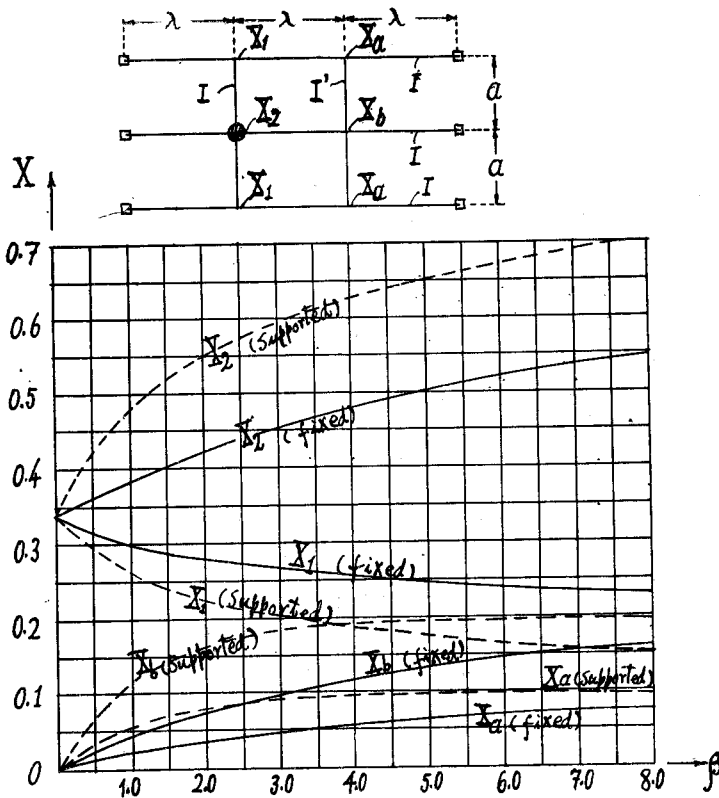


特に横桁の端部に於て、主桁と横桁との取付けを剛結 (Rigid) ならしめた場合と、これを単なる自由支点と考えた場合と比較して如何なる差異を生ずるか。

それ等について著者最近の研究を述べんとするものである。

図に示すものはその1例であつて、主桁3本、横桁2本の場合について、上記二つの場合を比較図示したものである。但し荷重點は図に示す如く中央格点の中の一つとする。(図参照)

$$\beta = 3\left(\frac{a}{\lambda}\right)^3 \left(\frac{I}{I'}\right)$$



但し X_1 は両側の主桁にかかる分担荷重

X_2 は中央の主桁にかかる分担荷重

X_a は荷重のあらざる横桁と側桁との交点に作用する分担荷重桁

X_b は荷重のあらざる横桁と中央主桁との交点に作用する分担荷重 (但し方向は逆になる)

詳細は講演に於て述べる。

(2-9) 流体力学的攪乱力による吊橋の振動

正員 東京大学工学部 工博 平 井 敦

単径間の吊橋が水平方向の風を受けた場合の安定性を支配する主要な因子は風圧に基づく固有振動数の低下であるとするのが筆者の主張である。

Fr. Bleich は Theodorsen が翼の振動問題に試みた方法を拡張し、複素数の係数を更に増加してこの問題を取扱っているが、表面華麗に見られる数式の円舞に比較してその物理的内容は薄弱である。

D. B. Steinmann は位相差の概念を導入し、解法を試みているが攪み振動に対する議論はともかく、捩れ振動

の取扱いにおいてかなりの難点を包含している。

Tacoma 橋の再建に際し Prof. Farquharson を中心として大規模な実験が行われたが、実験を開始してみても、振れ振動が吊橋の運命を支配することを識つたのである。しかし吊橋の振動数は一定であるとの態度を堅持している点が実験結果の処理に暗影を投げていることは否めない。

実験データの処理に当つては単にカルマン渦の振動数と風速との関係を示すいわゆる Strouhal 数を実験的に吊橋の場合に求めるという消極的な態度をとつている。またバネに吊された部分模型で実物模型の代用が可能であるとしているが、この点に対しても筆者は反対である。種々な吊橋について実験を行つた結果次の実験式を示しているが、理論的検証は示されていない。

$$\frac{V_c}{N_\phi b} = 1 \sim 2$$

V_c : 危険な振れ振動を開始するときの風速

b : 補剛桁の巾

N_ϕ : 吊橋の振れ固有振動数

英国における Severn Bridge の建設に当つても大規模な実験が行われたが、米国の実験の域を脱していない。

筆者は最近カルマン渦その他の原因により補剛桁に作用する擾乱力の振動数を ω とし、吊橋の振動を解析した結果 Dynamic Magnifier H は 写真—1 のような曲面で与えられることを示した。この曲面の等高線の一部を 図—1 に示す。ただし横座標 X および縦座標 Y は下記の如くである。

$$X = \left(\frac{V_K}{\omega_\phi b} \right)^2$$

$$Y = \frac{\omega}{\omega_\phi}$$

V_K : 限界風速 ($V_K > V_c$)

ω_ϕ : 吊橋の固有振れ円振動数

b : 補剛桁の巾

この結果を利用し従来筆者が求めていた限界風速 V_K の公式に含まれている係数を整えると、

$$V_K^2 = \frac{4\pi\sqrt{128}\sqrt{EJ \cdot KG}}{\mu C_d \rho b l^3} \times \sqrt{1 - \frac{1}{h}} \dots\dots\dots (1)$$

EJ : 吊橋の撓み剛性

KG : 吊橋の振れ剛性

l : 支間

b : 補剛桁の巾

ρ : 空気密度

C_d : 補剛桁の流体力学的抵抗係数

μ : 流体力学的係数に関係ある数値

h : 図—1 に関係ある数値

写 真 — 1

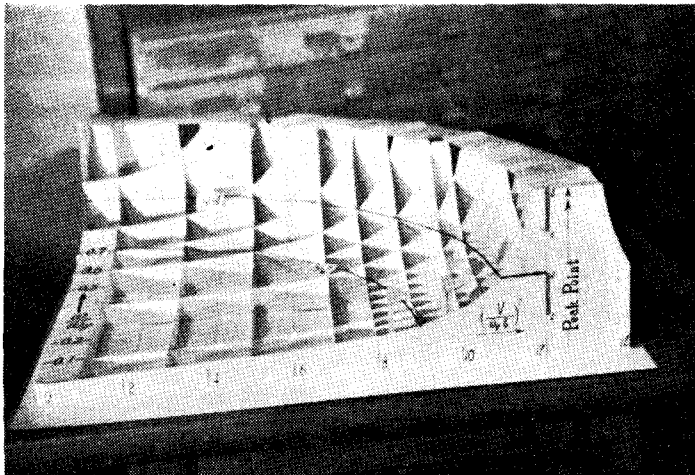
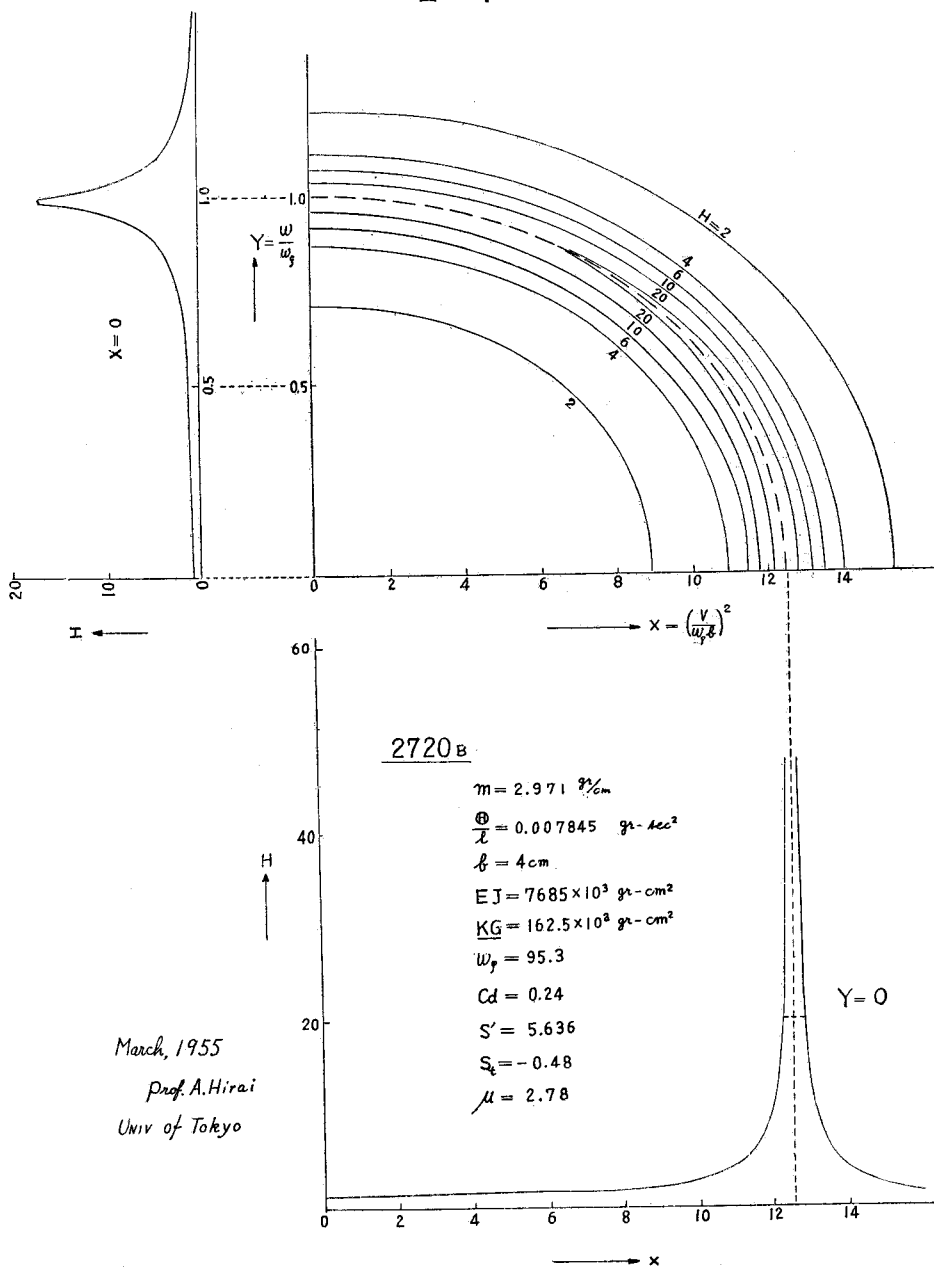


図 - 1



補剛桁の振れ剛性 KG に対しトラス自体の KG を省略すると

$$\underline{KG} = KG + \pi^2 \frac{b^2}{l^2} EJ = \pi^2 \frac{b^2}{l^2} EJ \dots (2)$$

(2) を (1) に代入すると,

$$\left(\frac{V_K}{N_\phi b} \right)^2 = \frac{\sqrt{128}}{\mu C_d \rho b^2} \frac{2m}{\left(\frac{b}{2r} \right)^2} \times \sqrt{1 - \frac{1}{h}} \dots (3)$$

N_ϕ : 吊橋の振れ固有振動数

$2m$: 単位長さ当りの吊橋の死荷重

g : 重力の加速度

r : 質量回転半径

補剛桁の垂直曝露面積 F 、および風圧係数 k を使用すると (3) 式は次の如く書きかえられる。

$$\left(\frac{V_K}{N_{\phi} b}\right)^2 = \frac{11.31}{2k\mu} \left(\frac{2r}{b}\right)^2 \frac{g}{\rho F b} \times \sqrt{1 - \frac{1}{h}} \dots\dots\dots (4)$$

実験結果との対比、理論の詳細な説明は講演会当日に譲る。

なお 図一 1 は空気力学的攪乱力以外の攪乱力が作用した場合にも適用できるが、この詳細は別の機会に述べたい。

この研究は文部省試験研究費により行われたものであることを附記する。

(2—10) 木道路橋の耐用年限判定方法及び その実測結果について

正員 早稲田大学理工学部 工博 青 木 楠 男
同 工博 十 代 田 三 郎
正員 金沢大学工学部 工博 ○喜 内 敏

本邦道路橋の総数 274,000 の中、過半数の 156,000 は木橋である。その中には老朽して危険に瀕している数も極めて多いが、その老朽度を定量的に判定する適切な方法がまだない。私達は木橋の耐用年限を定量的に判定する方法を考え、昨年夏から秋にかけ石川県全県下にわたり 77 橋、群馬県富岡市附近において 13 橋を実測した。この実測において採用した方法及び結果の概略を説明する。なお耐荷力の算定方法については山形県土木部道路課長遠藤靖氏の論文を参考にした。

(1) 木材の強度測定方法 木材を破壊せずにそのままの状態で強度を知る方法としては、木材強度測定機、成長錐、電気抵抗線歪計、木材の含水率測定機等を使用する方法が考えられている。実測の結果をみると、木材は鉄筋コンクリートや鋼材と異り架設年代が同じ同一の橋の桁においても、一本一本その強度が相当異っており、主桁はできるだけ全部にわたり検査をする必要を認めたので、次の様な方法を採用した。木材強度測定機を用いて曲げ又は圧縮強度をもとめ、腐朽検査棒を挿入して腐朽深さを測り有効断面を見出した。なお木材の内部に疑問のあるとき成長錐を用い、内部の状態をたしかめた。木橋の強度実測の場合は一般に足場が非常に悪いので、危険予防のため相当の注意が必要である。

(2) 実測の時用いた主な器具その他 木材強度測定機 1、成長錐 2、木材腐朽検査棒 4、釘打込保持器 16 引抜耐力測定用標準炭素鋼釘 500 本、金槌 2、寒暖計 1、湿度計 1、資料入れ試験管 30 本、30m 布巻尺 1、2 m コンバツクスルール 1、コンパス 1、望遠鏡 1、写真機 1、梯子 1～2、ロープ 2～3。なお測定橋梁の場所がそれぞれ相当離れており、連続して測るため自動車 1～2 台使用した。また場所により、測定時舟 1～2 艘用いた所もある。

(3) 測定時の人数 場合により増減はあつたが、大体次の人数で実施した。記帳手 1、機械手 2～3、人夫 2～4、自動車運転手 1～2、その他 1～3。

(4) 木橋の耐荷力(制限トン数)の算出 木橋の各部分の強度及び有効断面がわかれば、普通の計算方法で耐荷力が計算できる筈であるが、場合によつては上を通過する荷重の制限トン数を必要とすることがある。耐荷力の計算について、遠藤靖氏の論文を参考にして桁の負荷係数を 1.6 と仮定し、かつ衝撃係数を 0.25 として計算すると次式をうる(単純梁の場合)。

桁の断面が矩形的の場合

$$w = \frac{r}{L} [0.417BH^2\sigma - \{0.219(HB + hl + h_1d_0) + 0.531h_0l\}L^2]$$

桁の断面が円形の場合

$$w = \frac{r}{L} [0.245d^3\sigma - \{0.172d^2 + 0.219(hl + h_1d_0) + 0.531h_0l\}L^2]$$

w = 自動車荷重、 r = 支間の桁の本数、 L = 桁の計算支間、 B = 桁の断面の有効幅、 H = 桁の断面の有効高さ、 h = 敷成木の厚さ、 l = 桁の計算間隔、 h_0 = 土被りの厚さ、 d = 桁の有効直径、 σ = 桁の許容曲げ応力、 h_1 = 均し板の厚さ、 d_0 = 均し板の幅、(単位は長さは m、重さはトン) 制限トン数を出す場合、 σ の値は最小実測値の半分を取