

山梨大学工学部 正員 深沢泰晴
山梨大学大学院 学生員 河西晴征

1. はじめに

長径間吊橋主塔の橋軸方向の曲げ剛度の下限は、一般に座屈耐力によって規制される。その場合理論的には、長径間吊橋の場合主塔頂部における主ケーブルの拘束力が非常に大きいので、主塔は底部固定・頂部ヒンジの柱(図-1)として扱われることになる^{1,2)}。これはイギリス・ドイツ等に見られる比較的新しい主塔設計の動向でもあり³⁾、頂部は自由の柱とするアメリカ流^{4,5)}に較べれば、吊橋主塔は遙かにスレンダーに設計されることになり、経済的に有利である。

しかしながら、このように吊橋主塔をスレンダーに設計する場合には、吊橋補剛桁の動的挙動との関連においても、充分安全であることが保証されなければならない。すなわち、補剛桁に惹起される対称振動は、主ケーブルに動的附加張力を発生させるので、それを支持する主塔の *parametric instability* につながるおそれがあるからである⁶⁾。本報告は、このような長径間吊橋主塔の動的不安定問題に関する研究の第一段階として、吊橋模型によって、その主塔に発生する動的不安定現象を実験的に確認しようとするものである。

2. 主塔の動的不安定領域の計算

長径間吊橋の主塔を図-1のようなモデルに置き換えて、その動的不安定領域を算定する。外力 V の動的成分の周期を一定と仮定して次式で表わす；

$$V(t) = V_0 + V_x \cos \theta t \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 V_0 は時間に無関係な一定力を表わし、静的つりあい状態における吊橋の主ケーブルの塔頂における鉛直反力に対応する。また、動的周期力を表わす $V_x \cos \theta t$ は吊橋補剛桁の一定周期の振動によって生ずる主ケーブルの動的附加張力に対する塔頂での鉛直反力に対応する。

このようなモデルのパラメトリック励振型振動の不安定領域は、文献⁷⁾を参照して近似的に図-2のように求められる。第三次以上の不安定領域については、ここでは問題にならないので省略した。同図において、 Ω は図-1のモデルが一定力 V_0 を受けるときの曲げ振動の固有円振動数を表わし、また、 μ は励振パラメータと呼ばれる無次元量である。すなわち

$$\mu = V_x / 2(V_* - V_0) \quad \text{----- (2)}$$

ここに、 V_* は図-1のモデルの曲げ座屈荷重。

3. 模型吊橋による主塔の動的不安定実験

中央径間 / 500m, 側径間 560m の3径間単純補剛桁の吊橋を原型に選び、模型の材料は補剛桁に塩化ビニル、主塔に真鍮、ケーブルにワイヤーを用いた。模型の縮尺率は、実験も重力場で行われること、 $F_0 \omega_0$ の弾性法則および Newton の慣性法則が支配的であることを考慮し、さらに実験室の許容スペース、測定装置の性能とから定めた。すなわち、長さ、時間の縮尺率をそれぞれ

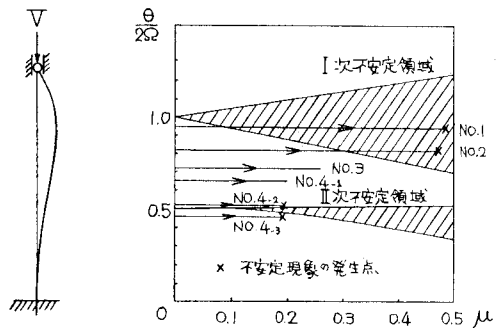


図-1 主塔モデル

図-2 不安定領域と実験結果

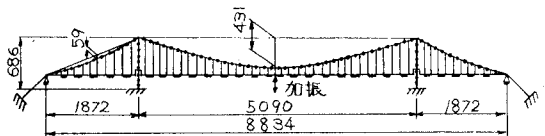


図-3 模型吊橋の一段図

$l^* = 300$, $\omega^* = 17.32$ と決定した。また密度に

関する縮尺率 ρ^* は Dummy Weight を用いることによって相似則を緩和した⁶⁾。模型の一般図を図-3に示す。模型主塔は4種類製作し、その諸元は表-1の通りである。

実験は中央径間補剛桁のスパン中央点に周期的な強制変位を与えることによって加振し(図-3)、補剛桁を対称3次の振動モードで振動させ、振幅を制御した。

すなわち、補剛桁の対称3次の固有周期($\theta = 29.75 \text{ rad/sec}$)を常に保持しながら、その振幅のみを増大させていった。

4. 実験結果と考察

補剛桁の対称3次の固有振動に対して、その振幅を知らば塔に作用する軸力の動的成分 V_k は容易に計算することができる。したがって、振幅のみを増大させていった場合の $\theta/2\rho - \mu$ の関係は、各実験に対して図-2の矢印を持った横軸に平行な直線で表わされる。同図中の×印はその点ではじめて不安定現象が発生したことを意味する。不安定現象の確認の一例を図-4に示す。図-4(a)は中央径間の補剛桁のスパン中央断面における曲げ垂直ひずみの記録であり、図-4(b),(c)は塔の中央断面における曲げ垂直ひずみの記録である。(b)は安定と見做し、(c)は不安定と判定した。

表-1 模型吊橋主塔の諸元

| NO. | R_1 (cm) | I (cm ⁴) | W (g/cm) | V_k (kg) | V_0 (kg) | Ω (rad/sec) |
|-----|------------|----------------------|------------|------------|------------|--------------------|
| 1 | 68.6 | 1.010×10^3 | 6.20 | 4.20 | 4.06 | 15.43 |
| 2 | 68.6 | 1.065×10^3 | 6.30 | 4.43 | 4.06 | 18.79 |
| 3 | 68.6 | 1.120×10^3 | 6.40 | 4.65 | 4.06 | 20.74 |
| 4-1 | 68.6 | 1.174×10^3 | 6.50 | 4.88 | 4.06 | 22.88 |
| 4-2 | | | 4.00 | | | 29.25 |
| 4-3 | | | 3.00 | | | 31.48 |

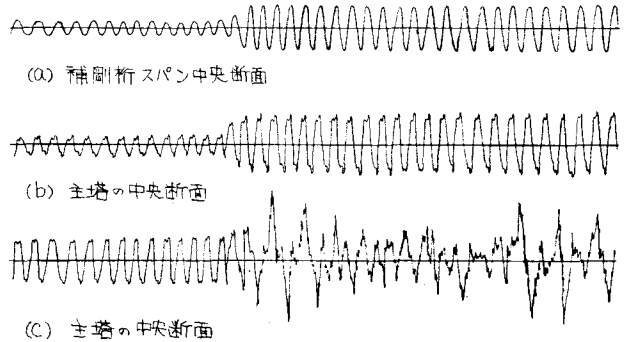


図-4 振動記録(曲げ垂直ひずみ)

今回行なった実験の総括が、表-2に示され、また図-2中にも上述の要領で書き込まれている。これらの結果の分析については講演当日にゆづる。

終りに、本研究に協力いただいた安部善憲(長大橋設計センター)ならびに岡野幹雄(フジタ工業)の両氏に謝意を表したい。また本研究は文部省科学研究費補助金の交付を受けたことを付記する。

表-2 動的不安定実験の結果

| NO. | θ (rad/sec) | V_k および μ の変動範囲 | | 動的不安定現象発生時の V_k および μ | | |
|-----|--------------------|-----------------------|-----------|-----------------------------|------------|-------|
| | | V_k (kg) | μ | 不安定領域次数 | V_k (kg) | μ |
| 1 | 29.75 | 0 ~ 0.136 | 0 ~ 0.479 | I | 0.136 | 0.479 |
| 2 | 29.75 | 0 ~ 0.347 | 0 ~ 0.467 | I | 0.347 | 0.467 |
| 3 | 29.75 | 0 ~ 0.227 | 0 ~ 0.265 | 不安定領域外 ----- 安定 | | |
| 4-1 | 29.75 | 0 ~ 0.313 | 0 ~ 0.190 | 不安定領域外 ----- 安定 | | |
| 4-2 | | 0 ~ 0.313 | 0 ~ 0.190 | II | 0.313 | 0.190 |
| 4-3 | | 0 ~ 0.296 | 0 ~ 0.180 | II | 0.296 | 0.180 |

参考文献 1) 深沢：土木学会講演会概要，昭和43年 2) 加藤茂之：山梨大学工学部卒業論文，昭和43年
 3) K.Kloppel, 他：Stahlbau, 1965 4) B.Birdsall：Transactions of A.S.C.E, 1942
 5) K.H.Chu：Procs. of A.S.C.E, 1958 6) 平井・伊藤：土木学会講演会概要，昭和40年
 7) V.V.Bolotin：The Dynamic Stability of Elastic Systems, Holden-Day, 1964
 8) 江守・D.J.Schuring：模型実験の理論と応用，技報堂，昭和48年