

突桁式吊補剛桁橋について

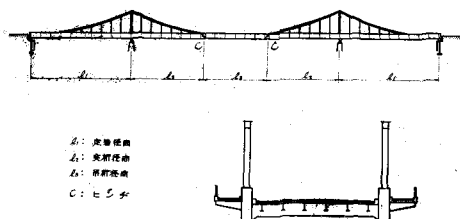
東京都建設局

鈴木俊男

1. ま え が き

突桁式吊補剛桁橋とは図-1に示すような比較的大きな突桁径間を有するゲルバー式プレートガーダー橋の一種であるが、その他と異なる特徴は突桁径間の長いために生ずる大きな負の支点曲げモーメントに対して吊引張部材によぬ桁を補剛する新形式の構造を採用していることである。従つて本橋は構造的には吊補剛部材を有する定着桁部分と、これにヒンズにより連結される単純支持の吊桁部分とから構成され外的には静定構造である。また定着桁部分は自碇式吊橋と類似した構造様式を有し、桁と吊引張部材とは補剛始点で連結され、さらにその中間においても吊材と支柱で連結されるので、この部分は内的分静定構造になる。さらに本橋では通常の吊橋の場合と異り吊引張部材にはワイヤーロープでなしに桁と同じような普通の構造用鋼材 ($E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ のもの) から成る部材を使用しているが、これは本橋では桁がセンズによつて分断されるためヒンズ部の撓み量があまり大きいとそこで桁の撓み線の折れる角度が急になり、また振動が大きくなつて交通にさしさわりを生ずる虞があるので撓み量をなるべく小さくするためである。

図 - 1



本橋の一般的特性を列挙すると次の通りである。

- (1) 比較的大径間の場合に適する型式である。
- (2) 外的静定構造であるから地盤の堅固でない地点においても架設することができる。
- (3) 支柱及び桁の連続性を利用して片持式架設法により架設することができる。
- (4) 桁には一般に支間の割に大きな曲げモーメントが作用しないから桁高を小さくできるので、吊補剛部材が引張部材であることと相まつて橋全体として外観上軽快な感じを与える。
- (5) 橋桁全体としての重心は下方にあるので横荷重に対して安定である。
- (6) 設計計算は弾性理論を用いれば比較的簡単に行うことができる。しかし撓み量の大きい場合には撓度理論によらなければならないその場合には必ずしも簡単ではない。
- (7) 吊橋的な形態を有するにも拘らず曲げ剛性は大きく通常の長径間のゲルバー式プレートガーダー橋におけると大差はない。しかしその特性として中央径間の撓み量は側径間の桁の曲げ剛性に大きく左右される。

2. 径 間 割

本橋ではその本質上側径間長は中央径間長の $\frac{1}{2}$ 以下になることが多いが、そのため端支点には負の支点反力が生ずる。そこでこの種の橋梁では次の方法が用いられる。(1) 端支点の下部構造の中に埋設した引張材により負反力を受けさせる。(2) 端支点近くに対重を設ける。(3) 対重の一部を定着径間に分布させて載せ、対重の不足による負反力に対しては引張材あるいは対重により抵抗させる。しかし本橋ではこれらの中特に(3)の方法が下の理由で採用されることが多いと考えられる。すなわち、本橋では定着径間長が小さいため死荷重の大きさが一定の場合には定着桁部分における最大曲げモーメント図の形状は一般に図-2において実線で示すように、負の曲げモーメントの方が正の曲げモーメントよりもかなり大きくなる。しかし定着径間における死荷重が突桁及び吊桁径間における死荷重よりも大きくなると、点線のように定着径間における正の曲げモーメント及び中間支点上における負の曲げモーメントは増加するが、負の曲げモーメントは著しく減少するようになる。従つて定着径間に対重の一部を過荷重として分布させて載せ、その死荷重を他の部分よりも大きくすれば定着径間に作用する負の曲げモーメント、すなわち最大曲げモーメントの値を軽減せしめることができる。

図 - 2

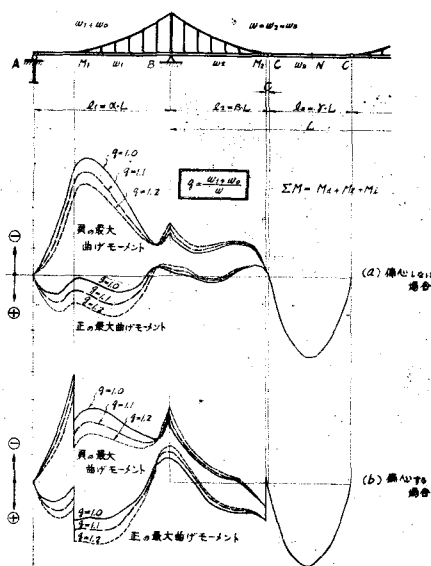


図-2のようになると、負の曲げモーメントは著しく減少するようになる。従つて定着径間に対重の一部を過荷重として分布させて載せ、その死荷重を他の部分よりも大きくすれば定着径間に作用する負の曲げモーメント、すなわち最大曲げモーメントの値を軽減せしめることができる。

次に本橋では通常端支点は可動支承とするから、大きな負反力が作用すると支承構造が複雑となり、そのため支承各部の作用も不明確になり易いので、側径間長をあまり短くすることは負反力が増大するから好ましくない。

側径間長を長くすると負反力は減少するが、荷重による撓み量が増加して橋全体としての曲げ剛性が乏しくなる。また定着桁及び吊桁に作用する最大曲げモーメントの大きさに著しい差があると、桁高を一定にすることが困難となつて外観上好ましくなくなるからこれらの値があまり異なることのないようにする必要がある。

そこで径間割の決定は地形、地質などの外にさらに上述の点を考慮し、次のようにする

のがよいと考えられる。

- (1) 端支点においては死荷重による負反力は生ぜしめない。

すなわち、定着径間に載せる等分布対重（過荷重）を W_0 、定着径間の死荷重を W_1 、突桁及び吊桁径間の死荷重を $W=W_2=W_3$ 、中央支間長を l として図-2のように記号を定めると、上の条件から

$$g \cdot \alpha^2 \geq \beta^2 + \beta \cdot r = \beta(1-\beta) \dots \dots \dots (1)$$

となる。(本橋ではその本質上 $\beta = 0.3 \sim 0.4$ とすることが多い)

- (2) 吊桁の中央点Nにおける正の最大曲げモーメント M_h の絶対値と、定着径間の補剛始点 M_1 における負の最大曲げモーメント M_m の絶対値とを等しくする。

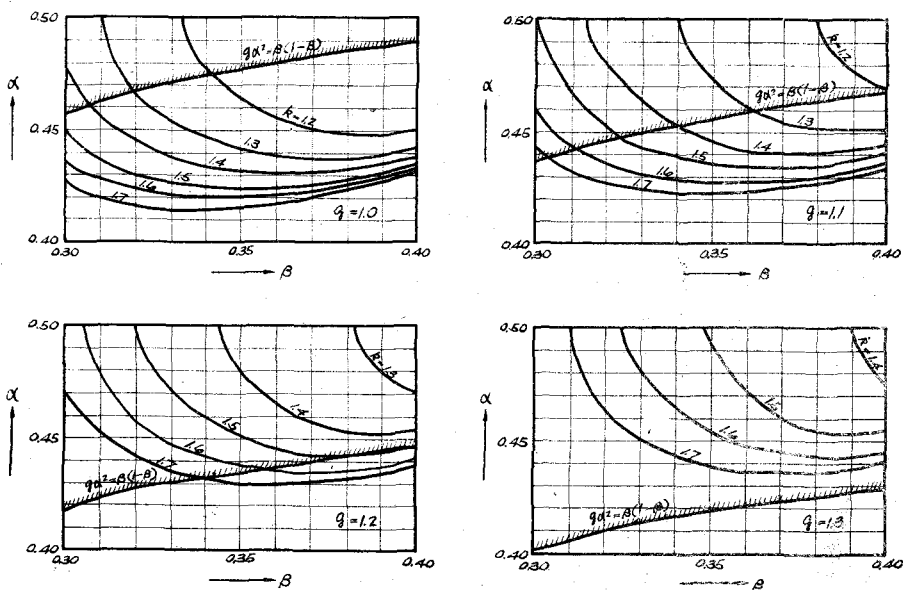
すなわち、活荷重を線荷重及び衝撃の影響を含めて P_0 なる等分布荷重に換算して表わし、
 $k = \frac{W+P_0}{W}$ とおくと、本橋では一般に $l_2 < l_1 < l_2 + l_3$ となるから M_m については中央径間だけに活荷重が載る場合を考えればよいので、上の条件による α と β の関係は次式のようなになる。

$$\frac{k}{8} \cdot (1-2\beta)^2 = \frac{k}{2} \cdot \frac{\beta}{\alpha} (\alpha - \beta) (1 - \beta) - \frac{g}{2} \beta (\alpha - \beta) \dots \dots \dots (2)$$

本橋では定着径間における負の最大曲げモーメントは一般に M_1 点よりやや中央に寄つた部分(偏心する場合)には M_1 点)に生ずるから、この条件を満足するように径間割を定めると定着桁と吊桁との桁高を容易に等しくすることができる。

図-3は(1)及び(2)式による α と β との関係を g 及び k の種々の値について示したものである。

図 - 3



3. 吊補剛部材の形状

吊補剛部材の桁の曲げモーメントに対する影響は一般に定着径間部分では少く突桁径間部分では著しい。すなわち、吊引張部材に作用する部材力は定着径間よりも突桁径間に載荷したときの方が遙かに大

きくなる。従つて支点曲げモーメントに対して桁を吊引張部材により補剛するには、その形状を突桁径間における曲げモーメント図の形に対応させる方が効果的である。ゲルバー桁では突桁径間には分布荷重の外に吊桁からの反力とか、活荷重とかが集中荷重として突桁先端に載荷されるので、その荷重満載時の曲げモーメント図の形は一般に

$$M_x = M_B \cdot \left(1 - \frac{x_2^2}{l_2^2}\right)^n \quad \text{ただし } 1 < n < 2$$

M_B : 支点 B における支点曲げモーメント

M_x : B 点を原点としたときの突桁径間における曲げモーメント

で表わされる。従つてこれに対応させる吊引張部材の形状はその縦距を y とすると $l_2 \div a$ であるから

$$y = h \cdot \left(1 - \frac{x_2^2}{a^2}\right)^n \quad h : \text{支柱高} \cdots \cdots \cdots (3)$$

にて示される。

支柱高 h が桁の変形及び桁に作用する水平力に及ぼす影響は極めて大で、一般に h を小さくするとこれらの値は増大し、桁の剛造は減少する。また h を必要以上に大きくすると吊補剛部材に要する鋼材量が増加し不経済になるばかりでなく、引張部材の形状が支柱上で著しくり外観上からも好ましくなくなる。これらのことから h は通常突桁径間長 l_2 の $1/3 \sim 1/4$ 位が適当と思われる。

4. 応力計算式の誘導

本橋は前述のように外的には静定構造であるが、定着桁部分は吊補剛部材を有するため内的不静定構造になる

しかし本型式では一般に吊引張部材は主として引算力に対して設計され、その断面二次モーメントは桁の断面二次モーメントに比して著しく小さいのが普通であるから、支間に比して撓み量が十分小さいときには計算上次の仮定が設けられる。(図-4)

図 - 4

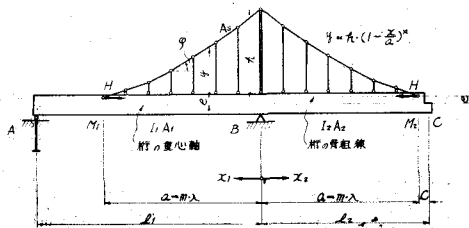
(1) 吊引張部材は各格間ごとの直線部材

を各格点においてピンで結合したもので、各格点連結線は支柱に関して左右対称の n 次の放物曲線形をなす。

(2) 吊材及び支柱は吊引張部材及び桁にピンで結合される。

(3) 桁における剪断力の影響は小さいから無視する。

従つて吊引張部材には軸引張力のみしか作用しないと考えられるから、定着桁部分は内的一次不静定構造になる。いま吊引張部材に作用する部材力の各水平分力 H は相等しいから、これを不静定力に選り計算の便宜上から中間支点 B を原点にとると、 H は一般に次式で示される。



$$H = \frac{\int_0^{\ell_1} \frac{M_0(Ma+e)}{I_1} dx_1 + \int_0^{\ell_2} \frac{M_0(Ma+e)}{I_2} dx_2}{\int_0^{\ell_1} \frac{(Ma+e)^2}{I_1} dx_1 + \int_0^{\ell_2} \frac{(Ma+e)^2}{I_2} dx_2 + \int_0^{\ell_1} \frac{\ell_1 Na^2}{A_1} dx_1 + \int_0^{\ell_2} \frac{\ell_2 Na^2}{A_2} dx_2 + \sum \frac{Sa^2}{A_s} \cdot s} = \frac{N}{D} \dots\dots\dots(4)$$

ただし

- M_0 : $H=0$ の場合、すなわち吊補剛部材がない場合における桁の曲げモーメント（単なるゲルバー桁としての曲げモーメントである）
- M_a : $H=+1$ による桁の曲げモーメント
- N_a : $H=+1$ による桁の軸力
- S_a : $H=+1$ による吊引張部材及び吊材、支柱の軸力。
- I_1, I_2 : 定着径間及び突桁径間における桁の断面二次モーメント。
- A_1, A_2 : 定着径間及び突桁径間における桁の断面積。
- A_s : 吊引張部材及び吊材、支柱の断面積。
- S : 吊引張部材及び吊材、支柱の部材長。
- e : 骨組線（ N の作用線）が桁の重心軸に対して上方に偏心する場合の偏心量、偏心しないときは $e=0$ となる。

また桁及び吊補剛部材に作用する曲げモーメント、剪断力及び軸力は

$$\left. \begin{array}{l} \text{桁} \left\{ \begin{array}{l} M = M_0 - H \cdot (y+e) \\ Q = Q_0 - H \cdot \tan \varphi \\ N = -H \end{array} \right. \\ \text{吊引張部材} \quad S = H \cdot \sec \varphi \\ \text{吊材} \quad Z = H \cdot (\tan \varphi r - \tan \varphi r \pm 1) \\ \text{支柱} \quad T = -H \cdot 2 \tan \varphi_B \end{array} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

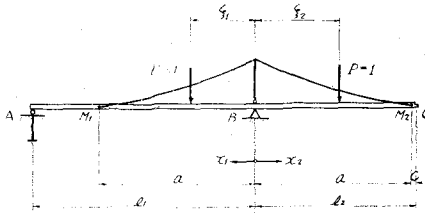
である。いま桁の断面値は定着径間と突桁径間とは異なるが、夫々の径間においてはその径間全長を通じて一定と仮定し

$$I_2 = k_i \cdot I_1 \quad A_2 = k_a \cdot A_1$$

とおき、また実際には多角形をなす吊引張部材を n が小さい（ $n < 1.5$ のことが多い）ので格点における部材間の角変化が比較的に小さいことを考えて、 n 次の放物曲線形をなすと仮定すると(4)式の分母 D は

$$D = \left(\frac{k_{i+1}}{k_i} \right) \cdot \frac{a}{I_1} \left\{ \frac{h^2}{2n+1} + \frac{2eh}{n+1} + e^2 \right\} + \left(\frac{k_{a+1}}{k_a} \right) \cdot \frac{a}{A_1} + \sum \frac{Sa^2}{A_s} \cdot S \dots\dots\dots(6)$$

となる。また分子 N は $P=1$ なる荷重が図-5のように載るものとするとき次のようになる。



- (1) $P = 1$ が定着径間の $0 \leq \xi_1 \leq a$ の範囲のみに載る場合。

$$N = -\frac{h}{(n+1)(n+2)I_1} \left\{ a^2 \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) - (a - \xi_1)^2 \left(1 - \frac{\xi_1}{a} \right)^n \right\} - \frac{\theta}{I_1} \left\{ a \xi_1 \left(1 - \frac{a}{2l_1} \right) - \frac{\xi_1^2}{2} \right\} \dots (7)$$

- (2) $P = 1$ が定着径間の $a \leq \xi_1 \leq l_1$ の範囲のみに載る場合。

$$N = \frac{h}{(n+1)(n+2)I_1} \cdot a^2 \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) - \frac{\theta \cdot a^2}{2I_1} \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1} \right) \dots \dots \dots (8)$$

- (3) $P = 1$ が突桁径間の $0 \leq \xi_2 \leq a$ の範囲のみに載る場合

$$N = -\frac{h}{(n+1)(n+2)I_1} \left\{ a^2 \left(\frac{1}{k_1} + \frac{\xi_2}{l_1} \right) - \frac{1}{k_1} (a - \xi_2)^2 \left(1 - \frac{\xi_2}{a} \right)^n \right\} \\ + \frac{a \cdot h \cdot \xi_2}{(n+1)I_1} \left(\frac{k_1 + 1}{k_1} \right) + \frac{\theta}{I_1} \left\{ a \xi_2 \left(1 - \frac{a}{2l_1} \right) + \frac{1}{k_1} \cdot \frac{\xi_2^2}{2} \right\} \dots \dots \dots (9)$$

- (4) $P = 1$ が突桁径間の $a \leq \xi_2 \leq l_2$ の範囲のみに載る場合。

$$N = -\frac{h}{(n+1)(n+2)I_1} a^2 \left(\frac{1}{k_1} + \frac{\xi_2}{l_1} \right) + \frac{a \cdot h \cdot \xi_2}{(n+1)I_1} \left(\frac{k_1 + 1}{k_1} \right) \\ + \frac{\theta}{I_1} \left\{ a \xi_2 \left(1 - \frac{a}{2l_1} \right) + \frac{a}{k_1} \left(\xi_2 - \frac{a}{2} \right) \right\} \dots \dots \dots (10)$$

5. 模型実験

本実験は本型式の橋梁構造が東京都の荒川放水路の河口に架設される新葛西橋の主径間に採用されることになったので、その設計の基本的資料を得るため東大橋梁研究室において行われたものである。実験は第一次及び第二次に区分して実施されたが、第一次実験は基礎実験として簡単な模型について行つたものなので省略し、本文では第二次実験の概要及び結果についてのみ述べる。

模型桁は実験の都合上新葛西橋設計案の $1/58.3$ の縮尺で製作し、桁のスパス割、断面二次モーメント及び吊引張部材の断面積は設計案と相似性を有するようにした。図-6は模型の概略図であるが、桁は2-FigPI 16×1^{1/4} WedPI 35×1^{3/4} の真鍮製で2本の桁は木材で連結されている。支点はすべてピンで中間支点は固定、端支点は可動であるが、端支点には負の反力が働くので浮き上りぬようにした。吊引張部材は2枚の真鍮板を1組とし、1ヶ所で長さが調整できる構造とした。吊材は伸縮調整のできる

ネジを用いた部分と真鍮板のみの部分とがあり、支柱は下端ヒンジの揺柱式構造となつている。また桁と吊引張部材との連結部（補剛始点）及び支柱は偏心させられるようにしてある。

静力学的実験では載荷により図示の位置における吊引張部材及び桁の静的応力並びに格点16における桁の撓みを、電気抵抗線歪計（ゲージ長20mm）及びダイヤルゲージを用いて測定した。吊引張部材では部材の両面にゲージを設置して偏心などによる影響を除くようにしたが、桁では曲げと共に軸力が作用するので桁の上下フランジにゲージを設置して測定結果から曲げ応力と軸応力とを分離するようにした。

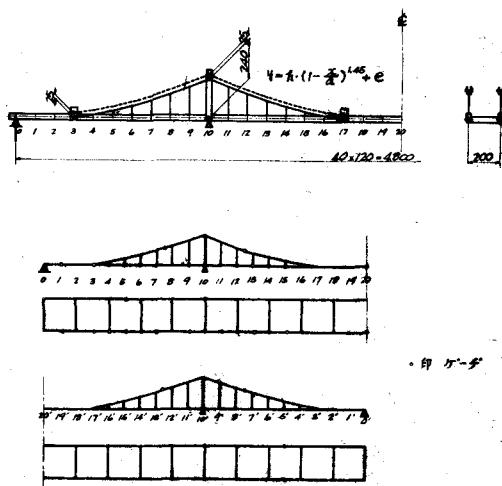
振動実験では自由振動及び強制振動を桁に与えて吊引張部材及び桁の格点5における応力の変化を電気抵抗線歪計によりオツシロに取つて調べた。自由振動は桁に予め荷重を加へておきそれを急に除去することによつて振動を起させて測定し、それから固有振動周期及び対数減衰率を求めた。強制振動は起振器（偏心荷重 $4 \times 1.5g$ 、偏心距離1.5cm）を格点16に設置して起振させ、これより共振曲線を求めた。なお振動実験では死荷重を1:2の割に二通りに変えて行つた。

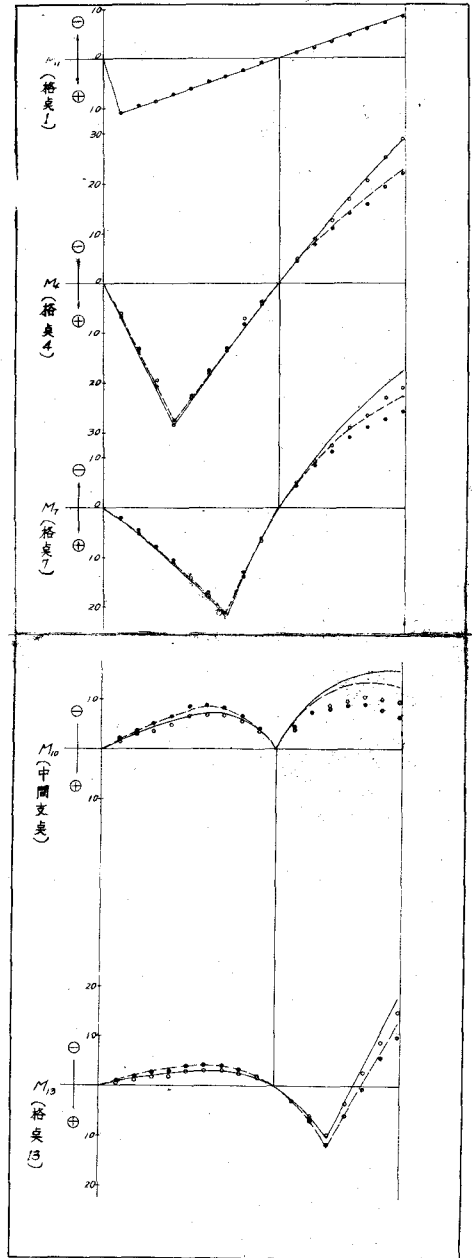
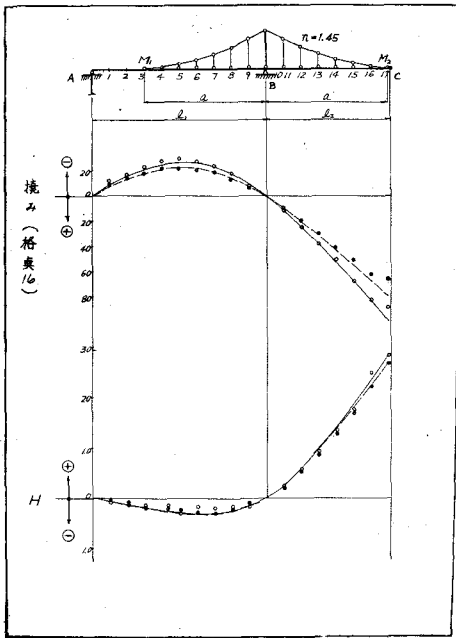
図-7、8、は実験結果の一部であるが、図中の線で示した理論値は弾性理論により誘導した(4式以下によつて計算したもので、偏心しない場合と偏心する場合（ $e = 2.5\text{cm}$ でその値は破線と黒点で示す）について示してある。

第一次及び第二次の力学実験結果より本橋の力学的特性について考察を加えると次の通りである。

- (1) 本橋は橋梁構造として十分なる耐荷力と曲げ剛性を有すると考えられる。
- (2) 本橋に対して著者の導いた弾性理論による応力計算法は実用上差支えない精度を有し、かつ安全側の値を与えると認められる。
- (3) 吊補剛の効果は定着径間よりも突桁径間部分において特に顕著である。
- (4) 桁の重心軸に対して骨組線を上方に偏心させる効果は明確である。
- (5) 水平力H及び撓みの大きさは支柱高hが減少すると増大している。また理論値と実測値の差はhの小さい程、すなわちHの大きい程大きくなつている。（第一次実験による）一般にHの変化と撓みの変化とは類似の傾向を示しており、撓みの大きい場合にはHにおける誤差も大きいので、このような場合には設計計算に桁の変形を考慮する撓度理論を適用すべきであろう。

図 - 6





- (6) 桁の剛性は吊引張部材の断面積の小さい程減少しているから、吊引張部材に引張強度の特に大なる材料を使用しても剛性の点からは有利とはいえない。
- (7) 曲げモーメントは吊補剛されていない部分では理論値と実測値とがよく一致するが、補剛されている部分では縦距 y の大きい程、また H の大きい程誤差が大きくなっているから注意を要する。
- (8) 定着径間において M_{max} の生ずる点は補剛始点 M_1 よりやや中央によつた点(偏心するときは M_1 点)であるが、この部分では y が小さいので H の少々誤差は M に殆んど影響しないから、径間制を決める場合などは H の精度についてはあまりこだわる必要はない。

- (9) 死荷重の増加(1:2の割)による固有振動周期の変化は、通常のゲルバー桁の場合に比較して少くないが、(1:1.17であつた)これは吊補剛してあるためであろう。

模型実験はなお本年も引き続き第三次実験として風洞実験及び光弾性実験を行う予定である。

本実験は東大平井教授指導の下に主として伊藤講師、大学院学生松原氏が行つたものであるが、終り

に実験に関与された橋梁研究室の方々並びに新葛西橋の設計と関連して本実験の計画に努力された東京都針谷、米沢、佐藤、青木の四君及び本研究に多大の援助を与えられた建設省地方道課、東京都建設局その他関係の方々に深い感謝の意を表する次第である。