

斜張橋の最適設計に関する研究

京都大学工学部 正員 山田善一
 春本鉄工 正員 大宮司尚
 大阪市 正員 〇 太田 拓

まえがき

斜張橋は近年わが国においても多く架設されるようになった新しい構造形式の橋梁である。新しい構造形式の場合、「いかに合理的に各断面の剛性を決定するか」という問題は設計者のなやむところである。

本研究では、設計者に合理的な主桁とケーブルの剛比、アレストレス量を与えるべく、構造統合の考え方²⁾ととりいれて斜張橋の最適設計を行なった。最適設計においては、主桁の剛性を一様と仮定し、最適化の手法にはSUMTを適用し、構造解析には斜張橋を平面骨組構造物として変位法を用い、活荷重と求めるための影響線は相反定理を用いて求めた。制約条件は道路橋示方書¹⁾にしたがい、目的関数には施工まで含めた換算コストと考えた。

このような橋梁の最適設計においては、設計変数、制約条件の数が多くなり、演算時間や解の収束性などに大きく影響する。

そこで本研究では、まず主桁についての Sub-optimization¹⁾を行ない軸力まで含めた換算曲げモーメント-桁断面積曲線を求め、設計変数と主桁の断面二次モーメントとケーブル断面積の2個に、制約条件と主桁のたわみに関するものと、ケーブルの応力度に関するものの2種に限定することができた。また斜張橋の設計に重要な要素である塔の剛性とアレストレス量については、塔の剛性は一定と仮定し、アレストレス量はケーブルの部材端外力として与え、解の収束性に不安があるため設計変数とはせずに、0t, 500t, 1000t, ... と各場合において最適設計を行ない最適なアレストレス量の存在領域を推定するにとどめた。

モデル

最適設計に用いた斜張橋のモデルは Fig. 1 に、Sub-optimization¹⁾に用いた桁の最小断面は Fig. 2 にそれぞれ示している。

換算曲げモーメント

軸力を曲げモーメントに変換して換算曲げモーメント(M')を求めるのに次式によった。

$$M_T = N \cdot \Sigma / A_{min} \quad M_T: \text{変換曲げモーメント} \quad (1)$$

$$M' = M + M_T \quad (2)$$

上の式における A_{min} : 桁の最小断面積, M, N はそれぞれ max と min の2種を考えている。

Sub-optimization

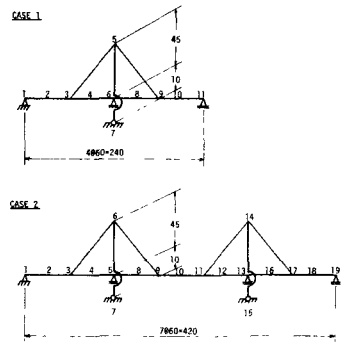


Fig. 1

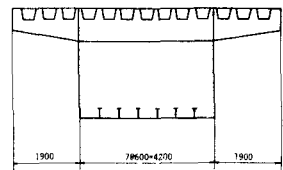


Fig. 2

主桁の最小断面積を求めるために Sub-Optimization を行った。

- 設計変数 - 上下フランジ断面積の2個
- 制約条件 - 各応力度・許容応力度以下, 設計変数に下限を設ける。
- 目的関数 - 桁断面積
- 鋼材の種類 - SS41, SM50, SM58 の3種

Sub-Optimization の結果は Fig. 3 に示している。

構造解析

剛性マトリクスの逆マトリクスを求めず、多元連立方程式と、Gauss の直接法によって解く変位法を用いた。フローチャートと Fig. 4 に示す。荷重条件は、道路橋示方書による。

最適設計の定式化

- 設計変数 - 主桁の断面二次モーメントとケーブル断面積の2個
- 制約条件 - ケーブル応力度が許容応力度以下、と主桁のたわみに関するもの。
- 目的関数 - 施工まで含めた斜張橋の換算コスト

計算結果

最適設計の計算結果は Table 1, 2 と Fig. 5 に示している。

結論

- 1) 最適アレストレス量は CASE1 の2径間モデルでは 1000t の付近に、CASE2 の3径間モデルでは、2500t 付近にある。
- 2) すべての最適解は、主桁のたわみの制約条件によって決定され、ケーブルの引張り応力度には余裕がある。すなわち Fully Stress Design とはなっていない。
- 3) しかしアレストレス量を増加させるにしたがって、ケーブルの引張り応力度は許容応力度に近づく。
- 4) ケーブルの断面変化は、主桁のたわみにほとんど影響しない。
- 5) 主桁のたわみは、主桁の断面二次モーメントの影響を一番よくうける。
- 6) 最適アレストレス量の存在領域が Fig. 5 のような単純な曲線で決定されたので、これを設計変数としても最適設計の解の収束性に不安がないと思われる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書，1974
- 2) L.A. Schmit：Structural Synthesis 1959-1969：A Decade of Progress, Japan-U.S. Seminar on Matrix Method of Structural Analysis and Design, Tokyo, 1969

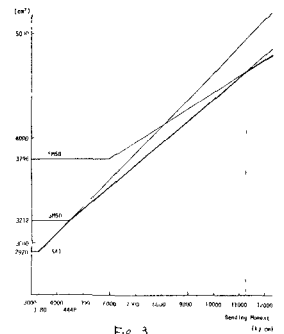


Fig. 3

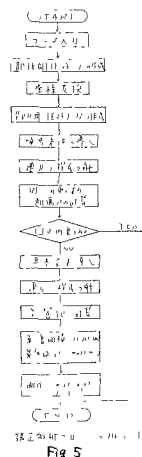
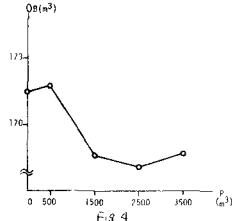
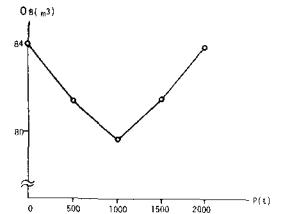


Fig. 5

Table 1

	P=0	P=500	P=1000	P=1500	P=2000
T	0.5611	0.5622	0.5625	0.5674	0.5599
A	0.0157	0.0133	0.0133	0.0140	0.0156
P	37.5	44.4	44.4	42.6	37.6
Q ₀	18.4	20.7	20.7	18.5	18.9
Q _c	475.11	492.70	492.70	531.08	531.30

Table 2

	P=0	P=500	P=1500	P=2500	P=3500
T	0.5611	0.5622	0.5625	0.5674	0.5599
A	0.0157	0.0133	0.0133	0.0140	0.0156
P	37.5	44.4	44.4	42.6	37.6
Q ₀	18.4	20.7	20.7	18.5	18.9
Q _c	475.11	492.70	492.70	531.08	531.30