quadrado do vão e, conseqüentemente, para vãos maiores as diferenças tornam-se ainda mais acentuadas. Para um vão de 1.800 metros a diferença é de 240%.



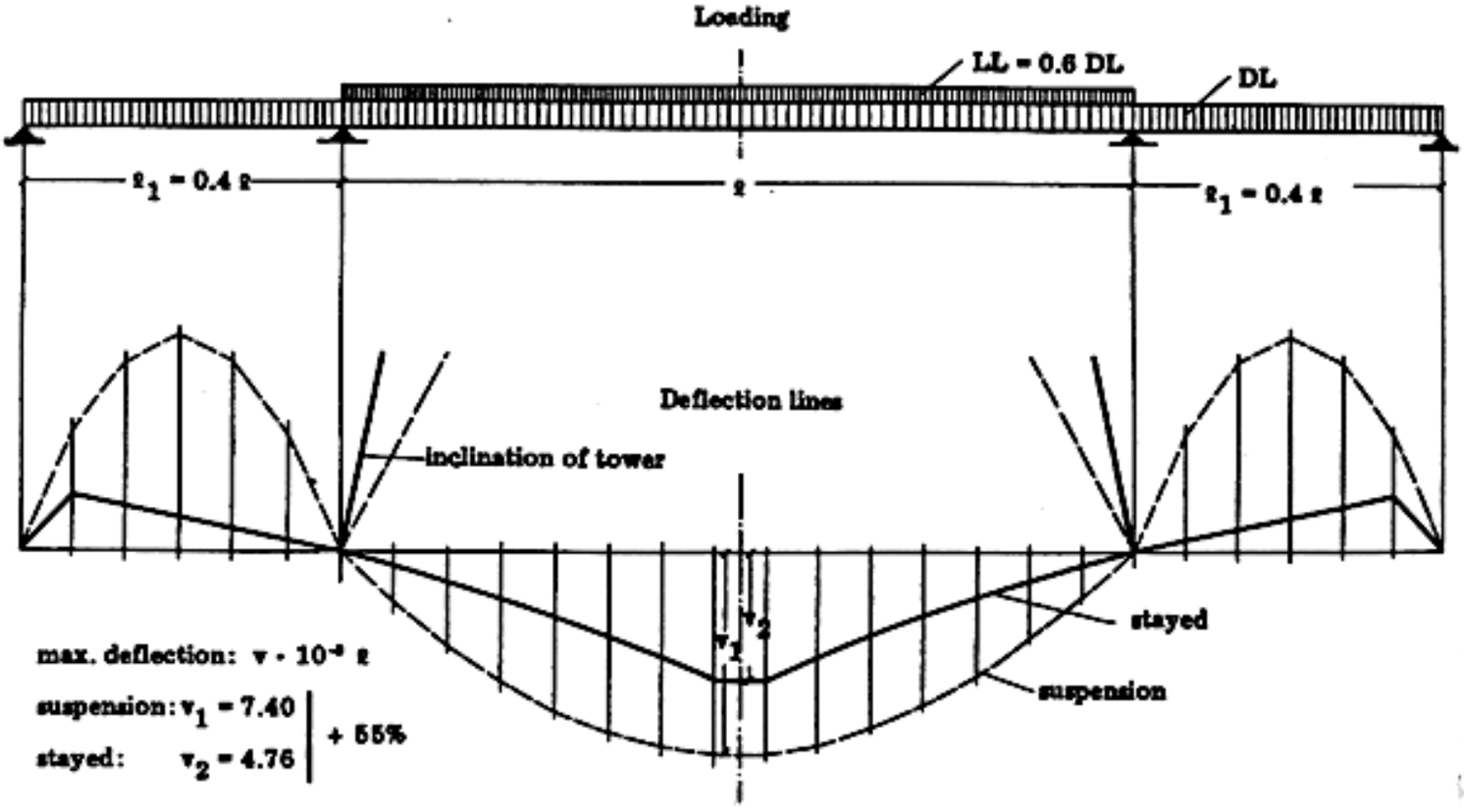
Assumptions: cable stress for DL + LL: σ = 7.2 Mp/cm² = 100 000 psi
E_{cable} = 2 050 Mp/cm²
Influence of shortening of tower and girder on deflection is neglected (EA = ∞)

Three-span systems for comparison.

Fig. 21

PONTES ESTAIADAS PARA VÃOS LONGOS

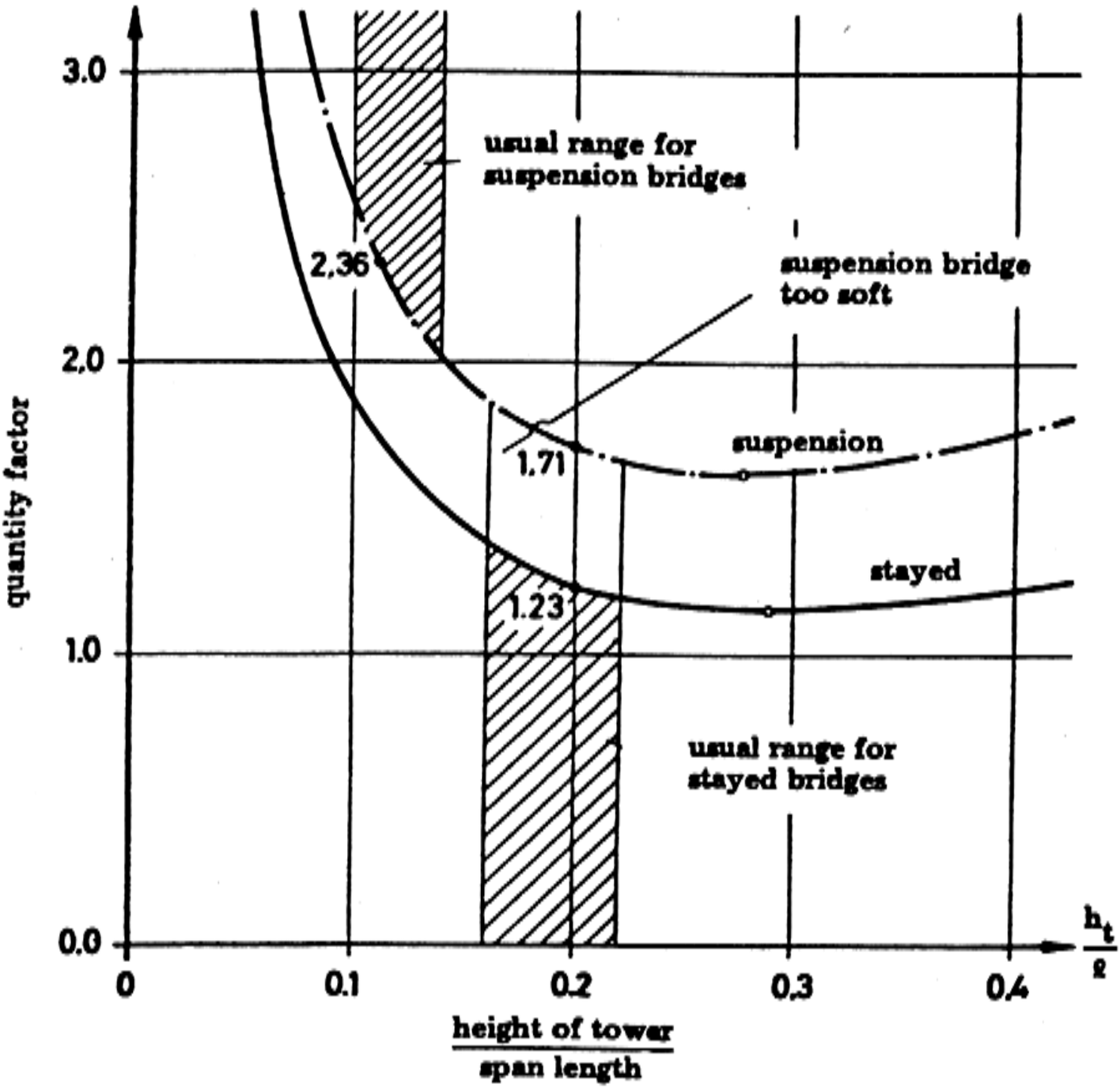
Podemos agora examinar a quantidade de aço necessária para a estrutura do tabuleiro de pontes metálicas. A placa de aço ortotrópica com as dimensões básicas para suportar cargas de tráfego pesadas é praticamente a mesma em ambos os sistemas. A ponte pênsil requer mais aço para a viga de enrijecimento, porque requer maior rigidez à flexão e à torção. Por outro lado, a ponte estaiada necessita de uma quantidade adicional de aço no tabuleiro para as forças longitudinais de compressão causadas pelas forças dos cabos, e para os momentos fletores de segunda ordem, causados pelas forças e pelas flechas. Mas essa quantidade é relativamente pequena, mesmo para vãos de 1.300 metros, segundo os cálculos feitos para uma ponte combinada ferroviária e rodoviária (Fig. 25). O custo desse aço adicional tem que ser comparado também com os custos das ancoragens dos cabos da ponte suspensa, que são enormes, se a superestrutura tiver que ficar bem acima do nível da água, como no caso da navegação oceânica, que é geralmente o caso dessas pontes de vãos grandes.



Comparison of deflections for full loading of central span.

Fig. 22

Por esse motivo, podemos dizer que quanto maior for o vão, tanto maior será a economia proporcionada pelas pontes estaiadas em comparação com as pontes suspensas, chegado a pelo menos 25% para vão entre 1.200 e 1.500 metros.



Quantity of steel for cables depending upon the height of the towers.

Fig. 23

Assumptions:

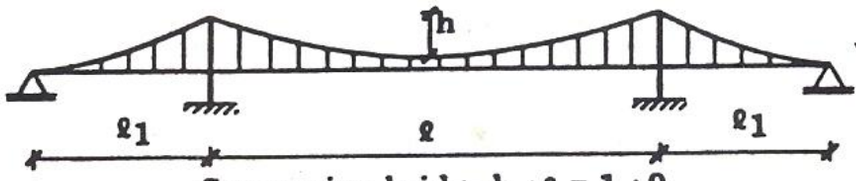
$\ell_1 = 0.4\,\ell$

$q = 40$ t/m (DL + LL of a 38 m wide bridge)

$\gamma = 8.0$ t/m³ (specific weight of cable steel)

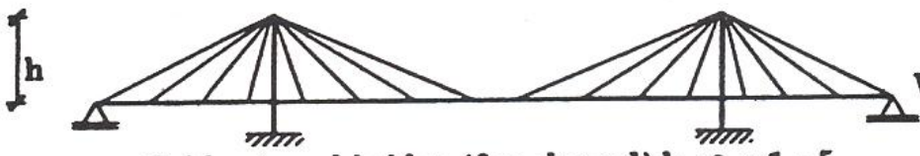
$\sigma = 7.2$ t/cm² (allowable stress of cable steel)

K_S; K_F: factors regarding the dead weight of cables



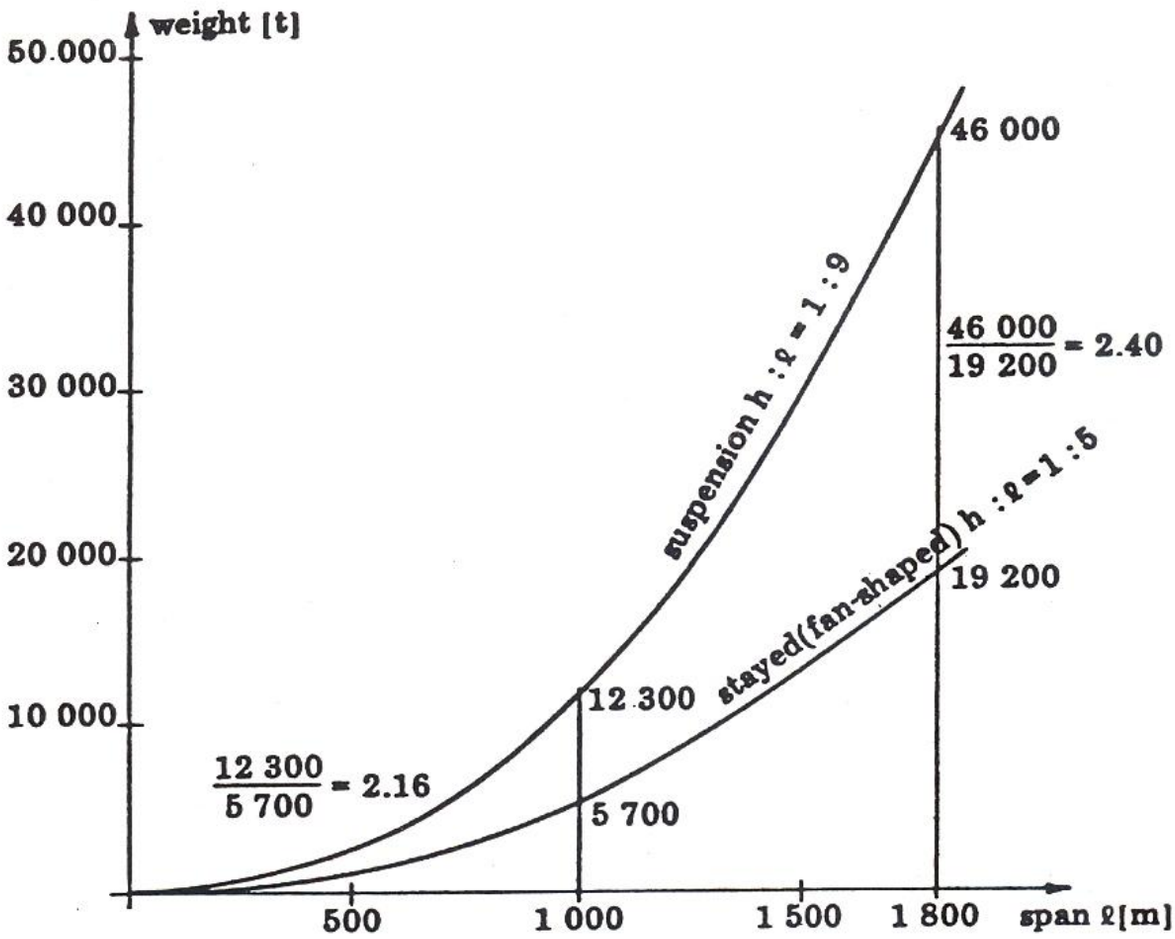
$$W_S = 2.36 \times \frac{q\gamma\ell^2}{\sigma} K_S$$

Suspension bridge h : ℓ = 1 : 9



$$W_F = 1.23 \times \frac{q\gamma\ell^2}{\sigma} K_F$$

Cable-stayed bridge (fan-shaped) h : ℓ = 1 : 5

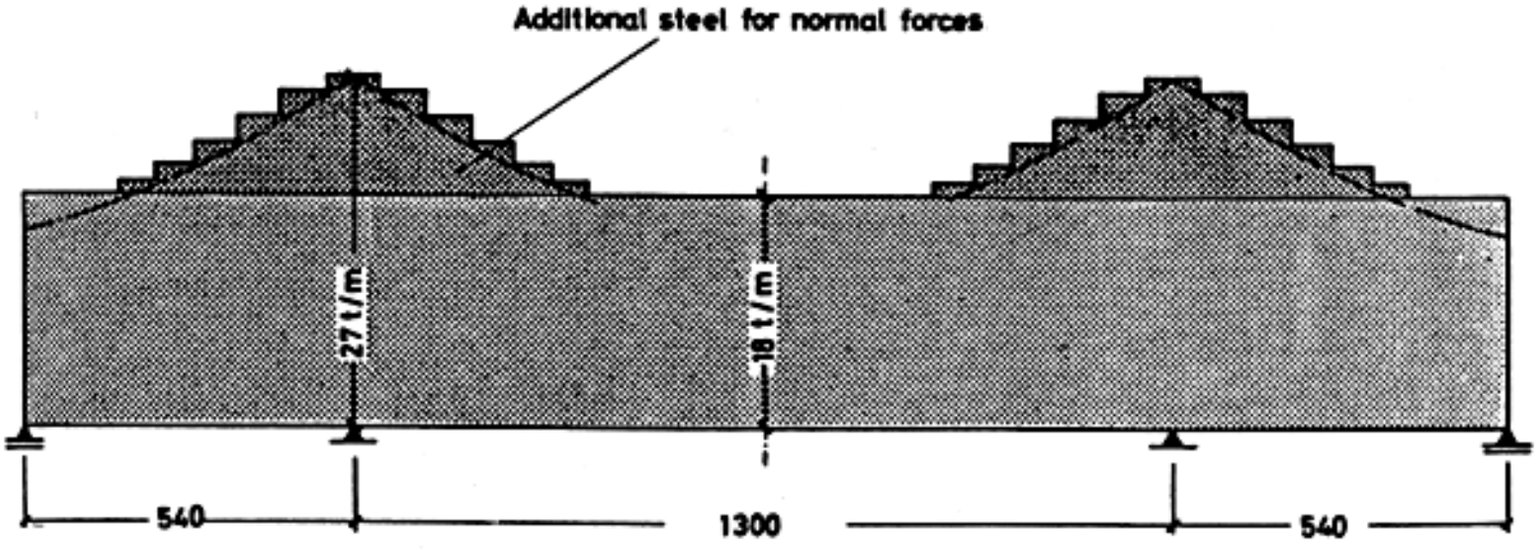


Comparison of steel quantity for cables for 38 m wide suspension- and cable-stayed bridges, depending upon span.

Fig. 24

4— CABOS PARA ALTA RESISTÊNCIA À FADIGA

Uma desvantagem das pontes estaiadas reside nas grandes variações de tensões nos cabos devido a cargas móveis que atingem o máximo nos cabos que vão da cabeça da torre ao pilar localizado na extremidade do vão lateral (Fig. 26). Esses cabos têm que segurar as cabeças das torres, se o vão principal estiver carregado, mas suas forças diminuem assim que o vão lateral começa a suportar a carga móvel. O valor das variações de tensão depende do quociente entre o vão lateral e o vão principal, e da proporção entre carga permanente e carga móvel. Pequenos quocientes dos vãos laterais produzem variações pequenas. Os valores seguintes foram calculados para vãos laterais iguais a 0,4 do comprimento do vão principal, no caso de pontes metálicas. O diagrama mostra que para uma carga móvel de apenas 24% de carga permanente, o aumento, com relação às forças de cargas permanente, pode ser de 67% e a diminuição de 43%. Os valores comparativos para a ponte suspensa são de apenas + 20% e + 15%, não havendo diminuição abaixo da força de cabo de carga permanente. Isto significa que nas pontes estaiadas as amplitudes das variações de tensão podem ser consideravelmente mais altas que nas pontes suspensas. Portanto, são necessários cabos co malta resistência à fadiga. Geralmente a resistência à fadiga na ancoragem dos cabos é o ponto fraco. Nos meus primeiros testes de fadiga para cordoalhas fechadas, com cabeças cheias de zinco, testes que fiz em 1938, encontramos valores de amplitude de apenas 1.100 a 1.200 kg/cm², ou 110 a 120 N/mm², com uma tensão superior de 5.000 kg/cm², ou 500 N/mm². Todos os fios se romperam na cabeça da ancoragem porque a temperatura de 440°C, necessária para encher a cabeça de metal, danifica a resistência do fio encruado a frio (Fig. 27). Isto era inaceitável para as pontes estaiadas e, portanto, em 1968



Distribution of necessary steel quantity for deck structure along length of bridge for a railroad- and highway bridge, 38 m wide. Measurements in m.

Fig. 25

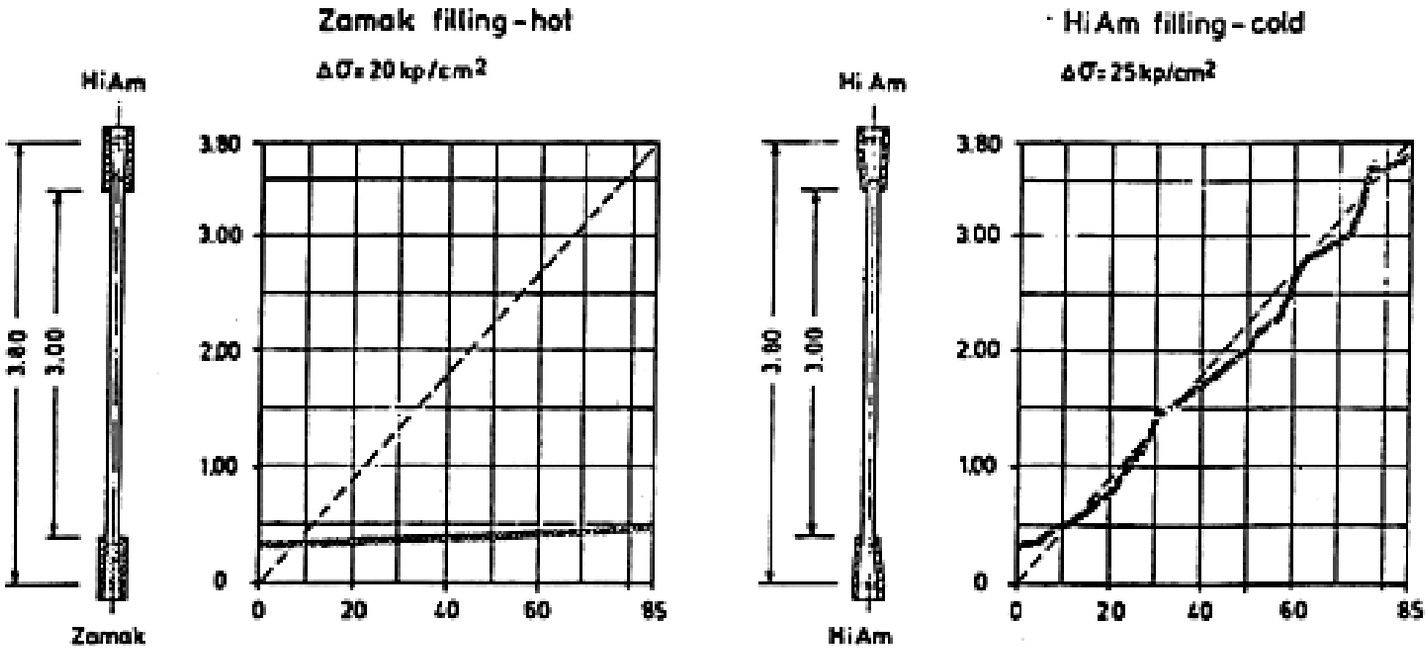
começamos a desenvolver melhores ancoragens para os cabos, com alta resistência à fadiga. Em colaboração com a BBR de Zurich, conseguimos desenvolver com sucesso a assim chamada ancoragem HiAm (de alta amplitude) (Fig. 28), que proporciona amplitudes de quase o dobro, com os limites superiores para a tensão em torno de 7.000 kg/cm², ou 700 N/mm². As fraturas dos fios tinham uma distribuição quase uniforme ao longo do comprimento do cabo (Fig. 27), de forma que a ancoragem não era mais fraca que o próprio cabo 2 3.

Podemos ancorar até 330 fios de 7 mm em uma cabeça HiAm, resultando em forças de cabo admissíveis de 1.000 toneladas. Os cabos podem ser pré-fabricados, os fios colocados dentro de um tubo de polietileno, que tem uma vedação estanque com a cabeça a fim de se obter proteção perfeita contra a corrosão, já durante o transporte e a construção (Fig. 29). Esses grandes cabos podem ser enrolados em bobinas, com a ancoragem já fixada, de modo que, no local da construção, tudo que se tem a fazer é desenrolar os cabos e colocar as ancoragens no lugar. Para uma proteção adicional contra a corrosão, injetamos argamassa de cimento nos tubos de polietileno depois do término da superestrutura, quando estão agindo todas as forças de carga permanente. Pode-se esperar uma vida longa — de pelo menos 40 anos — sem necessidade de manutenção. Quanto aos danos causados por acidentes, projetamos as ancoragens de tal maneira que permitem a substituição dos cabos e também o ajuste do comprimento.

Loading	Suspension bridge	Cable-stayed bridge
DL	100%	100%
LL = 0,24 DL, DL	120%	167%
LL = 0,24 DL, DL	115%	57%
LL = 0,24 DL	124%	124%

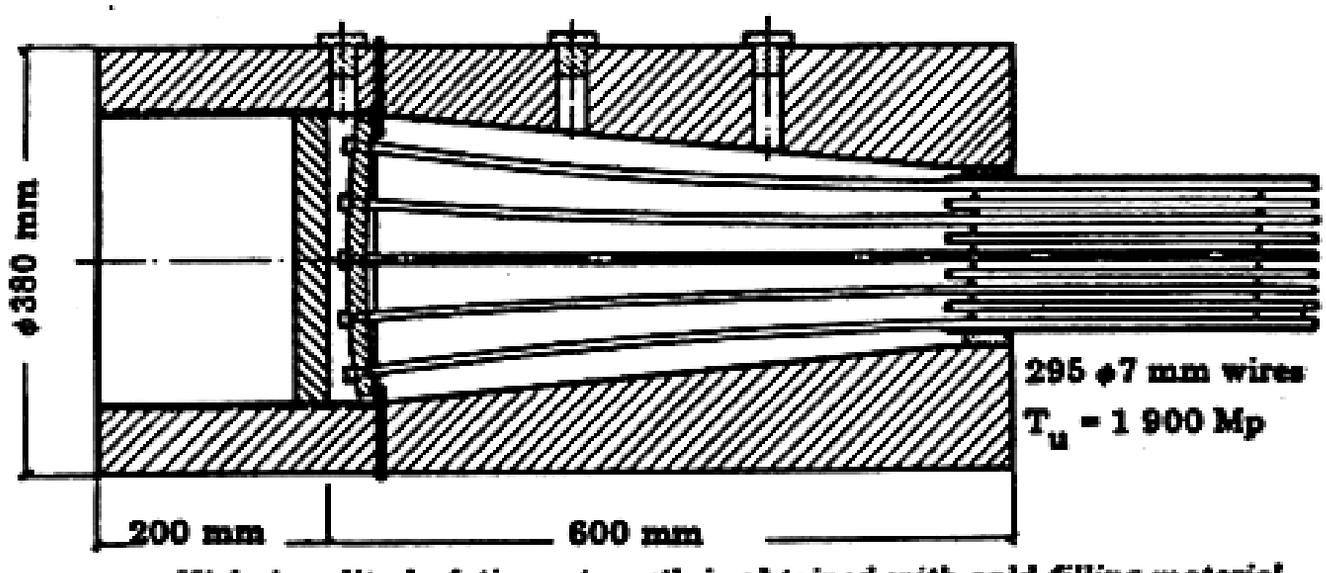
Largest stress amplitude in cables due to heavy live load in per cent of dead load stresses for light-weight steel decks.

Fig. 26



Comparison of distribution of wire fractures after fatigue test of equal parallel wire cables with different anchorages.

Fig. 27



High Amplitude fatigue strength is obtained with cold filling material (HiAm-anchorage, BBR-Zürich).

Fig. 28

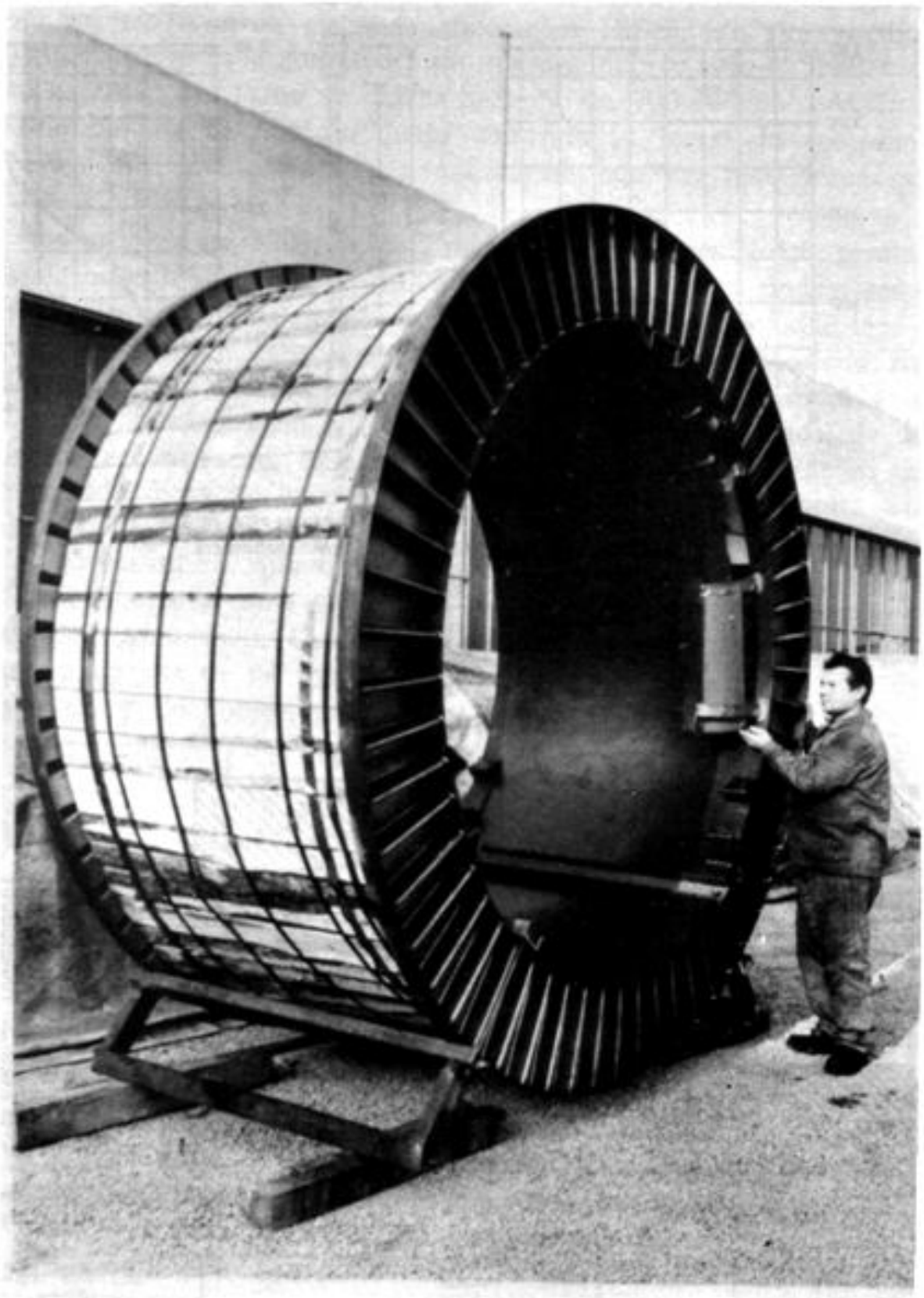


Fig. 29

5 — NOVOS CONHECIMENTOS ADQUIRIDOS NOS ÚLTIMOS PROJETOS DE PONTES ESTAIADAS

Nos últimos anos foram projetadas várias pontes de acordo com os princípios descritos aqui para as pontes estaiadas. Existem as pontes sobre dois afluentes do Rio Paraná, perto de Buenos Aires, na Argentina, que têm vãos principais de 330 metros e suportam uma ferrovia e uma rodovia de quatro pistas (Fig. 30). A dificuldade era que a ferrovia tinha que ser colocada ao lado da rodovia e produzia, portanto, uma grande carga assimétrica (Fig. 31).

Teria sido impossível suportar esta carga ferroviária assimétrica numa ponte suspensa, mas a grande rigidez da ponte estaiada tornou isso possível colocando-se cabos mais resistentes no lado da ferrovia que no lado da rodovia. As torres dessa ponte são de concreto armado que, em todo os nossos projetos, provaram ser muito mais econômicos que as torres metálicas.

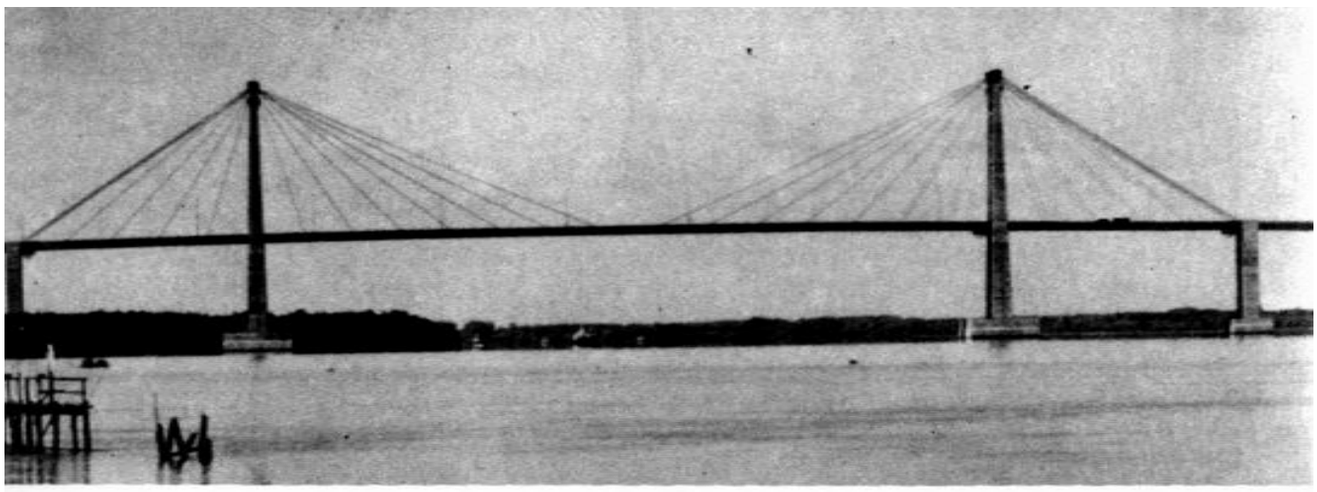
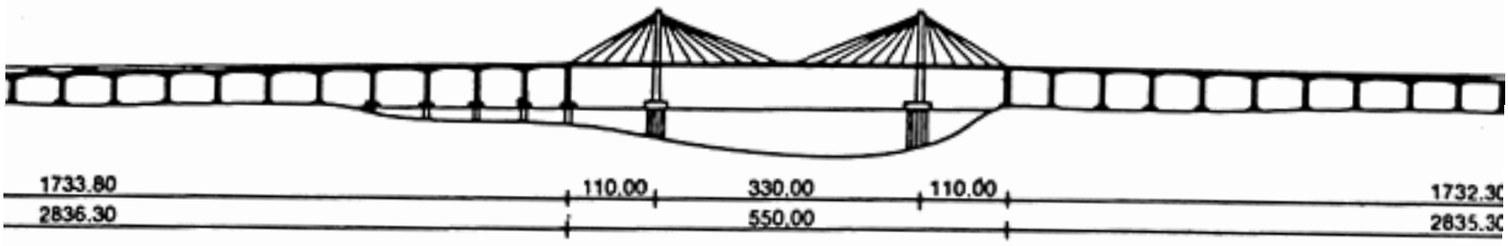
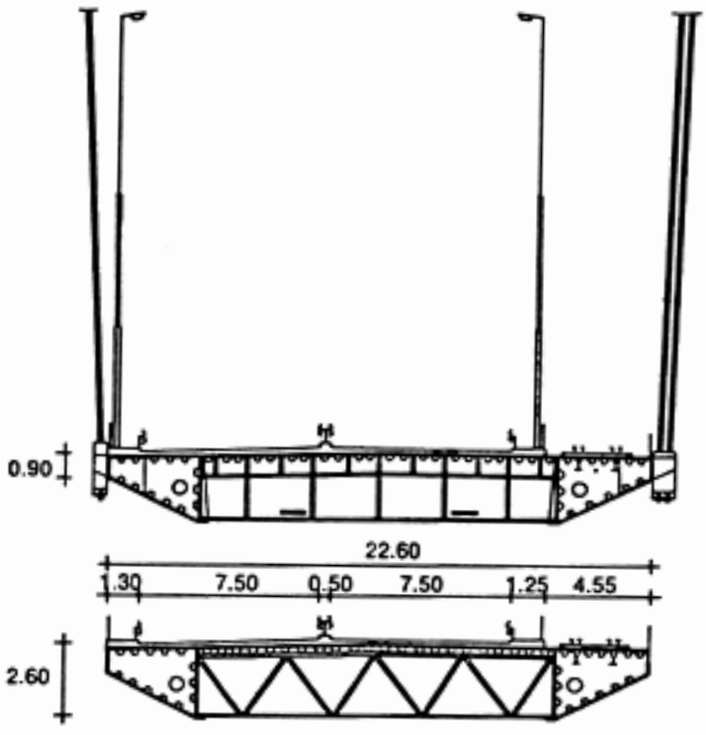


Fig. 30

Para essas pontes sobre o Rio Paraná foi feito um modelo dinâmico de teste no ISMES — Instituto do Professor Oberti em Bérgamo, Itália — (Fig. 32) a fim de estudar o comportamento dinâmico dessa ponte estaiada em condições de tráfego ferroviário rápido e pesado. O resultado foi muito favorável, não sendo observadas oscilações graves. Os engenheiros do ISMES tentaram excitar artificialmente oscilações de ressonância, mas foi impossível obter ressonância, mesmo com amplitudes crescentes, porque qualquer modo de oscilação era interrompido assim que as amplitudes começavam a aumentar, porque cada um dos cabos tem uma freqèência natural diferente e perturba a oscilação da estrutura do tabuleiro de tal forma que grandes amplitudes não conseguem se desenvolver. Este amortecimento do sistema é muito importante não apenas para ferrovias rápidas, mas também como proteção contra oscilações provocadas pelo vento. Com os trens passando sobre uma ponte desse tipo, temos que levar em conta o caso de um trem longo que tenha que ficar



Tablero metálico del puente

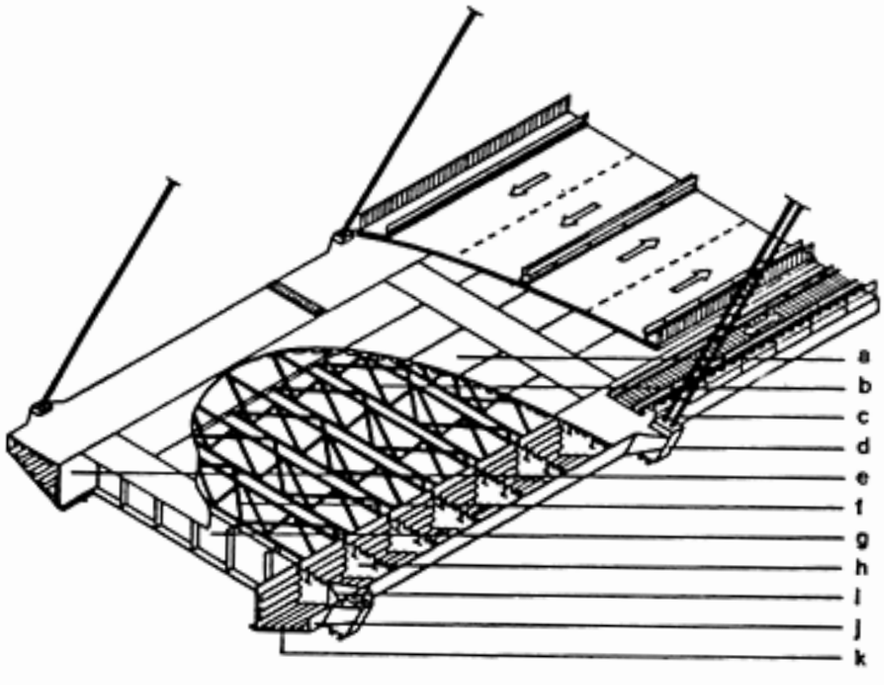


Datos generales

Fechas
licitación: diciembre 1970
contratación: abril 1971
iniciación: noviembre 1971
conclusión 1er. puente: febrero 1977
conclusión 2do. puente: noviembre 1977

Valores
monto de la obra: u$s 250.000.000
monto del equipamiento: u$s 30.000.000

Personal
pico máximo: 2.500 operarios



a Tablero
b Viga reticulada
c Obenques
d Cajón de anclaje
e Viga cajón carretera
f Arriostrado de torsión
g Viga de alma llena
h Diafragma típico
i Diafragma bifurcado
j Viga cajón ferroviaria
k Rigidizadores

Fig. 31

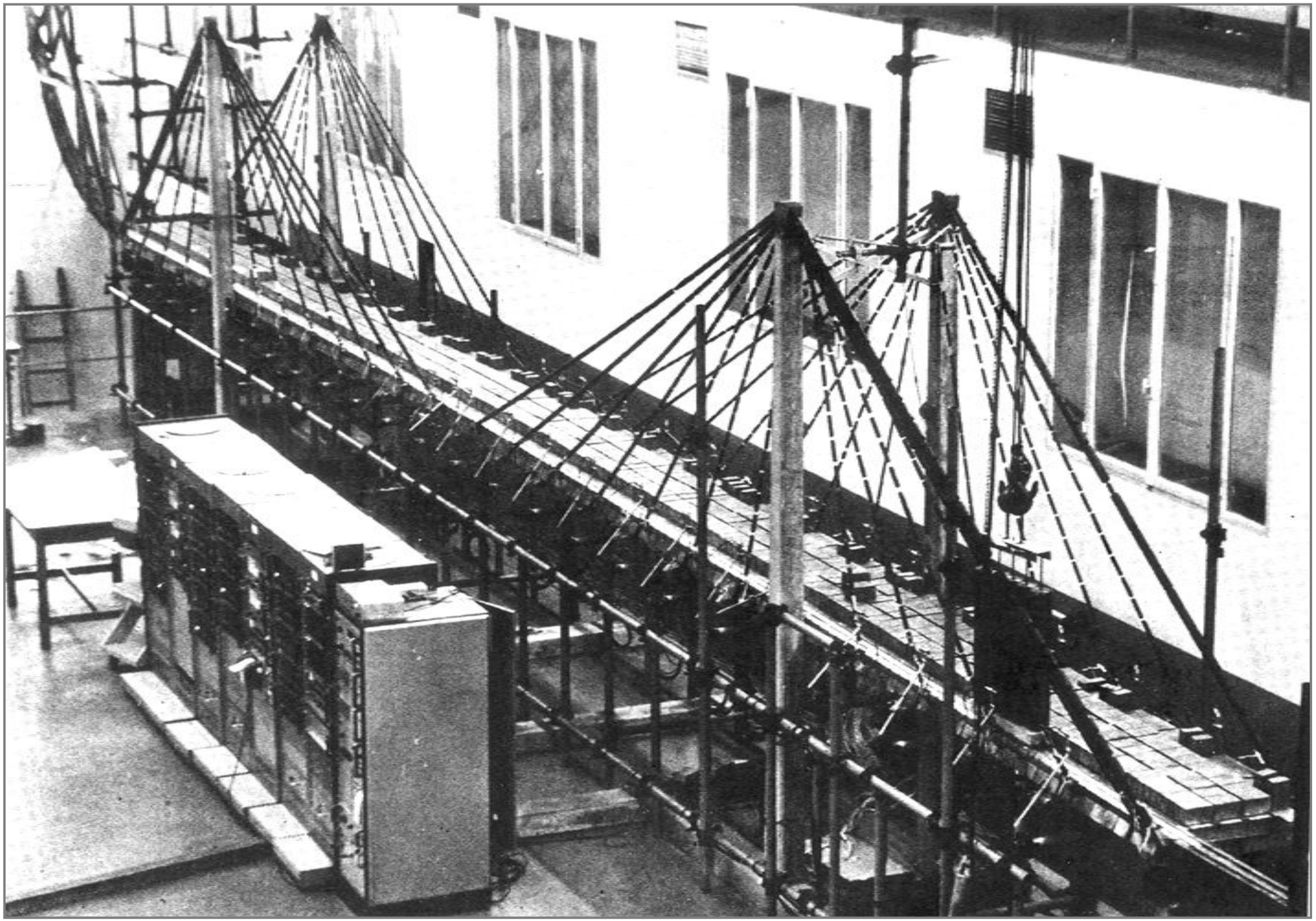


Fig. 32

parado sobre a ponte, ocupando todo o comprimento do vão principal, de maneira que a forma aerodinâmica da estrutura do tabuleiro da ponte não pode mais ajudar a evitar maus coeficientes de vento. Somente um número muito grande de estais produz um amortecimento acentuado do sistema, tornando essas pontes aerodinamicamente seguras, apesar do trem parado sobre elas. Os Srs. devem se lembrar do caso de duas pontes estaiadas no Canadá, com apenas um estai por torre, que oscilaram com o vento e tiveram que ser mudadas.

A ponte estaiada multicabo, por outro lado, não pode oscilar em modos de ordem baixa, e especialmente, não pode se mover em oscilações combinadas de flexão e de torção. Com os estais ao longo das bordas da ponte, as oscilações de torção são quase impossíveis e as oscilações de flexão assumem rapidamente modos de ordem elevada, com pequenas amplitudes. O fato importante é que a ressonância é impossível, pelas razões já descritas.

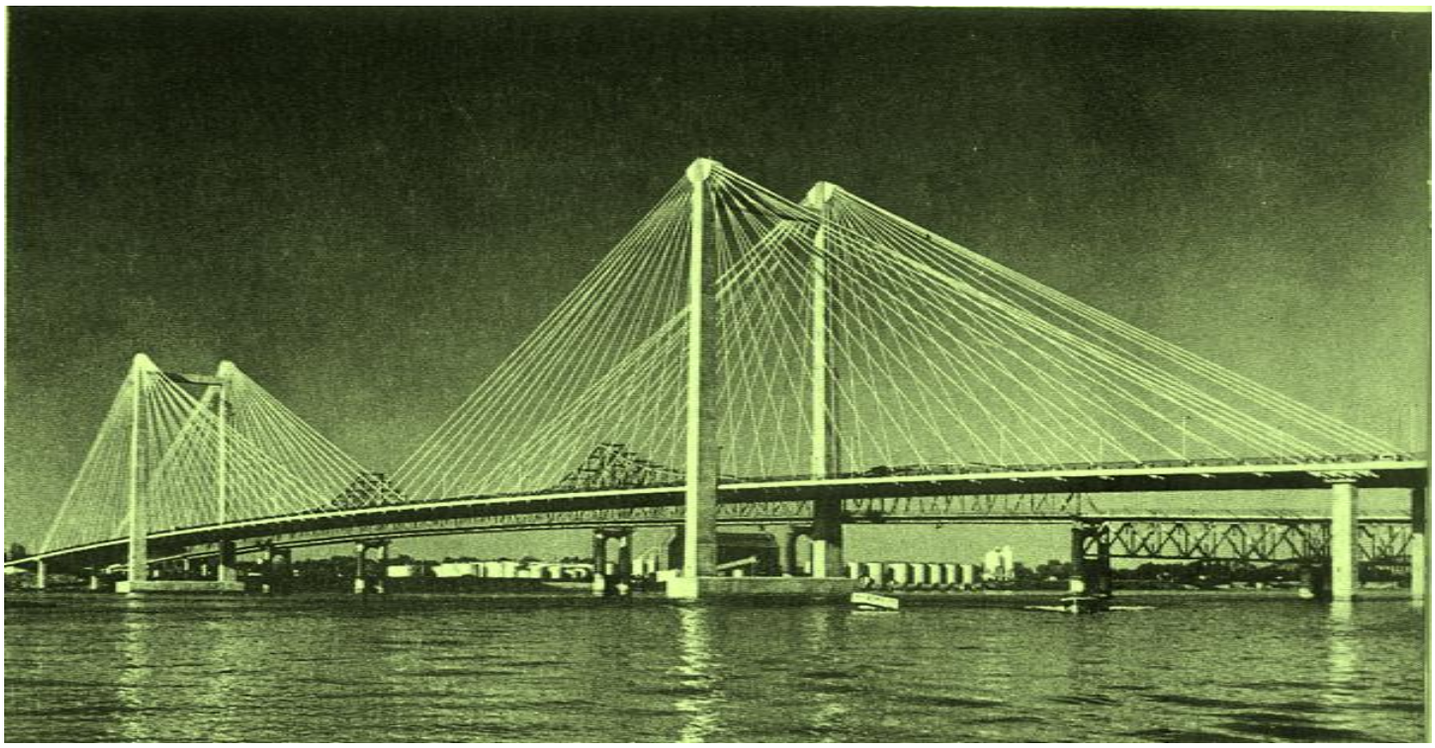
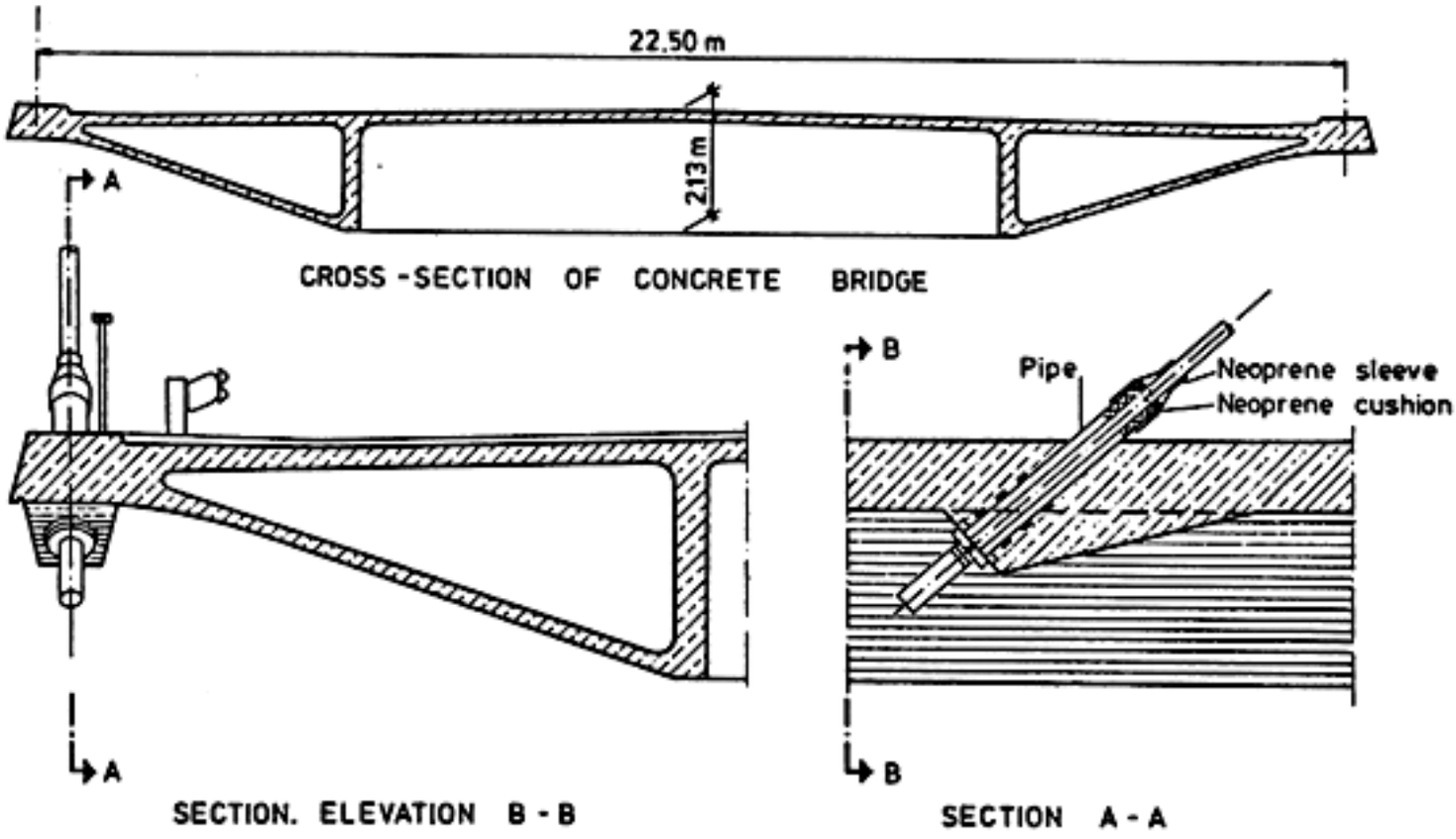


Fig. 33

Conseqüentemente, precisamos aprender que as teorias que foram desenvolvidas para verificar a segurança aerodinâmica das pontes suspensas não são válidas para as pontes estaiadas multicabos. Testes em túnel de vento com modelos reduzidos têm que ser feitos com limitações realistas por amortecimento do sistema, as quais, no entanto, são difíceis de imitar em um modelo reduzido.

Devemos ainda concluir que essas pontes estaiadas não necessitam de rigidez à torção na viga principal, contanto que haja uma carga permanente suficiente para tornar os cabos rígidos devido às altas tensões nos cabos. Devemos concluir, também, que a forma aerodinâmica da seção transversal não é mais necessária para impedir oscilações perigosas, mas ainda é útil para reduzir as cargas de vento e as deformações causadas pelo vento. Tudo isto contribui para a economia das pontes estaiadas.



Cross-section of Columbia River Bridge and anchorage of stay-cables.

Fig. 34

Descrevendo outros projetos, poderemos ver como esse conhecimento influenciou nosso trabalho de projetos.

Um exemplo interessante é a ponte sobre o Rio Columbia, entre as cidades de Pasco e Kennewick, no Estado de Washington, no Noroeste dos Estados Unidos (Fig. 33). Essa ponte tem um tabuleiro de concreto protendido e um vão principal de 300 metros. Na seção transversal (Fig. 34), os Srs. vêem caixões extremos triangulares, que na época supunhamos serem necessários, e que permitem ancorar os cabos em qualquer ponto, independentemente das transversinas. A ponte foi projetada em colaboração com o engenheiro consultor Arvid Grant e Associados, Washington.

Ela foi terminada em 1978. Durante algum tempo foi a ponte de concreto de maior vão, mas agora já foi superada pela ponte Brotonne sobre o Sena, na França, que tem vão de 320 metros.

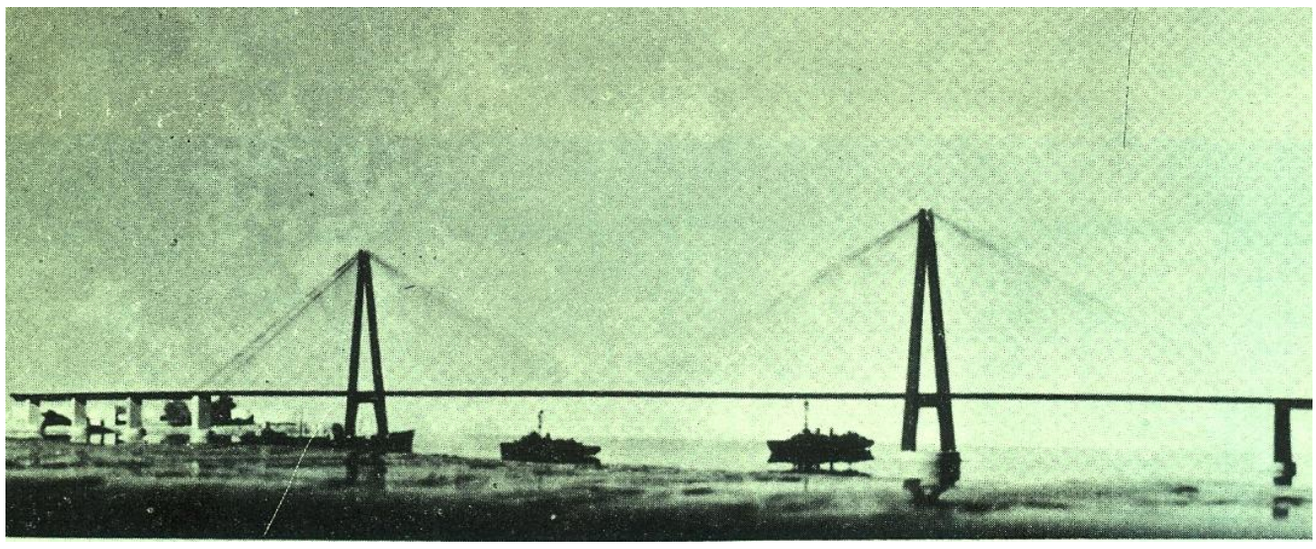


Fig. 35

Na concorrência internacional (1971) relativa a uma ponte atravessando o Estreito de Messina, que vai da Itália à Sicília, participei de um grupo italiano, o Grupo Lambertini. Nós ganhamos um dos seis primeiros prêmios, com uma ponte estaiada para um vão de 1.300 metros (Fig. 35). No desenvolvimento do projeto o comprimento do vão foi aumentado para cerca de 1.500 metros. Essa ponte tem que suportar duas linhas ferroviárias e uma rodovia com seis pistas. Não houve dificuldades no detalhamento da estrutura, para o projeto dessa ponte, com dimensões razoáveis de placas de aço e cabos. A grande dificuldade está na localização dessa ponte em uma região de grande atividade sísmica, mas a ponte estaiada consegue resistir a terremotos bastante fortes, com as torres em forma de "A" colocadas sobre fundações muito resistentes, que pretendemos ancorar ao fundo do mar com tirantes de rocha protendidos. (Descrevi minha proposta com relação a essas fundações no relatório de introdução ao Congresso do IABSE em Tóquio, em 1976.)

Também no caso da ponte sobre o Estreito de Messina, as torres de concreto provaram ser mais seguras e econômicas que as torres de aço.

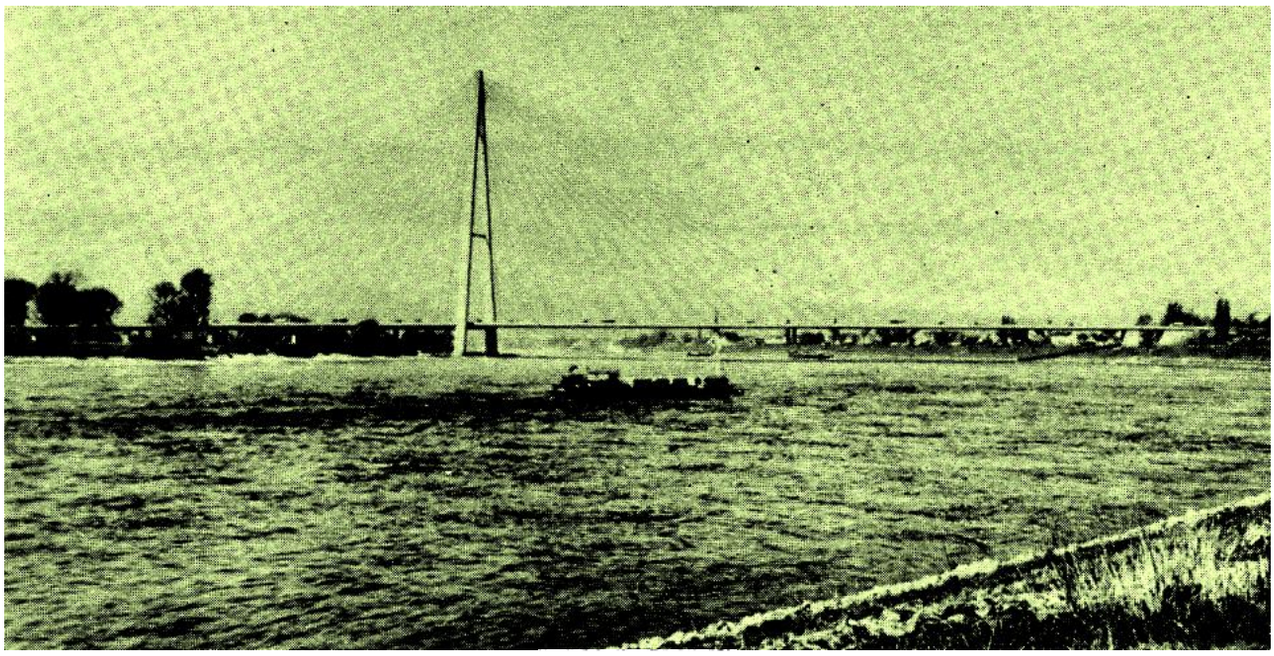
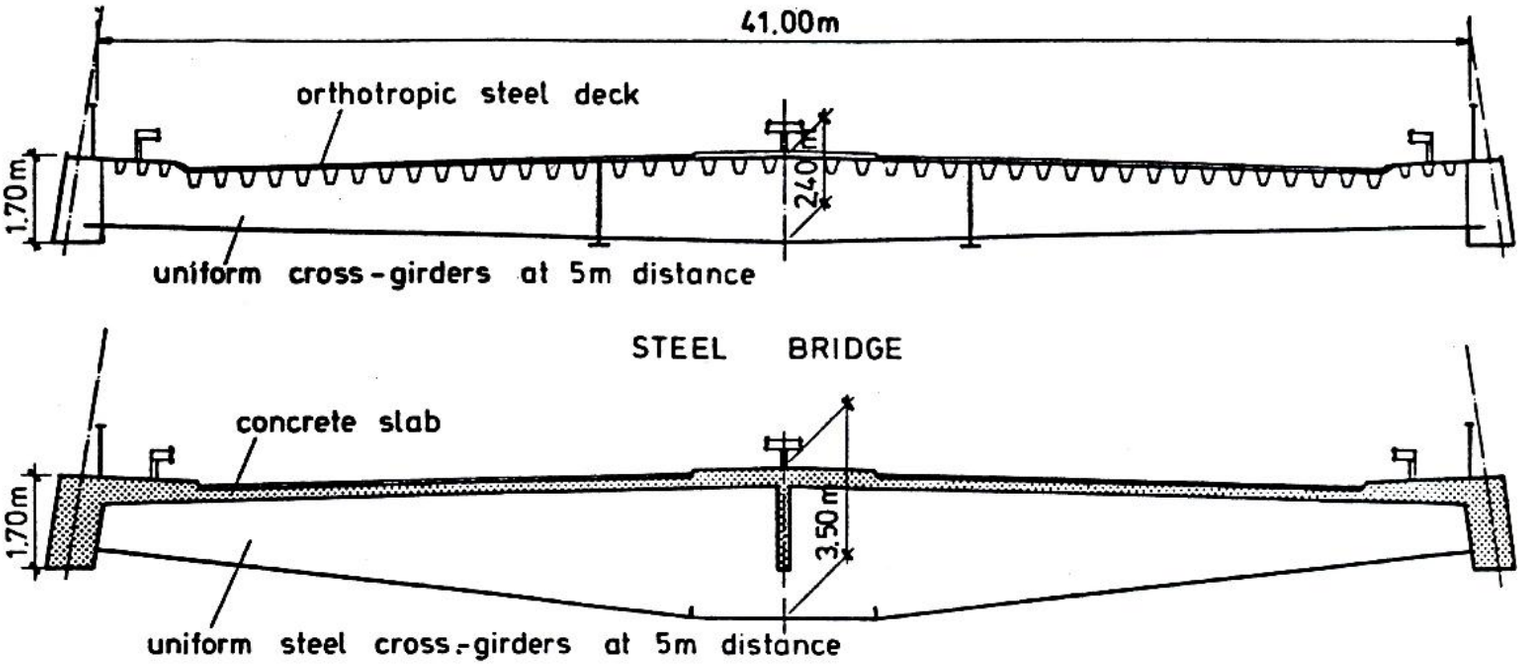


Fig. 36

No projeto apresentado em uma concorrência para a construção da ponte sobre o Reno em Flehe, perto de Dusseldorf, em fins de 1974, combinamos todos os nossos conhecimenots atuais sobre projetos de pontes estaiadas econômicas e fáceis de construir (Fig. 36). As torres foram colocadas apenas de um lado, sendo o vão principal de 370 metros, o que corresponde a 740 metros se houvesse torres em ambos os lados. A seção transversal do vão principal mostra vigas extremas com uma alma única para as ancoragens dos cabos e duas vigas longitudinais para os equipamentos de montagem e para a distribuição da carga (Fig. 37). A altura das vigas longitudinais é de apenas 1,7 m; ela é pequena porque o tráfego rodoviário não exige maior altura devido à rigidez produzida pelo grande número de cabos.

A mesma seção transversal pode ser construída com laje de concreto para o tabuleiro entre as vigas extremas de concreto, vencendo um vão longitudinalmente, e agindo conjuntamente com transversinas de aço que são fáceis de montar, mesmo em pontes com 41 metros de largura. De acordo com nossos cálculos, esse tipo de estrutura composta pode ser econômico para vãos de até 700 metros, com torres colocadas de ambos os lados. Uma ponte desse tipo, toda de concreto, com transversinas de concreto protendido, poderia ser construída para vãos de 600 metros ou até mais. O concreto é preferível para vãos com esse comprimento por motivos técnicos e econômicos. A visão dessas pontes, que têm as pessoas viajando em automóveis, é muito simpática, porque os cabos e a torre formam um abrigo triangular digno de confiança (Fig. 38). Nós também desenvolvemos métodos simples de construção para esse tipo de ponte, empregando o método de balanços sucessivos, con-

creto moldado "in situ" em combinação com partes pré-fabricadas das vigas extremas, que permitem a ancoragem imediata dos cabos.



COMPOSITE BRIDGE OR PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE

NOTE: no bottom slab required for both sections
spacing of cables independent of spacing of cross-girders

Latest cross-sections for cable-stayed bridges of spans larger than 500 m - either with steel deck or with concrete + or composite superstructures.

Fig. 37

Comentário de E.C.S.Thomaz :

O projeto acima citado não foi o vencedor da concorrência.

O projeto estrutural foi de :

Koger (structural engineer) (main bridge)

R. Kahmann (structural engineer) (main bridge)

Ver fotos na próxima página

Ponte inaugurada em 1979

1976/1979 - Ponte em FLEHE sobre o RENO em Düsselforf

COORDENADAS 51 11 0.16 N 6 46 28.85 E

https://structurae.net/en/structures/flehe-bridge

COMENTÁRIO DE FRITZ LEONHARDT

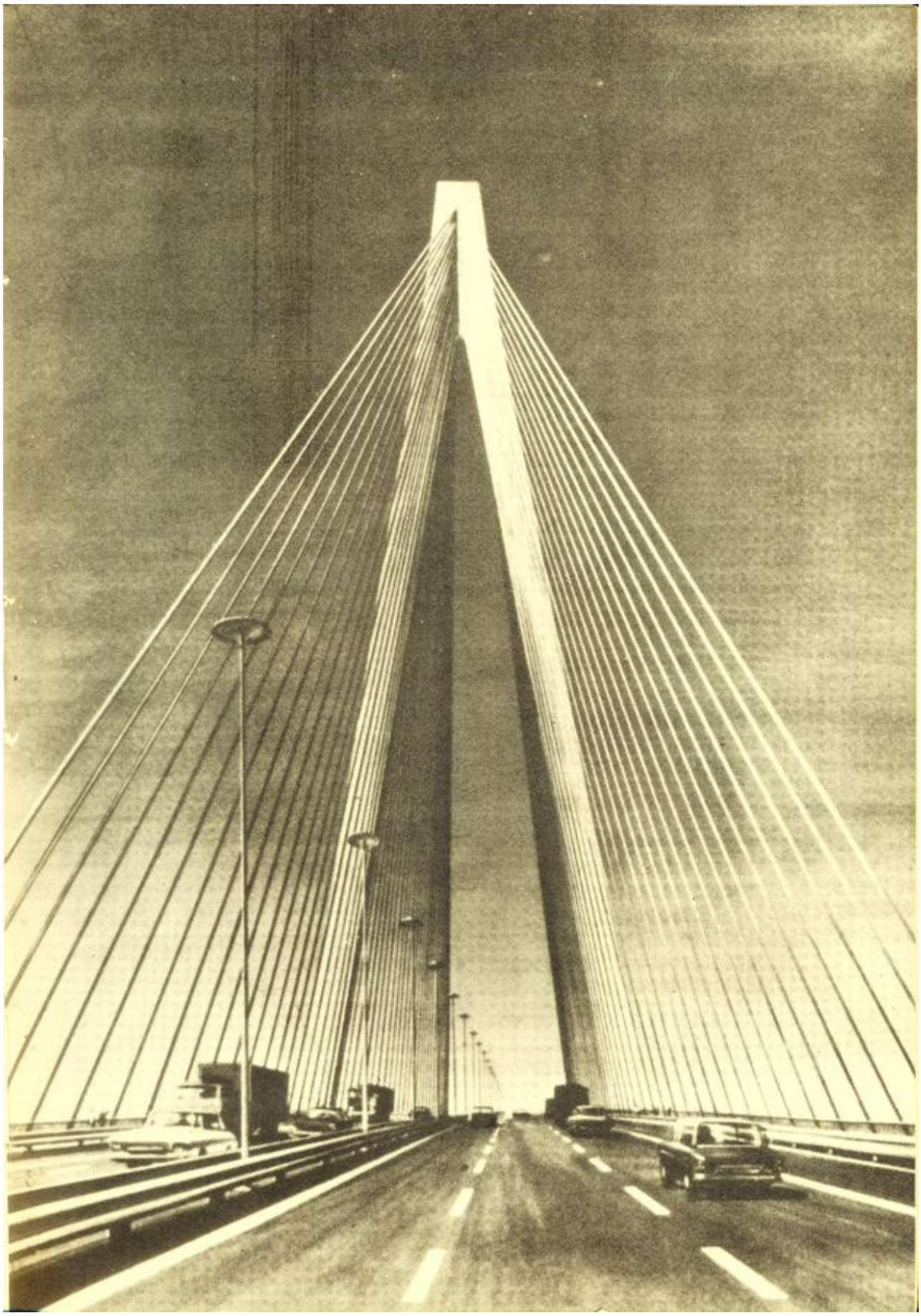


Figura 38

" A visão que têm dessas pontes as pessoas viajando em automóveis, é muito simpática, porque os cabos e as torres formam um abrigo triangular digno de confiança". (Fig. 38) ***FRITZ LEONHARDT***

2019 - PONTE DA NORMANDIA

COORDENADAS = 49 26 8.86 N 0 16 24.86 E

PROJETO ESTRUTURAL - Michel Virlogeux

A ponte estaiada sobre o Rio Paranaíba em Porto Alencastro na BR-497, divisa MS-MG, está sendo atualmente projetada pela firma ANTONIO A. NORONHA — Serviços de Engenharia S.A. com a colaboração profissional de Leonhardt Und Andra, para o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (Figs. 39 e 40).

A ponte estaiada com tabuleiro em concreto protendido possui um vão central de 350 m, com as seguintes notáveis características:

— Viga da ponte, contínua, num comprimento de 653,20 m, com altura de 1,40 m constante em todo o comprimento.

— Seção transversal com 17,20 m de largura consistindo de 2 vigas principais laterais ligadas por transversinas e laje de concreto.

— Estais compostos de fios paralelos de 7 mm (RB-160) com ancoragens resistentes à fadiga (Hi-Am) e proteção contra a corrosão por meio de envolvimento com tubos de polietileno e injeção de argamassa de cimento.

— Torres de concreto em forma de delta possuindo uma extremidade de estrutura em concreto para ancoragem dos estais.

— Insensibilidade da ponte para oscilações, devida à utilização de cabos múltiplos em forma de leque.

— Método construtivo em balanços sucessivos a partir das torres principais.

Com isto, parece que estamos chegando ao fim das possibilidades para desenvolver pontes estaiadas bonitas e econômicas, para grandes vãos. Muitas pontes compridas, transpondo grandes vãos, terão que ser construídas nas próximas décadas para atender às crescentes necessidades de tráfego. Espero que estes estudos sobre o desenvolvimento de sistemas de pontes mais econômicas e tecnicamente seguras possam contribuir para auxiliar o engenheiro de pontes no desempenho de suas tarefas.

BIBLIOGRAFIA

(1) LEONHARDT, F. Zur Entwicklung aerodynamisch stabiler Hängebrücken, Die Bautechnik, Berlin, 1969, Heft 10 + 11.

(2) ANDRÄ, W. ZELLNER, W. Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei Dauerschwellbelastung. Die Bautechnik, Berlin 1969, Heft 8 + 9.

(3) ANDRÄ, W. SAUL, R. Versuche mit Bündeln aus parallelen Drähten und Litzen für die Nordbrücke Mannheim — Ludwigshafen und das Zeltdach in München, Die Bautechnik, Berlin 1974, Heft, 9, 10 + 11.

1979 - PORTO ALENCASTRO - RIO PARANAIBA - MS/MG

Maquete

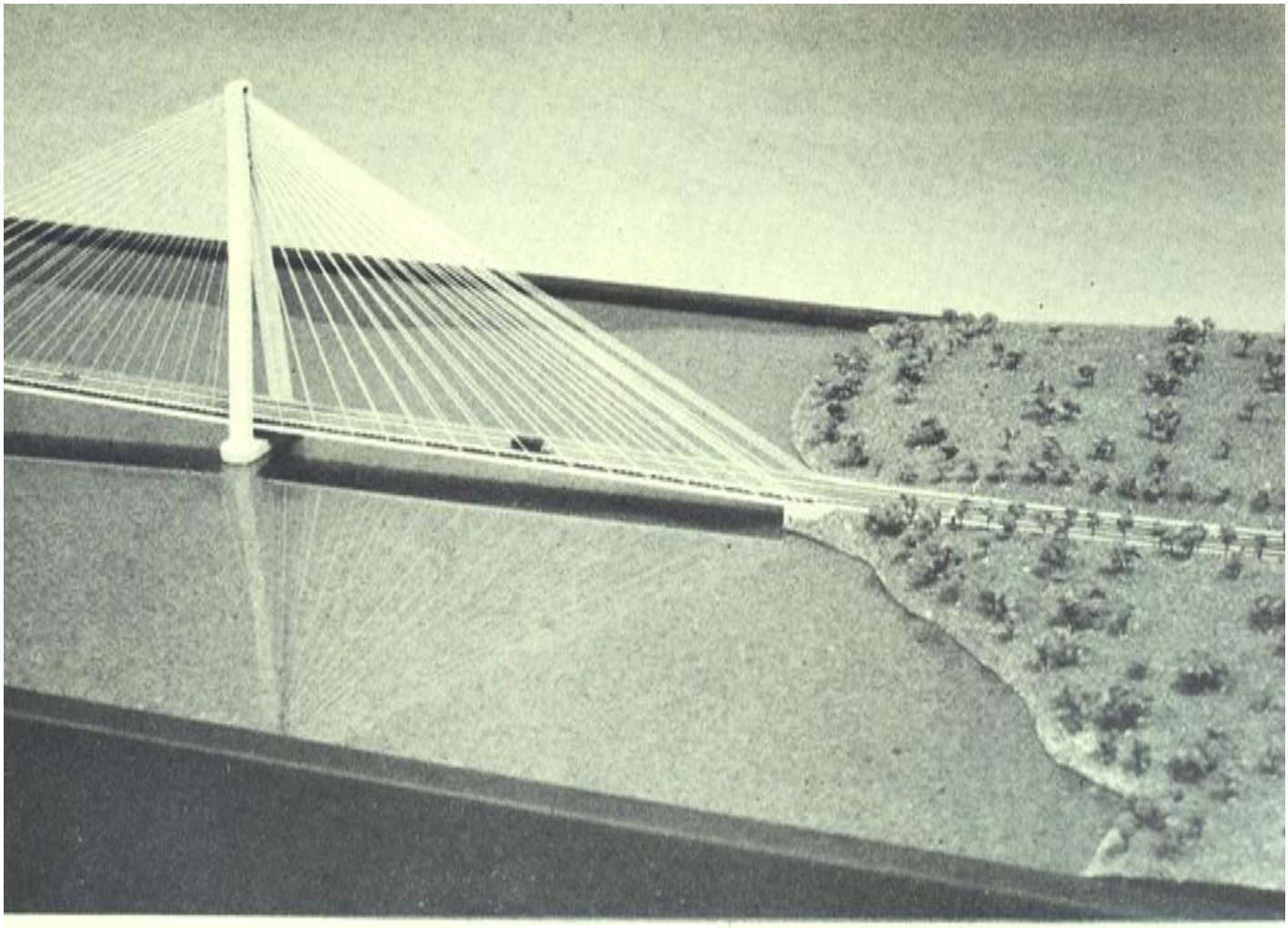


Fig. 39

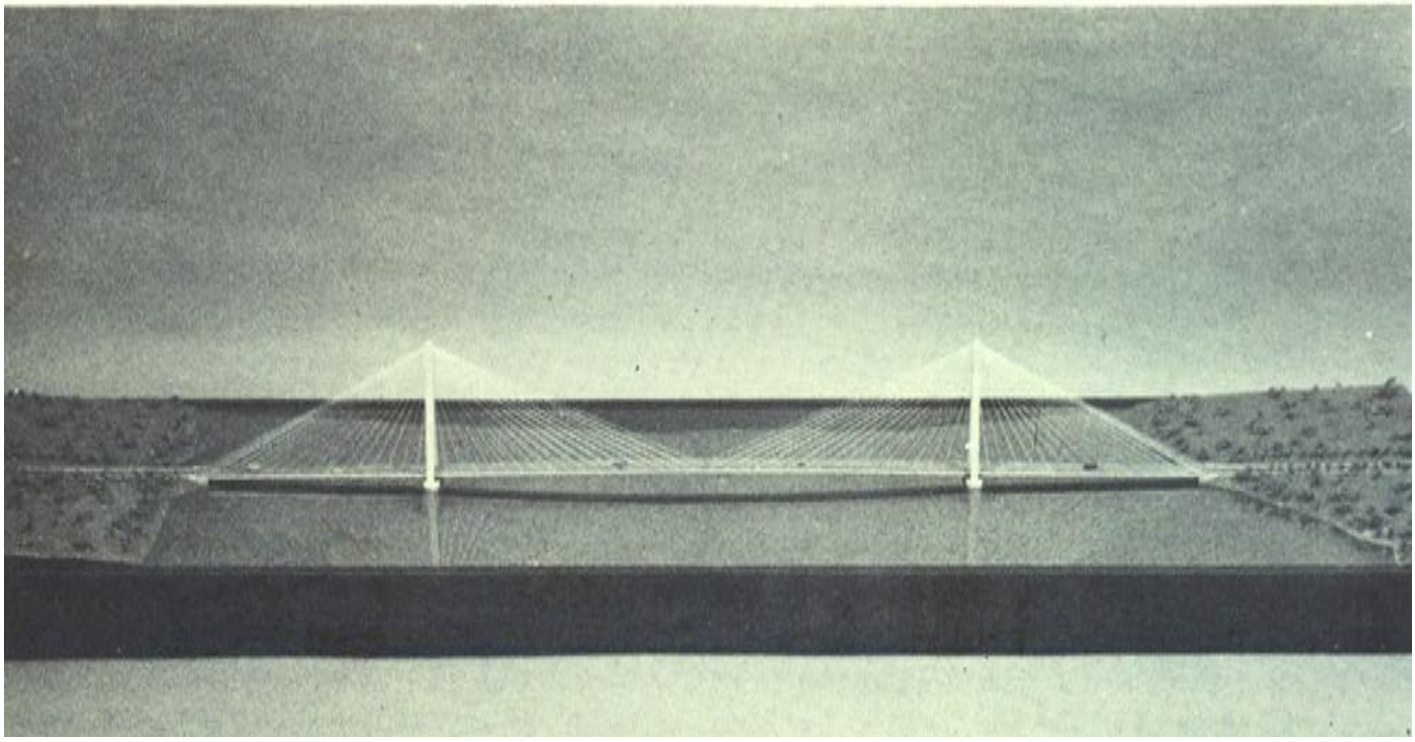


Fig. 40

1979 / ... / 2003 - PORTO ALENCASTRO - RIO PARANAIBA - MS/MG

PROJETO ESTRUTURAL : ANTONIO ALVES DE NORONHA E FRITZ LEONHARDT

COORDENADAS : 19 39 34.99 S 51 01 15.77 W

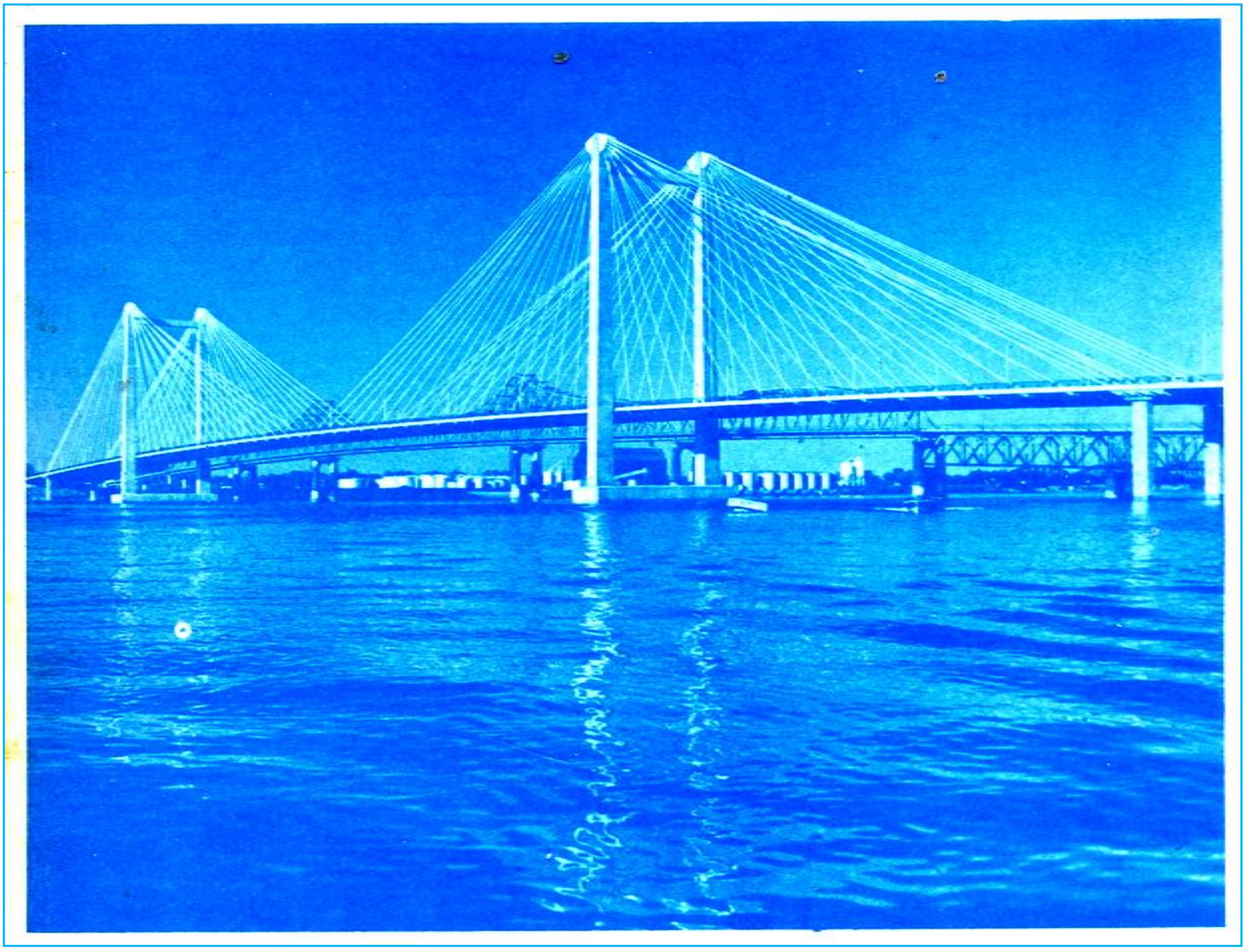
1979 /... / 2003 - PORTO ALENCASTRO - RIO PARANAIBA -- MS/MG

1979 / ... / 2003 - PORTO ALENCASTRO - RIO PARANAIBA -- MS/MG

1979 / ... / 2003 - PORTO ALENCASTRO - RIO PARANAIBA -- MS/MG

1979 / ... / 2003 - PORTO ALENCASTRO - RIO PARANAIBA -- MS/MG

FINAL



" Com isto, parece que estamos chegando ao fim das possibilidades para desenvolver pontes estaiadas bonitas e econômicas, para grandes vãos. Muitas pontes compridas, transpondo grandes vãos, terão que ser construídas nas próximas décadas para atender às crescentes necessidades de tráfego. Espero que estes estudos sobre o desenvolvimento de sistemas de pontes mais econômicas e tecnicamente seguras possam contribuir para auxiliar o engenheiro de pontes no desempenho de suas tarefas. "

FRITZ LEONHARDT

ANEXO 01

ANEXO 01

1969 / ... / 1976 - OBERKASSELER BRÜCKE DÜSSELDORF

PONTE ESTAIADA METÁLICA

COORDENADAS = 51 13 54.32 N 6 46 5.2 E

OBERKASSELER BRÜCKE DÜSSELDORF = PILAR ESBELTO E POUCOS CABOS

PROJETO ESTRUTURAL - Ing. Hans Grassl (structural engineer)

Ing. Prof. Fritz Leonhardt (consulting engineer)

OBERKASSELER BRÜCKE DÜSSELDORF = PILAR ESBELTO E POUCOS CABOS

CABOS CENTRAIS = TABULEIRO CELULAR METÁLICO

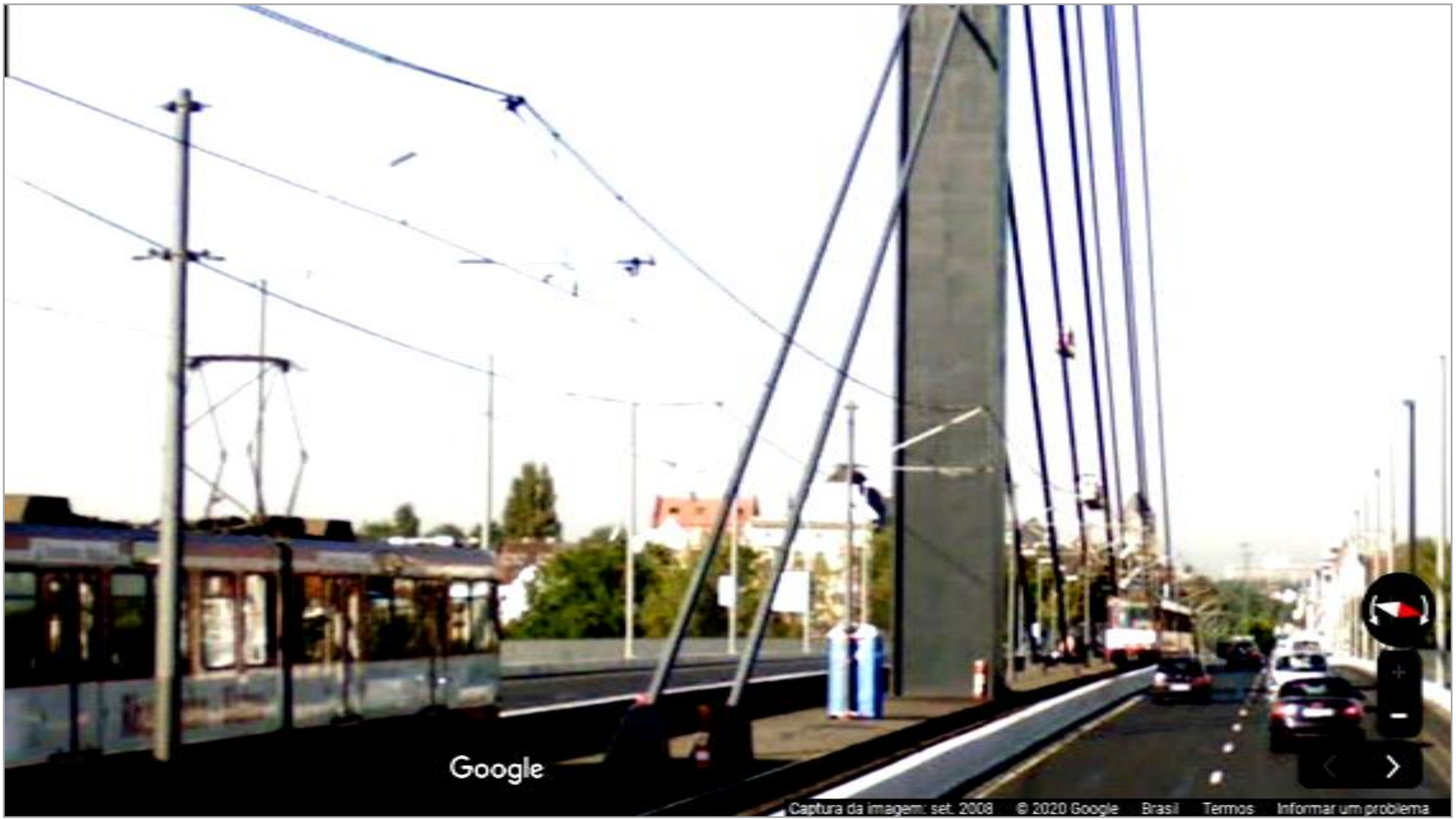
Começo da obra 1969

Fim da obra 30 Abril 1976

Método construtivo : Deslocamento Lateral

OBERKASSELER BRÜCKE DÜSSELDORF = PILAR ESBELTO E POUCOS CABOS
RODOVIA . TRENS URBANOS.

PILAR DE AÇO. MUITO ESBELTO .



ANEXO 02

2019 - PONTE DA NORMANDIA SOBRE O RIO SENA

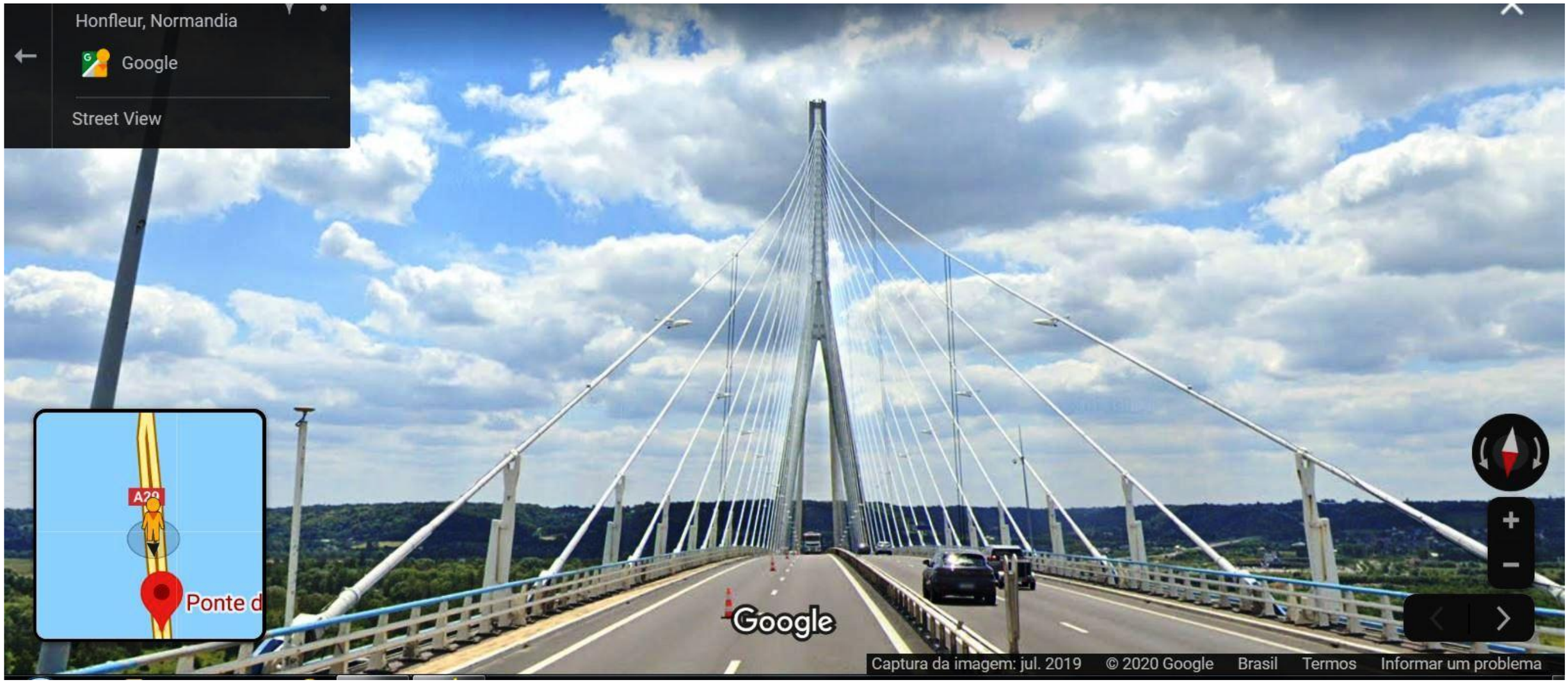
VÃO = 856 METROS - COORDENADAS = 49 26 8.86 N 0 16 24.86 E

PROJETO ESTRUTURAL - Michel Virlogeux

CABOS INTERLIGADOS POR ENRIJECEDORES

CABOS INTERLIGADOS POR ENRIJECEDORES

PONTE DA NOMANDIA : CONSTRUÇÃO = 1988 / 1995 ; VÃO = 856 METROS



https://www.google.com.br/maps/@49.4323616,0.2740363,3a,30y,174.02h,98.72t/data=!3m6!1e1!3m4!1so2RQAkJ26V3k7iaLLJVO3Q!2e0!7i16384!8i8192?hl=pt-BR

https://www.youtube.com/watch?v=J57KIshns5Q

2019 - PONTE DA NORMANDIA

PROJETO ESTRUTURAL - Michel Virlogeux

ANEXO 03

ANEXO 03

2001 / 2004 - VIADUTO DE MILLAU / FRANÇA

PROJETO ESTRUTURAL : MICHEL VIRLOGEUX

VIADUTO DE MILLAU / FRANÇA

COORDENADAS = 44 4 37.38 N 3 1 18.56 E

VÃO = 342 METROS

ESCALA HUMANA

VIADUTO DE MILLAU

VIADUTO DE MILLAU

ANEXO 04

1998 PONTE ESTAIADA EM USTI / REPÚBLICA TCHECA

RIO ELBA - VÃO = 123,3 METROS ; COORDENADAS = 50 39 37.51 N 14 3 12.49 E

PROJETO ESTRUTURAL = MILAN KOMINEK

https://www.e-periodica.ch/digbib/view?pid=bse-re-003:1998:79::662 **PÁGINA 541**

1998 PONTE ESTAIADA EM USTI / REPÚBLICA TCHECA

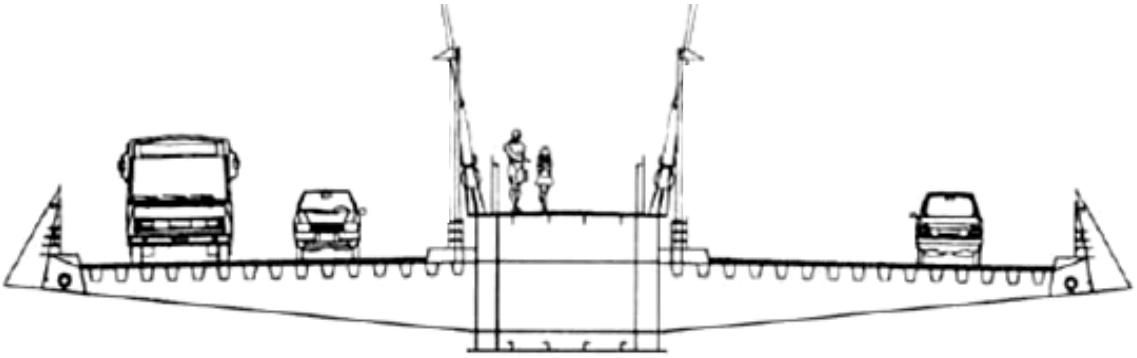
RIO ELBA - VÃO = 123,3 METROS ; COORDENADAS = 50 39 37.51 N 14 3 12.49 E

ROCHEDO MARIAN ROCK
© VLADIMÍR BÁRTL

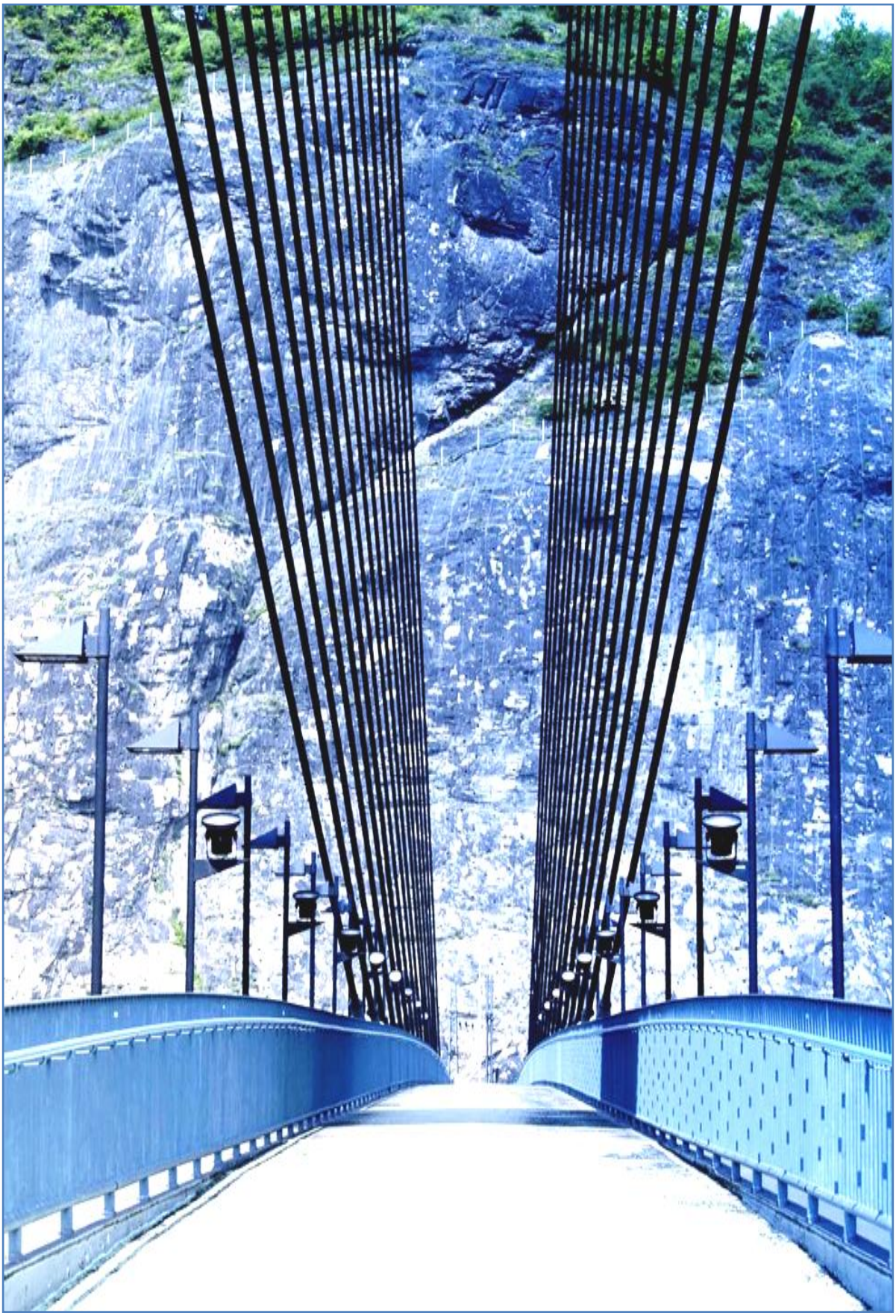
1998 PONTE ESTAIADA EM USTI / República TCHECA

RIO ELBA

AO FUNDO O ROCHEDO <u>MARIAN ROCK</u>



CAMINHO CENTRAL DOS PEDESTRES



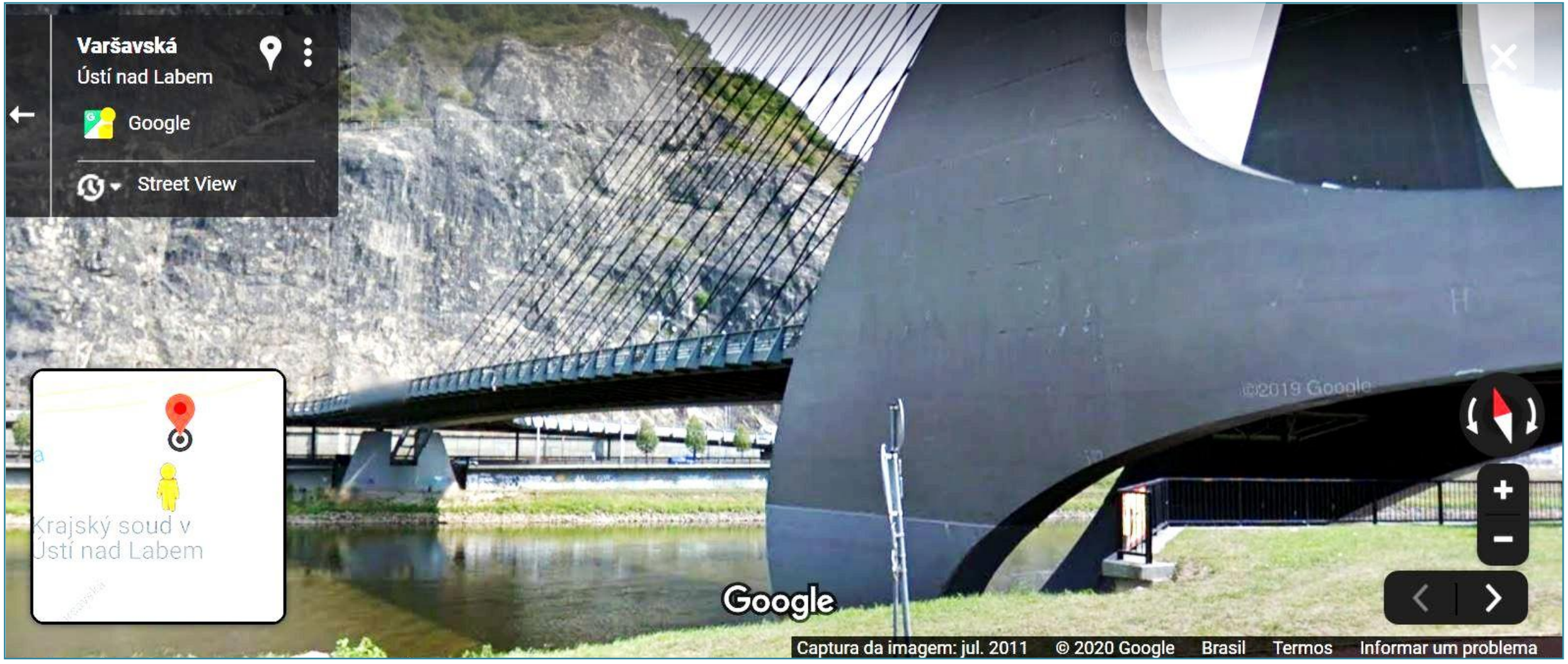
AO FUNDO O ROCHEDO MARIAN ROCK

ACESSOS NA MARGEM DO ROCHEDO <u>MARIAN ROCK</u>

ZOOM

Střekovské nábř.
Ústí nad Labem
Google
Street View
ajský soud v
ti nad Labem
Google
Captura da imagem: jul. 2011
© 2020 Google
Brasil
Termos
Informar um problema

ZOOM ZOOM


Varšavská
Ústí nad Labem
Google
Street View
Krajský soud v
Ústí nad Labem
©2019 Google
Google
Captura da imagem: jul. 2011
© 2020 Google
Brasil
Termos
Informar um problema

ANEXO 05

2010 / 2013 - Ponte sobre o rio ELBA em Schönebeck / Alemanha

Coordenadas = 52 1 18.24 N 11 45 33.58 E

PROJETO ESTRUTURAL = Leonhardt, Andrä und Partner

VÃO =185m ALTURA 73,3 m LARGURA =11,6m ; PREMIO = Structural Award 2014

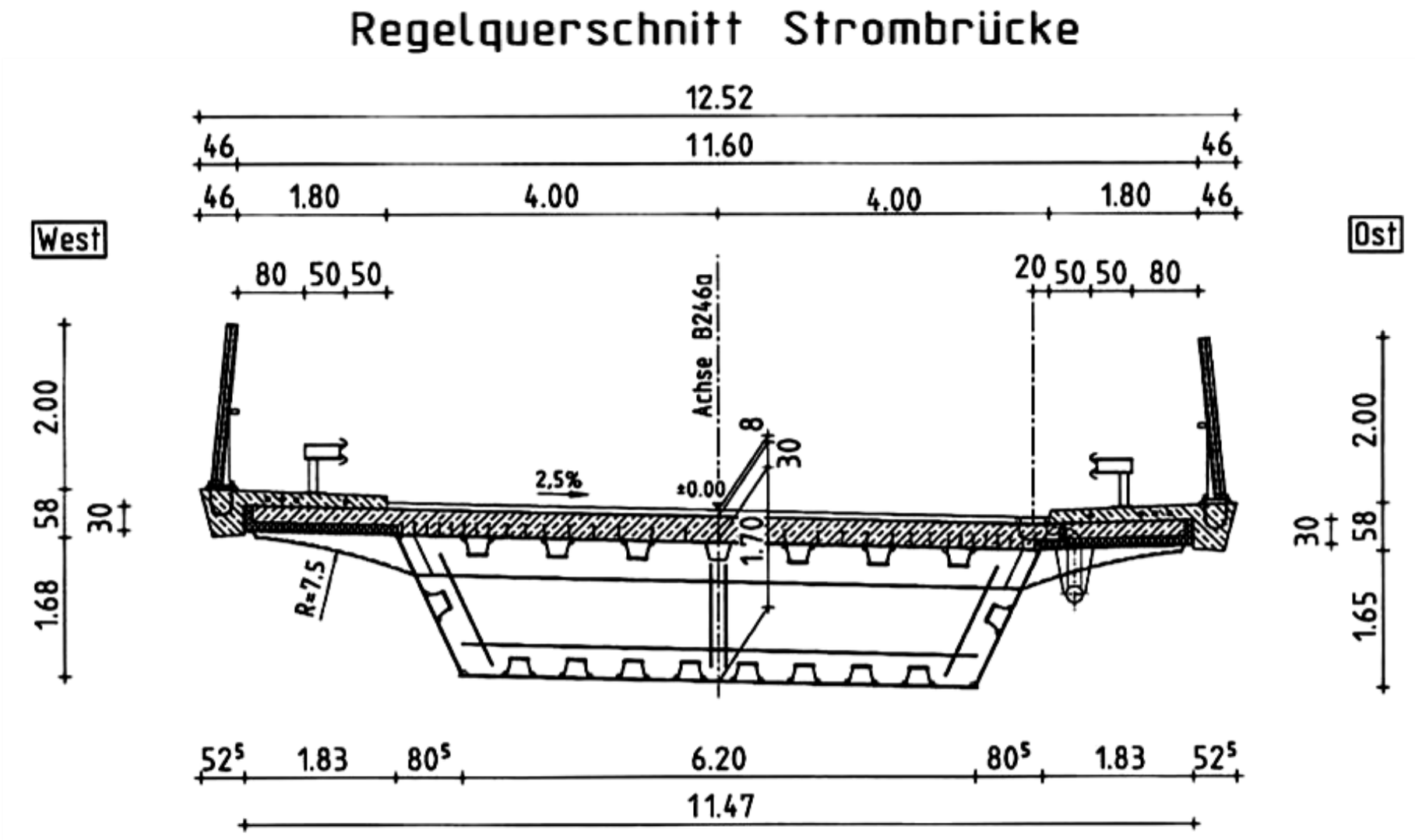
Ponte sobre o rio ELBA em Schönebeck

Ponte sobre o rio ELBA em Schönebeck

Ponte sobre o rio ELBA em Schönebeck

Ponte sobre o rio ELBA em Schönebeck

Ponte sobre o rio ELBA em Schönebeck / Alemanha



Donges SteelTec

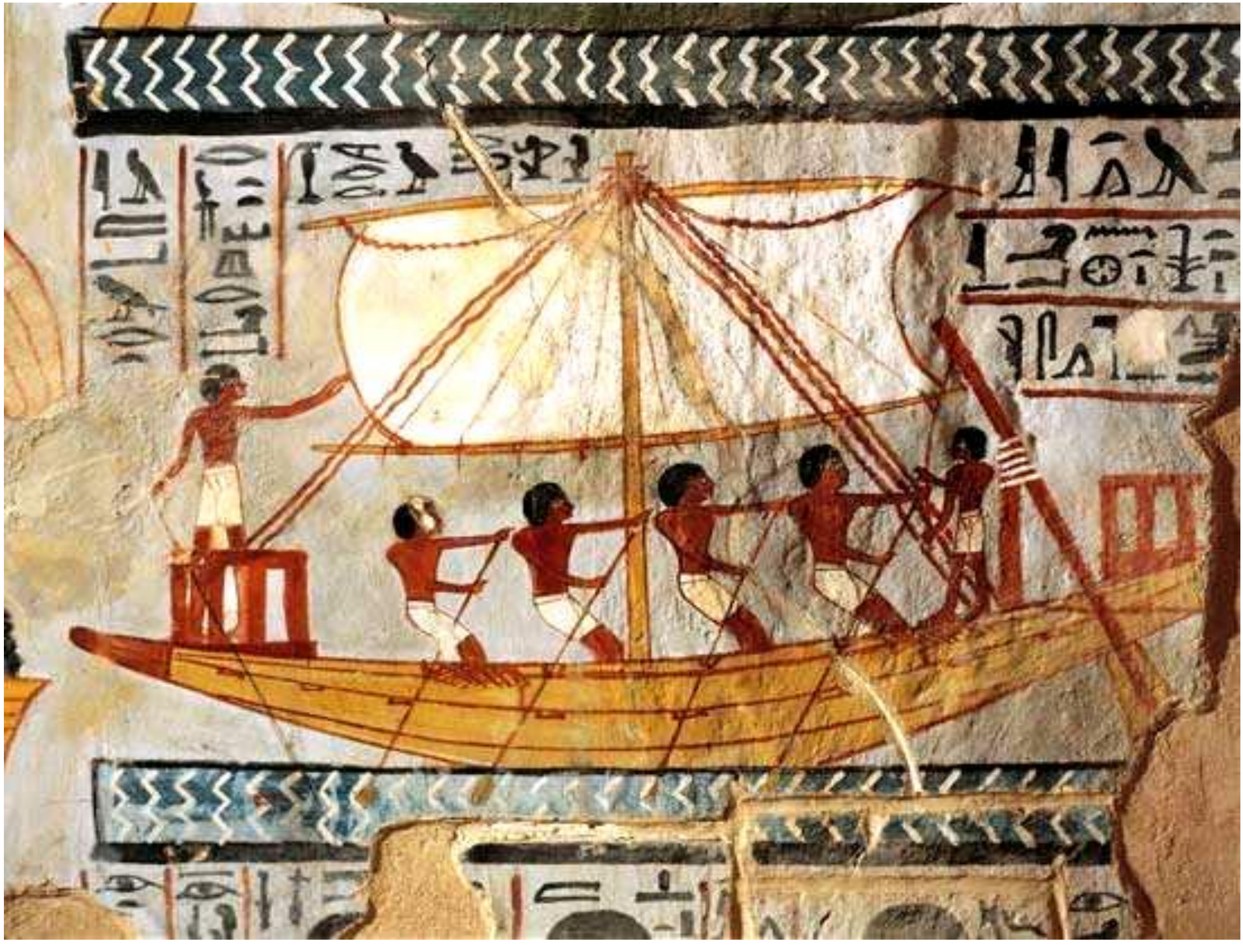
https://donges-steeltec.de/referenzen/elbebrucke-schonebeck/

ANEXO 06

ANEXO 05

AS VELAS DOS BARCOS EGÍPCIOS ERAM VIGAS ESTAIADAS

AS VELAS DOS BARCOS EGÍPCIOS ERAM VIGAS ESTAIADAS



https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1111/1095-9270.12203

Royal Boat Burial and Watercraft Tableau of Egypt's 12th Dynasty (*circa* 1850 BCE) at South Abydos

Josef Wegner
Egyptian Section, Penn Museum, University of Pennsylvania, 3260 South Street, - USA

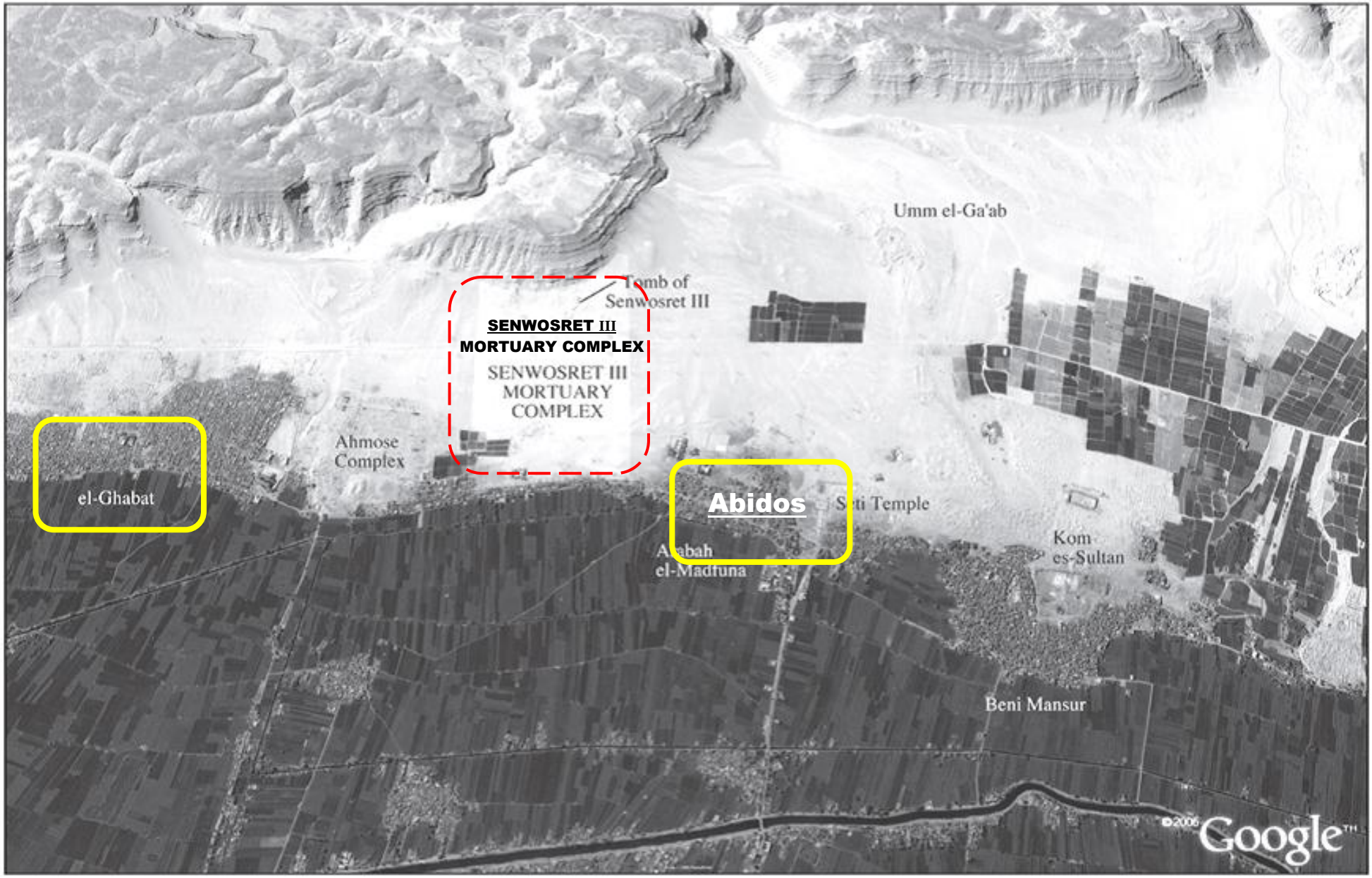
COORDENADAS = 26 11 1.30 N 31 55 21.21 E

ABIDOS

Mediterranean
Damietta
Alexandria
Mansura
Port Said
Tanta
Ismailia
Giza
Cairo
Suez
Faiyum
Beni Suef
Minya
Asyut
Red Sea
Sohag
Qena
Abydos
Luxor
Egypt
Aswan
Abydos
26°11'N, 31°55'E

Royal Boat Burial and Watercraft Tableau of Egypt's

Josef Wegner

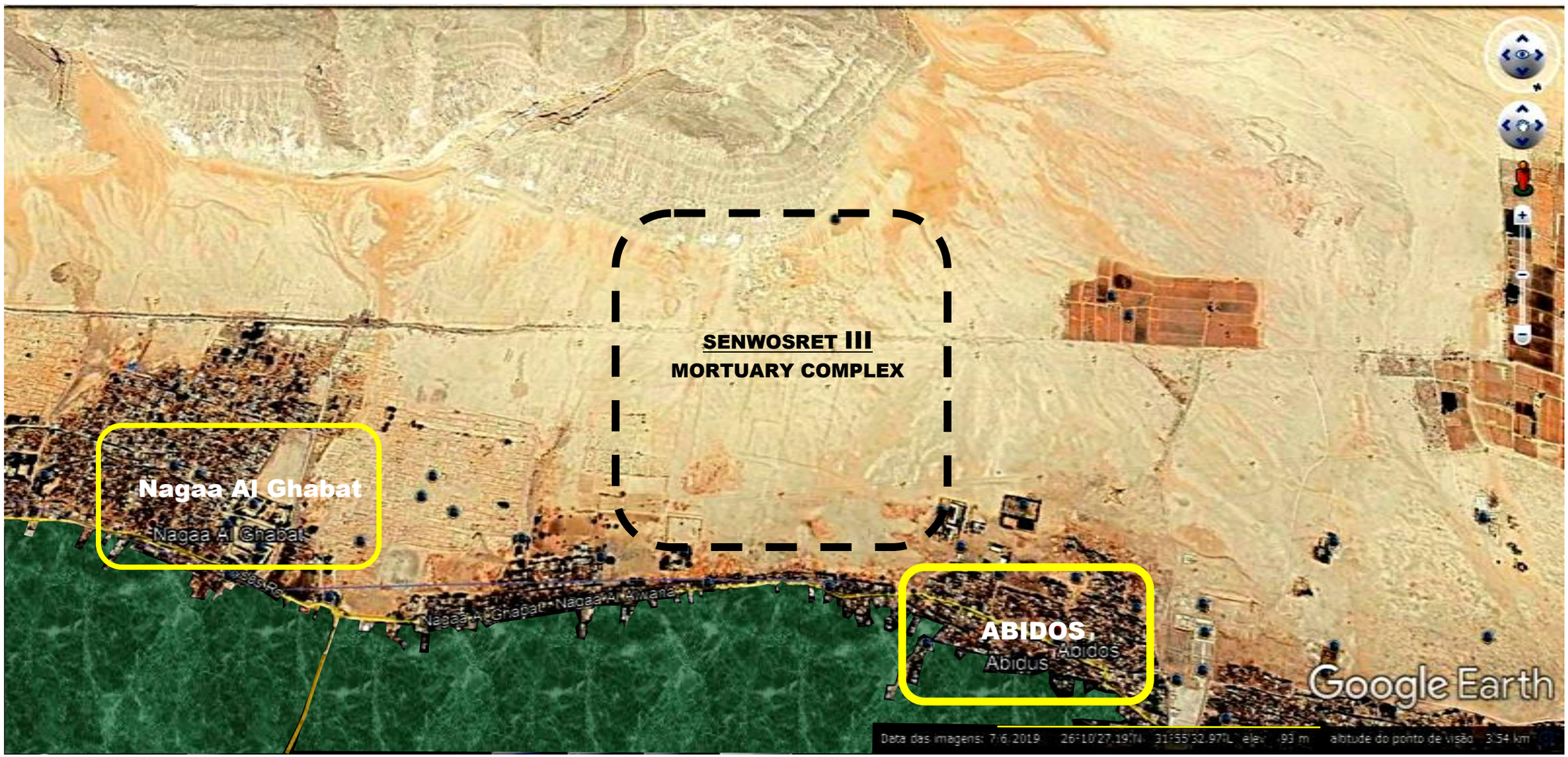


k

South Abydos / EGITO

SENWOSRET III MORTUARY COMPLEX

COORDENADAS = 26 10 27.19 N 31 55 32.97 E

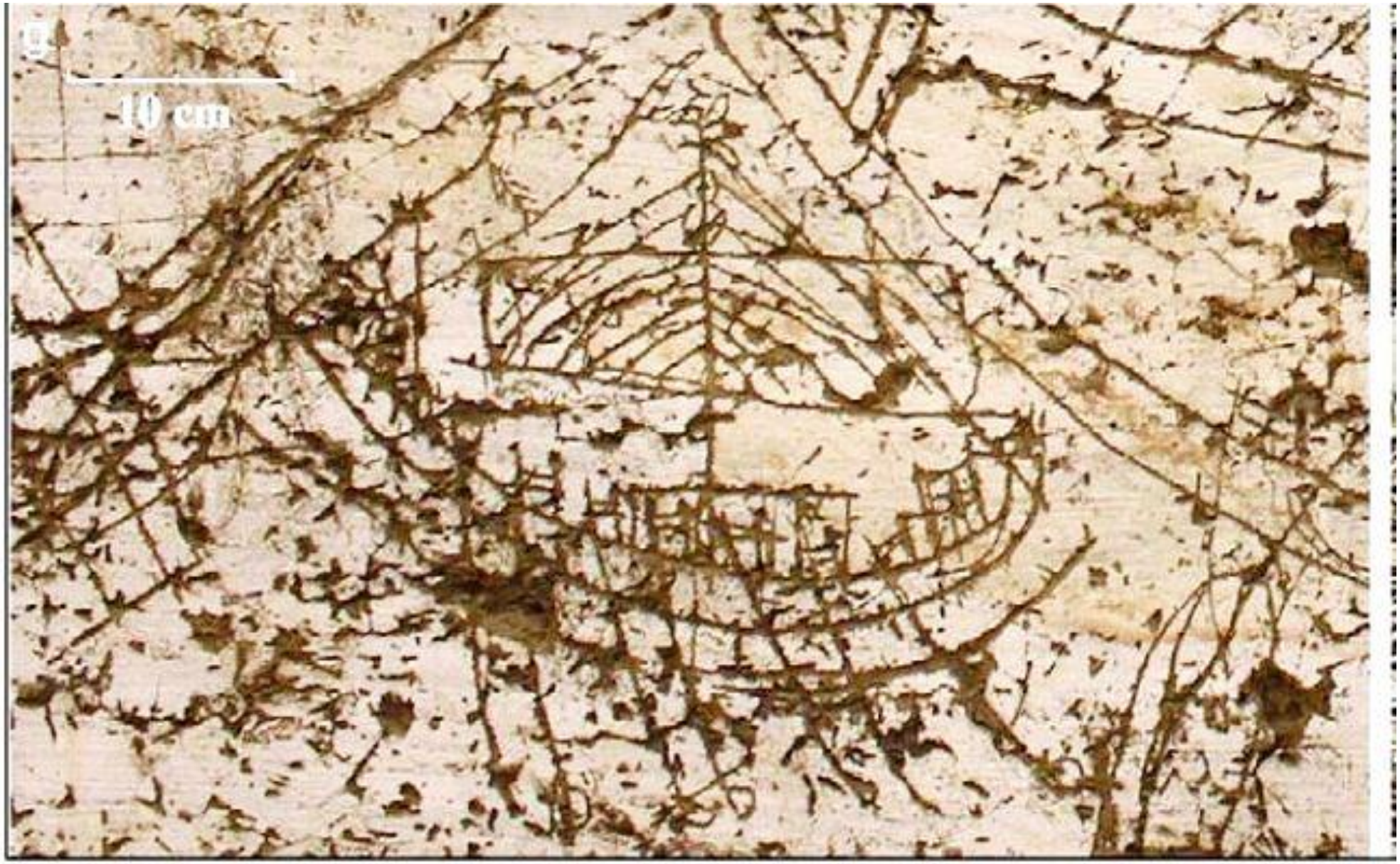


Túmulo de Barcos Reais com as Paredes mostrando Embarcações do Egito

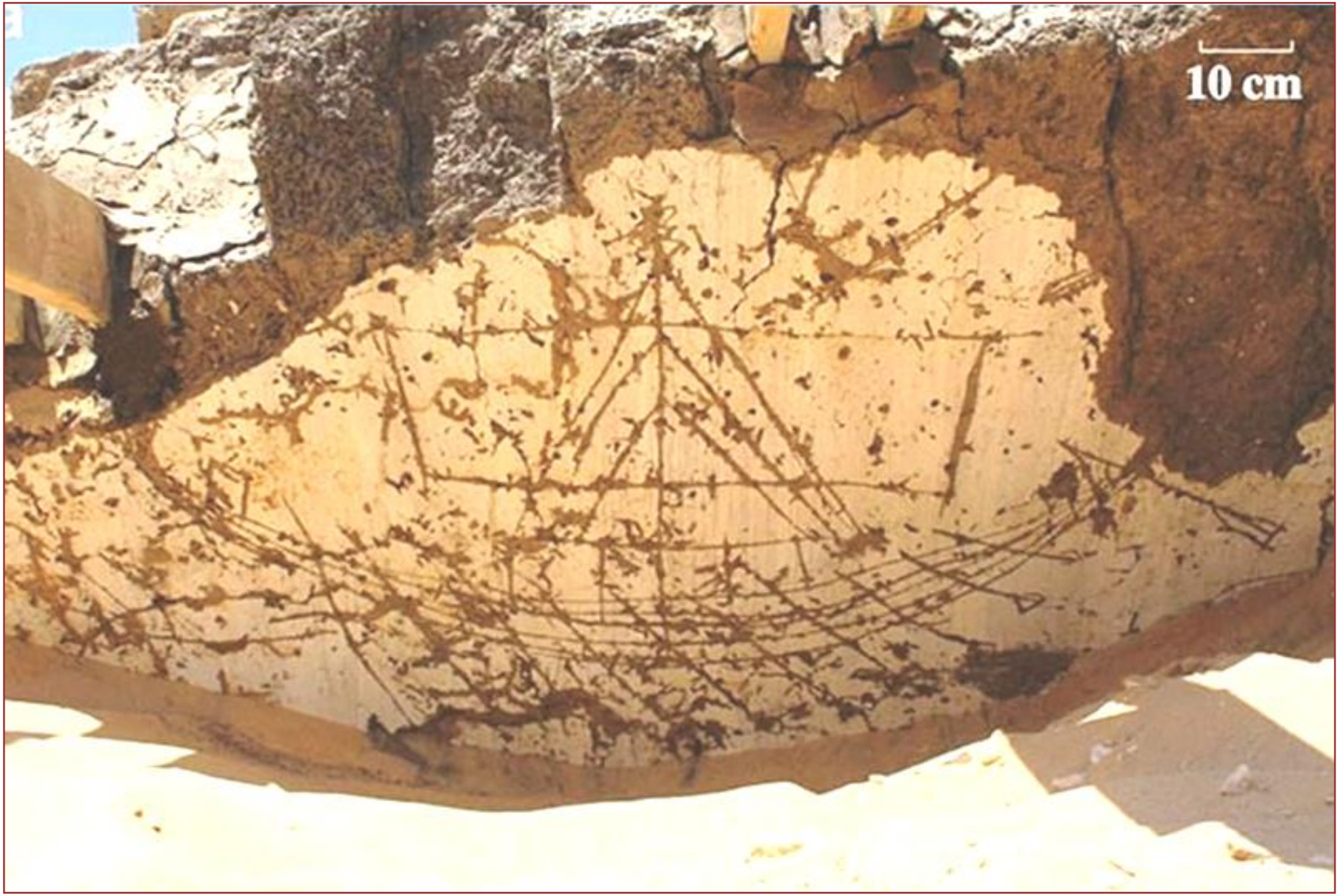
Figure 7. *a)* The interior of the boat building (view looking east) at the end of the 2014 season; *b)* inner wall with preserved section of vault and remnants of the brick packing *in situ* on the exterior. (J. Wegner)

Royal Boat Burial and Watercraft Tableau of Egypt's 12th Dynasty (*circa* 1850 BCE) at South Abydos

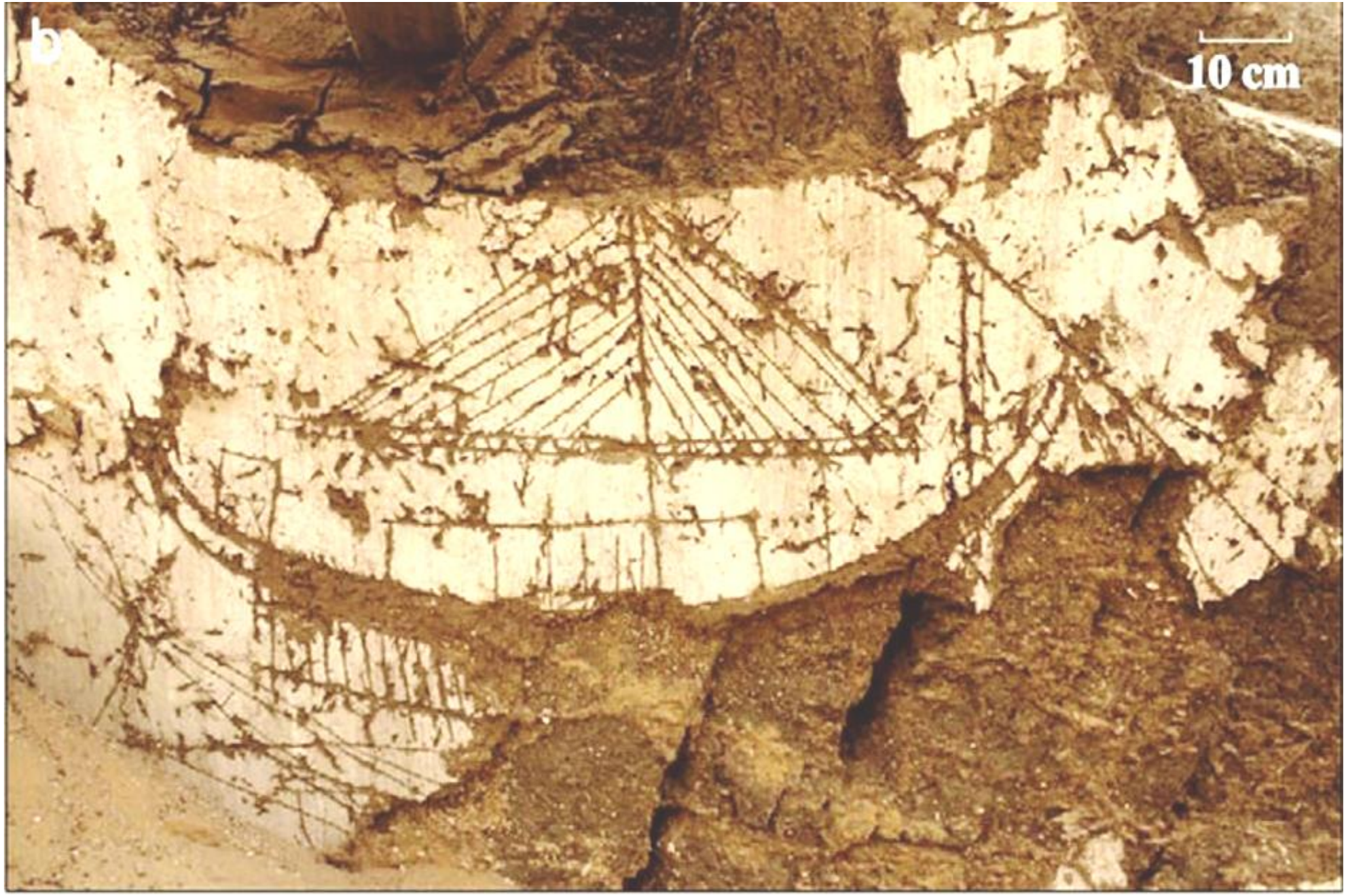
Josef Wegner



Royal Boat Burial and Watercraft Tableau of Egypt's
12th Dynasty (*c*.1850 BCE) at South Abydos
Josef Wegner



Royal Boat Burial and Watercraft Tableau of Egypt's
12th Dynasty (*c*.1850 BCE) at South Abydos
Josef Wegner

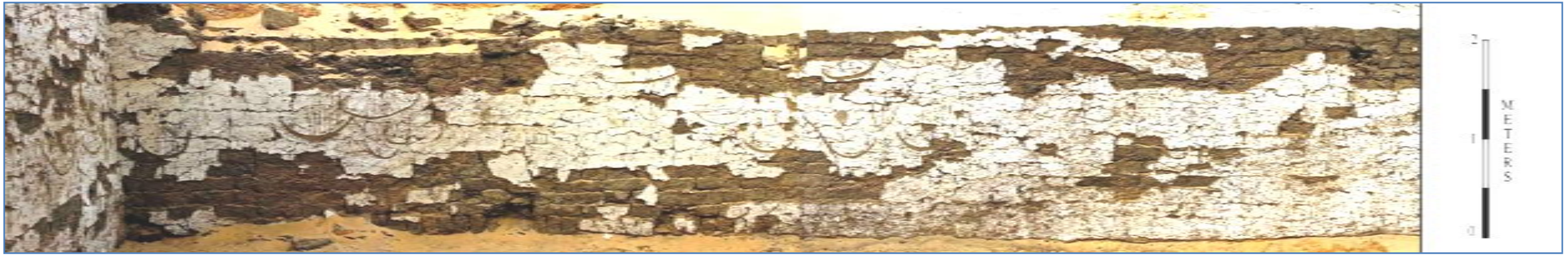


1850 a.C. - Royal Boat Burial and Watercraft Tableau of Egypt's

12th Dynasty (*c*.1850 BCE) at South Abydos

Josef Wegner

Túmulo de Barcos Reais com as Paredes mostrando Embarcações do Egito



https://www.shipmodell.com/imgplan/plan%20Trading%20vessel%20(Egyptian)%20bc%201500.jpg

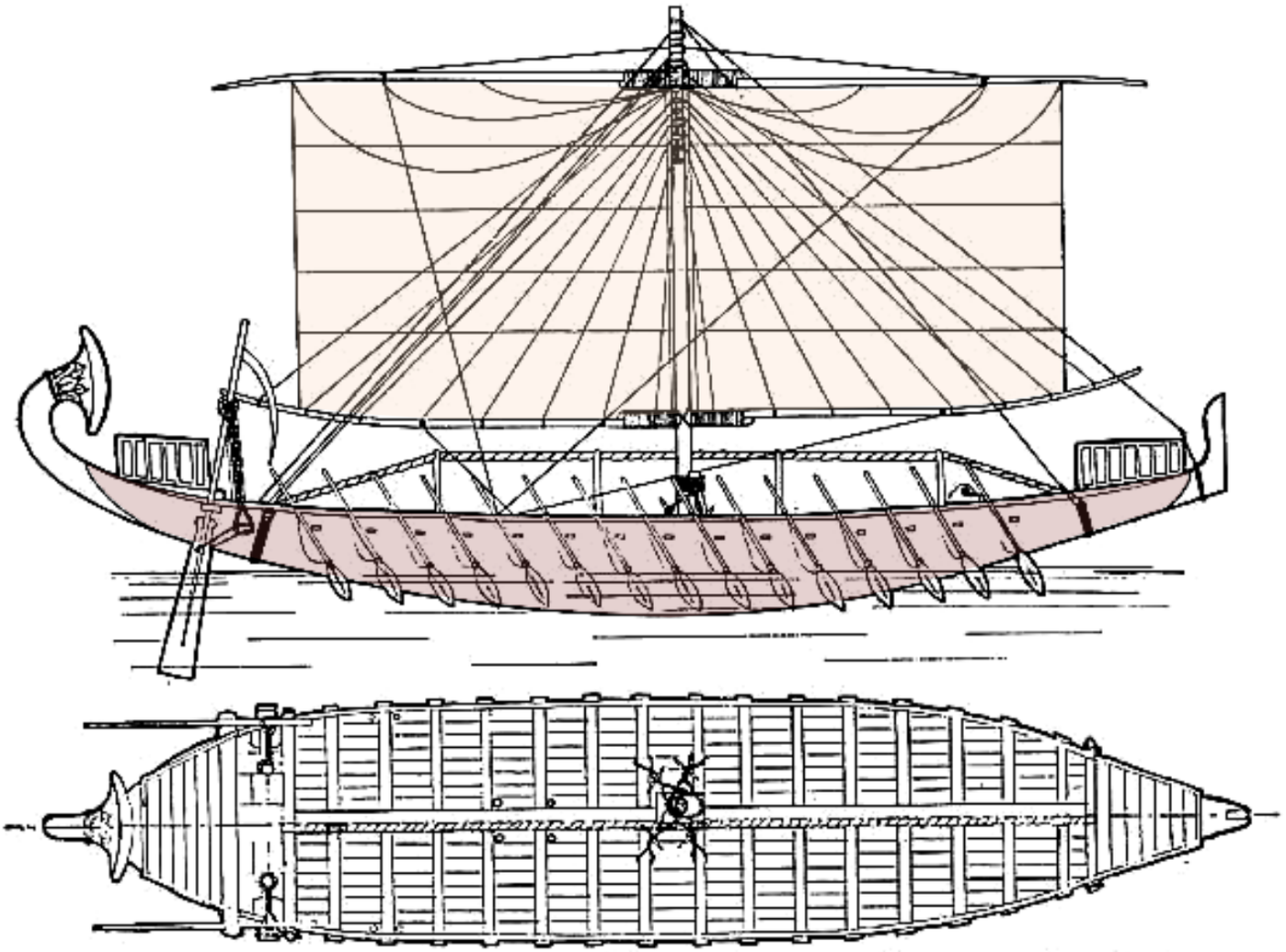


Fig. 8. Nave egizia del Regno Nuovo (XVIII dinastia, 1500 a.C.), tratta dai graffiti del tempio in Deir-el-Bahari della regina Hatshepsut.

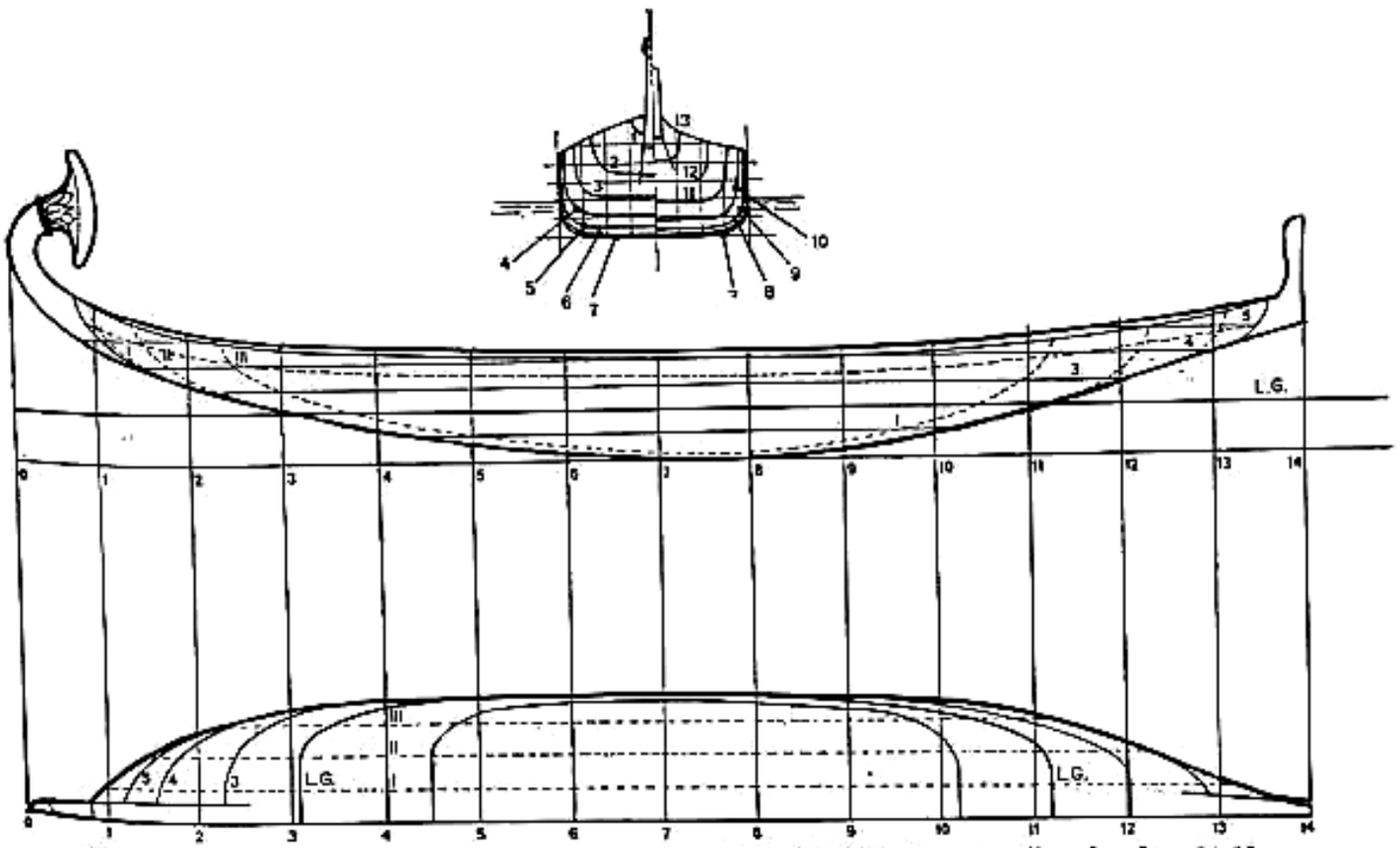
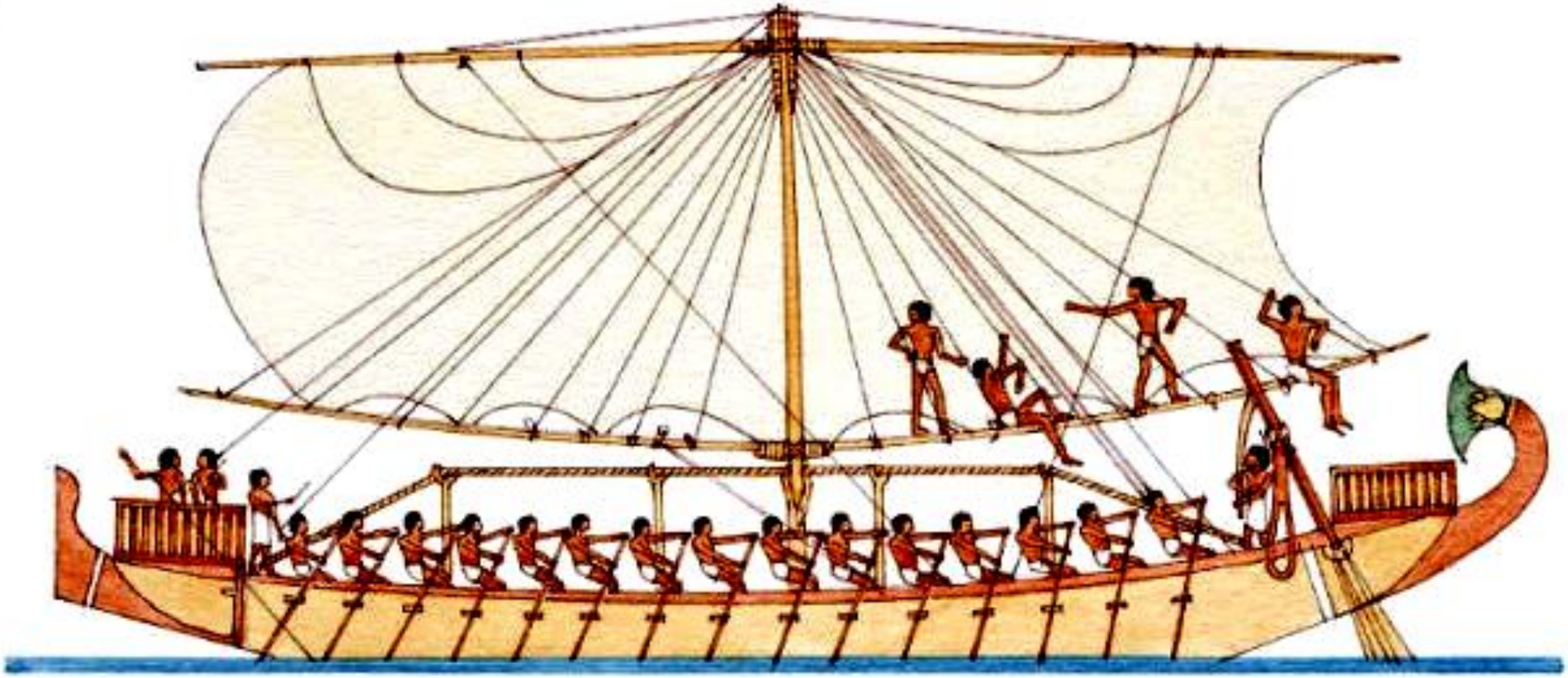


Fig. 9. Piano costruttivo della nave egizia della XVIII dinastia (lungh. f.t. 31,50 m, larg. max. 6,30 m).

http://www.runasimi.net/farao-UK.htm

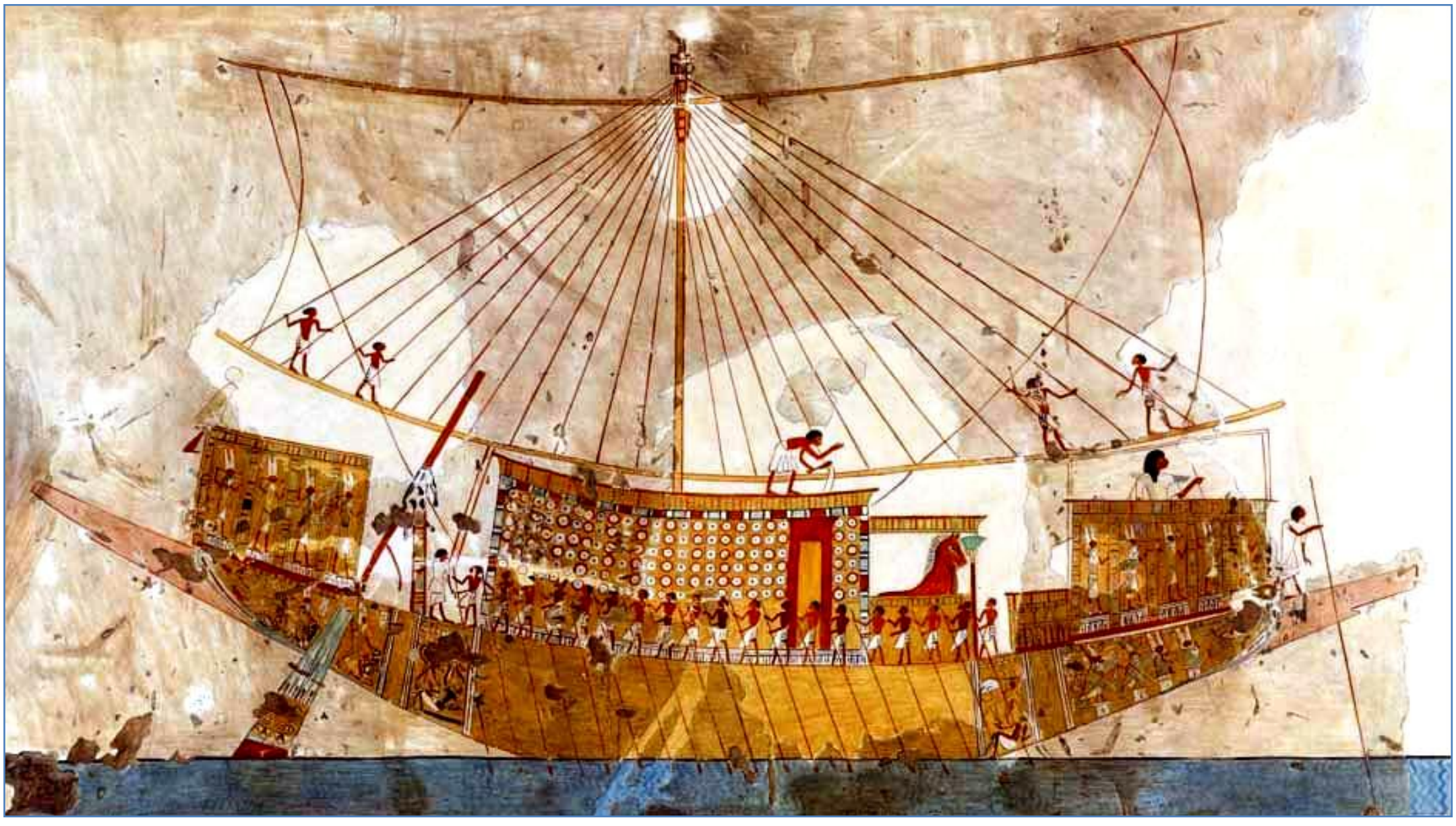
Observations from Egyptian tombs and pyramids



https://www.osirisnet.net/tombes/nobles/houy40/e_houy40_02.htm

Tomb TT 40 is in the Theban necropolis at Qurnet Murai. This is one of very few tombs datable with certainty to the reign of Tutankhamun. The owner is called **Amenhotep**, but prefers to be called the most familiar diminutive of **Huy** ; he undertakes the very important function of "King's Son of Kush, Overseer of the Southern Countries", in other words, he is Viceroy of Nubia.

The boat of Huy (subindo o rio NILO no sentido SUL)



The boat carries the Viceroy, who appears in the forward cabin, **facing south**, protected by a canopy; beside him, the pilot probes the river bed with a long pole. The sail is deployed to take advantage of the **north wind** and the rowers are distributed on each side of the bulwarks, supervised by a foreman who appeared on the roof of the main cabin, with a whip in his hand. At the front of the cabin is a stall for Viceroy's horses.

Ancient Egyptian Bark

Copy from a wall painting in the tomb of Huy, the egyptian viceroy of King Tut.

Ancient Egyptian Bark is a painting by Ben Morales-Correa which was uploaded on March 4th, 2014.

https://fineartamerica.com/featured/ancient-egyptian-bark-ben-morales-correa.html

ÉRICA SIANE MORAES

Heródoto (485 a.C. / 425 a.C.) e o Egito

Tradução e Comentários do Livro II das *Histórias*

Unicamp - Instituto de Estudos da Linguagem - 1999

Dissertação apresentada ao curso de Lingüística do Instituto de Estudos da Linguagem da Universidade Estadual de Campinas como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Lingüística

" ***Suas embarcações, empregadas no transporte de carga, são de lenho de acácia (ver foto), cujo aspecto é muito semelhante ao do lótus de Cirene, e sua resina é uma goma (arábica). Desta acácia cortam peças de dois côvados (um côvado=50cm) e, juntando-as como tijolos, constroem a embarcação do seguinte modo: em tomo das cavilhas, serradas e grandes, fixam madeiras de dois côvados; construindo desse modo o arcabouço do navio, dispõem as vigas por cima dele, e não utilizam nenhuma cavilha, e, no interior, as juntas são calafetadas com papiro (ver foto).***

Fabricam um só timão, que passa através da carena; para o mastro, utilizam lenho de acácia; para a vela, papiro.

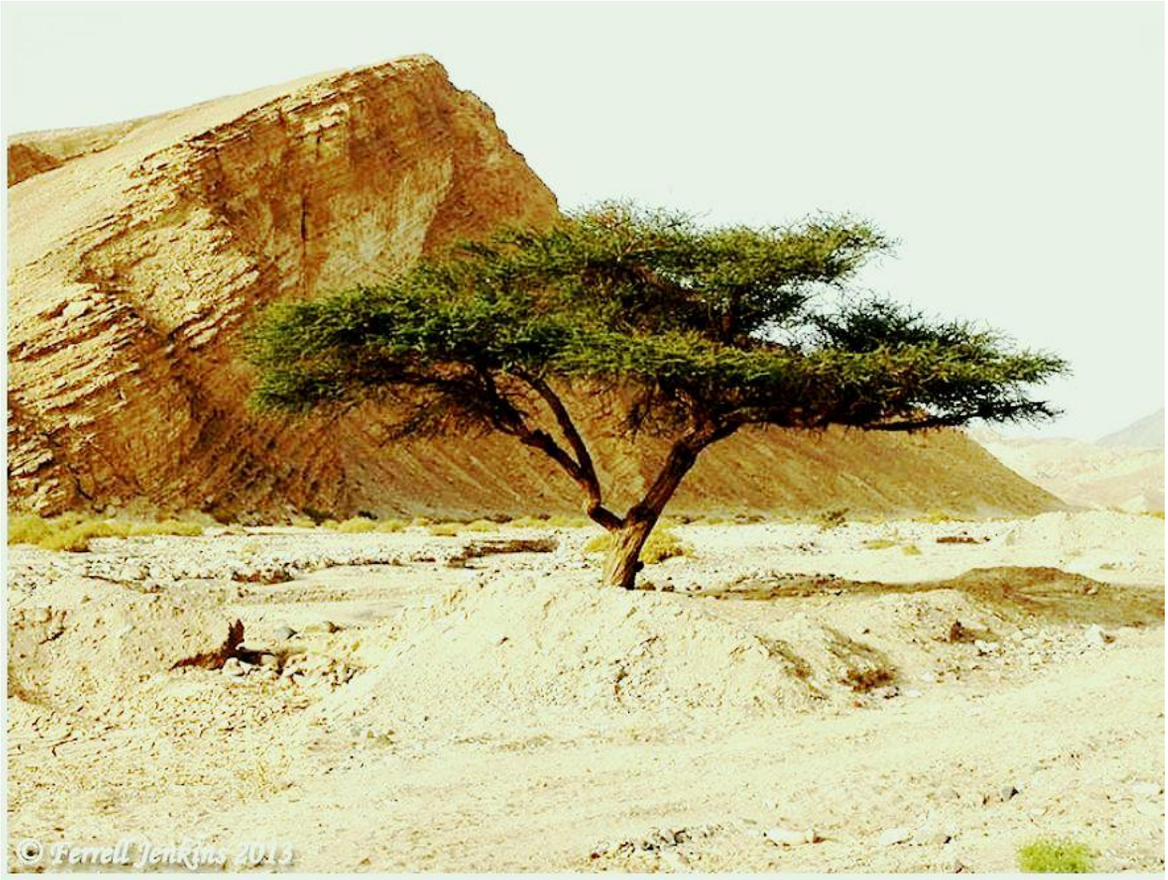
Esses barcos não conseguem navegar contra a corrente, a menos que domine um vento forte; são arrastados da terra.

Na descida do rio, são conduzidos assim: há uma grade feita de tamarga (ver foto), ajustada com junco (ver foto), e uma pedra furada com peso máximo de dois talentos (um talento = 27 kg) . Presa com um cabo, a grade é lançada, na parte dianteira do barco, na superfície da água, e a pedra, na parte de trás, presa pelo cabo. A grade, pelo impulso da corrente, avança velozmente e arrasta a baris (pois, este é o nome desse tipo de embarcação), enquanto a pedra, arrastada na parte de trás, no fundo do rio, mantém em linha reta a embarcação. Há muitíssimas embarcações como essa no Egito, que transportam muitos milhares de talentos (um talento = 27 kg) . (Histórias. 2. 96). "

Acácia nilótica

Papiro do Egito

Tamargueira



Junco

+ + +