

I-4 床版と桁の相互作用を考慮したプレートガーダー橋の最適設計について

室蘭工業大学 正員 杉本博之

1. まえがき 数年前の道路橋床版の破損事故は、その原因の1つとして、支持桁間の不等沈下による床版への付加曲げモーメントが指摘された。その後の研究、改訂により、現行の道路橋示方書¹⁾(以下道示)あるいは設計便覧²⁾(以下便覧)等では、その対策として以下のような項目が規程された。

まず、床版を支持する鋼桁に関しては、剛な荷重分配横桁の設置が規程されている。これは、荷重分配効果を発揮させるためであり、格子剛度が $1/0 \sim 2.5$ の範囲で鋼重等を考慮して設計するよう指導されている²⁾。床版に関しては、設計曲げモーメント式が改良され、また、支持桁間の剛性が大きく異なる場合には、不等沈下による付加モーメントを考慮して設計し、さらに、状況に応じて床版厚の下限値を上げるように指導されている³⁾。

しかしながら、格子剛度が $1/0$ より大きいという条件のみでは、床版の安全性においても、経済性においても一様でない設計を許容し得ることが指摘されている⁴⁾。また、床版の安全性を一様に保つという観点に立てば、支持桁間の剛性が著しく異なる場合はもとより、一般のプレートガーダー系橋梁においても、支持桁間の不等沈下による付加モーメントは、常時床版の設計に考慮すべきように思われる。

また、現行の道示等に従うと、床版厚は薄い方が、鋼桁の重量あるいは製作費が少なくなるので、実際の設計においては、許し得る最小の床版厚を採用しているようである。しかし、本来付加モーメントも床版の設計に考慮すべきであるという立場をとれば、鋼桁の重量を増して剛性を上げることにより、床版の設計曲げモーメントは減少し、床版の製作コストを減少させ得る。プレートガーダー系橋梁の経済比較は、トータルな鋼重あるいはコストで行うべきで、鋼桁重量のみを考慮し、床版厚を薄くする設計の考え方は疑問である。

以上の問題点を考慮して、本報告ではまず、支持桁間の不等沈下による床版の付加モーメントを求めるために、変位法の結果を用いる方法を採用し、それより得られた付加モーメントは、値の大小にかかわらず道示に規程されている床版の設計モーメントに加えるという考え方に基いて、床版-鋼桁系の最適設計を行っている。最適設計問題の制約条件は、道示、便覧に基づき、さらに1、2の条件を付加している。目的関数は、鋼板、鉄筋および床版間の材料費あるいは工場製作費の比による換算容積を用いる。

本報告の設計の対象は、主に、支持桁間の剛性の差が著しいとされている主桁2本、縦桁1本のプレートガーダー橋であるが、以上より得られた結果を整理、検討して、荷重分配横桁の設計、縦桁と主桁の関係、床版の版厚等の特性を検討している。

2. 構造モデル及び解析 本報告で設計の対象としている構造モデルおよび付加モーメント等の解析法を以下に説明する。

2-1 プレートガーダー橋：本報告で設計の対象としているプレートガーダー橋は、図-1に示す、2主桁、1縦桁、1横桁の上路橋であり、床版は鉄筋コンクリートである。縦桁は、互いにモーメントの伝達が可能のように横桁に連結されていると考える。主桁は図に示すように、それぞれの部材長が $L/8$ の変断面であり、縦桁、横桁は等断面とする。部材番号を図に示した。

なお、比較のために、3主桁、1横桁の計算も行っている。

2-2 構造解析：荷重分配率、相対変位等を求める解析のための構造は、図-1を図-2のようにモデル化した構造とする。

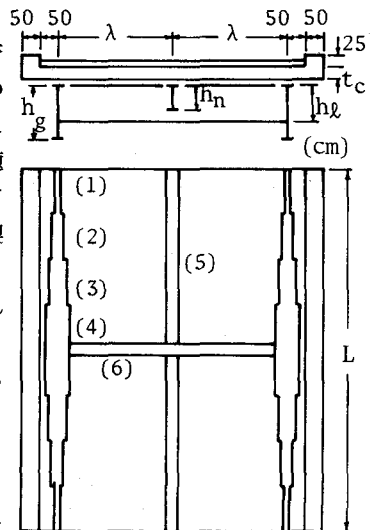


図-1 プレートガーダー橋

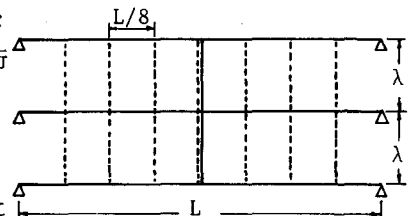


図-2 解析モデル

つまり、40部材、27節点の格子桁を変位法で解析している。床版も荷重分配作用を分担すると考え、スパンを8等分してそれぞれを横桁（図中で点線の桁）に換算している。主桁、横桁ともねじり剛性は無視する。

荷重系を図-3(a)、(b)、(c)に示した。(a)は荷重分配率を計算するための荷重系で図中の(1)～(4)の節点にそれぞれ単位荷重を載荷する。(1)、(2)の荷重による解析結果より $L/4$ 、(3)、(4)より $L/2$ の荷重分配率をそれぞれ求める。

(b)、(c)は、相対変位を求めるための荷重系(T荷重)である。相対変位は、 $L/4$ 、 $L/2$ の2点で求めているので、それぞれに後輪荷重が載るように、また支間直角方向では、1後輪荷重が支持桁間の中央に載るように考慮している。変位法による解析では、それぞれの輪荷重を、近傍の節点に比例配分して計算している。

このようにして、支持桁A、B、C(図-4)の不等沈下量 δ_A 、 δ_B 、 δ_C が求まると、支間ABの中央aの付加モーメントは、次式で計算される。

$$M_a = \frac{3}{4} \cdot \frac{EI}{\lambda^2} \cdot (2 \cdot \delta_B - \delta_A - \delta_C) \quad (1)$$

上式のEIは、単位幅当りのコンクリート床版の曲げ剛性である。ヤング係数比は7としている。

3. 最適設計 本報告の最適設計は、基本的には道示あるいは便覧の規程に従っているが、床版および縦桁の設計において、それらの規程とは異なる方法をとっている。

主桁、縦桁の上フランジは、床版によって側方への変形が拘束されていると考える。また道示の改訂により、自由突出板の最小板厚が、圧縮、引張側とも同じになったので、主桁も縦桁、横桁と同様に、上下対称断面(図-5)とする。その結果、各腹板高はパラメータとして与えているので、図-1に示した各部材毎に、設計変数はフランジ幅bだけになる。板厚は、各板幅あるいは板高が与えられると、次式で計算されるものとする。

腹板厚は、

$$t^w = \max(0.9, h/k_3) \quad (\text{cm}) \quad (2-1)$$

フランジ板厚は、

$$t = \max(0.9, 1.2 \cdot (b - t^w)/32) \quad (\text{cm}) \quad (2-2)$$

上式において、 k_3 は、水平補剛材が1本ある場合の最小腹板厚を求める常数で、各鋼材毎に道示に規程されている。縦桁、横桁の腹板高は150cmを最大としているので、両者の板厚は、0.9cmとなる。フランジ板厚は、道示に規程される最小値の2割増しとする。

フランジ幅の下限値は、便覧を参考にして、20cmあるいは腹板高の2割とする。

以下に、各部材の設計法、最適設計の概要を説明する。

3-1 主桁の設計：主桁の応力およびたわみの計算は、2-2で説明した構造解析の結果得られた、 $L/2$ の荷重分配率より求める。荷重は、L荷重および、アスファルト舗装、床版、地覆および式(3)で計算される⁵⁾鋼重よりなる死荷重である。

$$w_s = 6.56 \cdot L + 34.4 \quad (\text{kg/m}^2) \quad (3)$$

たわみの計算に用いる桁の平均断面2次モーメントは、プライヒの平均法によっている。

3-2 縦桁の設計：縦桁の腹板高 h_n は、パラメータとして種々変えて検討しているが、その結果、主桁と同程度の腹板高の場合も起る。道示の考え方に従うと、 h_n の小さい範囲では、道示の縦桁

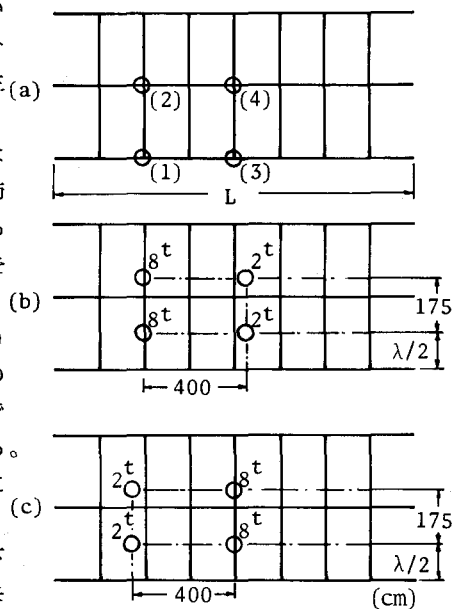


図-3 荷重系

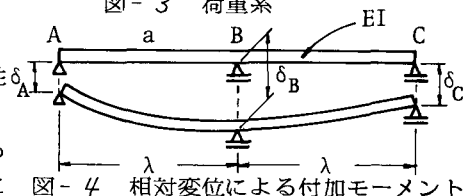


図-4 相対変位による付加モーメント

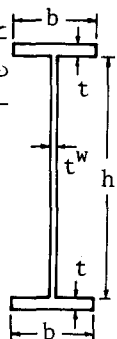


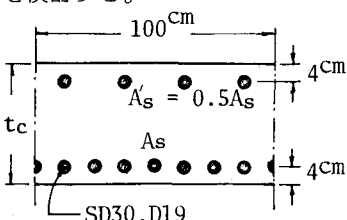
図-5

的な設計法、大きい範囲では、主桁的な設計法をとるべきように思われる。しかし、その h_n の範囲が不明なこと、および h_n の値に関係なく、同一の設計法による結果の比較が望ましい等の理由で、縦桁の設計は以下のように行った。まず、縦桁の設計に用いる活荷重は、腹板高と関係なく L 荷重とする。次に、道示に規程する半支間に対する応力、たわみの検討と同時に、主桁と同じ方法でも検討する。つまり、縦桁の $L/4$ の荷重分配率より、半支間に対する応力、たわみを計算し、それを道示 7. 2 に従って連続縦桁に換算した値と、縦桁の $L/2$ の荷重分配率を用いて、主桁と同様な扱いをした支間中央の値のどちらか厳しい方を採用するわけである。

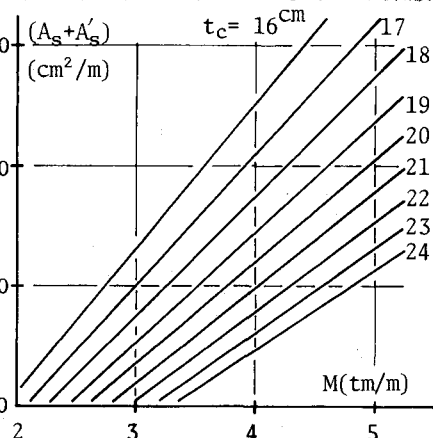
3-3 横桁の設計：横桁の応力の検討は、図-3(a)の荷重(4)の載荷位置で行う。つまり、荷重(3)、(4)より得られる着目点の曲げモーメント影響線に、支間長 L の6割に相当する桁上の死荷重、 L 活荷重を載荷する。当然、正・負両方の曲げモーメントを求め、両者を検討する。

3-4 床版の設計：床版の設計は、コンクリートと鉄筋の両方の応力の検討を必要とするが、本報告では、コンクリートは応力的に余裕があるとし、与えられた床版厚、作用モーメントに応じて必要鉄筋量を求めることにする。

床版は、図-6に示すように、かぶり4cm、圧縮側は引張側の半分の鉄筋量が入る複鉄筋断面とする。鉄筋は、SD30、D19とする。



SD30の許容引張応力度は、 1400 kg/cm^2 であるが、支持桁間の不均等沈下による付加モーメントを考慮する場合は、鉄筋およびコンクリートの許容応力度は25%割増しをしてよいとされている²⁾。この理由は、道示の床版の設計曲げモーメント式が、10%~20%の余裕を含んでいること、また、最も不利な断面力の組合せに対して、載荷状態が一致しないことがあげられている。しかし、床版の支間が本報告の範囲(2m~3m)では、理論値に対する余裕は10%程度⁶⁾であり、また、本報告の不等沈下量の計算に用いた載荷状態(図-3(b),(c))は、道示の設計モーメント算出の載荷位置に近いと思われるので、25%の割増しは大きすぎる。さらに、鉄筋応力度は許容応力度に対して 200 kg/cm^2 前後の余裕を持つように指導されている³⁾ので、本報告においては、鉄筋のとり得る最大の応力度を 1400 kg/cm^2 とする。その結果、床版の作用モーメントと必要鉄筋量の関係⁷⁾を、床版厚をパラメーターとして描くと図-7のようになる。



作用モーメントは、道示に規程される床版の支間設計曲げモーメントに、式(1)で計算される付加モーメントを加えた値である。最適設計の繰り返し計算の過程で、それぞれの作用モーメントに対して、図-7の関係より鉄筋量を計算している。

3-5 制約条件式：以上をまとめると、各部材毎の制約条件式は、以下のようになる。

$$\begin{array}{ll}
 \text{(主桁)} & \left. \begin{array}{l} b_i \geq \max(20, 0.2 \cdot h_g) \quad (\text{cm}) \\ \sigma_i \leq \sigma_{ta,i} \\ \delta_g \leq \delta_a \end{array} \right\} \quad (i=1 \sim 4) \\
 \text{(縦桁)} & \left. \begin{array}{l} b_5 \geq \max(20, 0.2 \cdot h_n) \quad (\text{cm}) \\ \sigma_5^{(1)} \leq \sigma_{ta,5} \\ \sigma_5^{(2)} \leq \sigma_{ca,5} \\ \sigma_5 \leq \sigma_{ta,5} \\ \delta_5^{(1)} \leq \delta_{na} \\ \delta_5 \leq \delta_a \end{array} \right\} \\
 \text{(横桁)} & b_6 \geq \max(20, 0.2 \cdot h_g) \quad (\text{cm})
 \end{array}$$

(4)

$$\sigma_6^+ \leq \sigma_{ca,6}$$

$$\sigma_6^- \leq \sigma_{ca,6}$$

以上で、 σ_i ($i=1\sim4$) : 主桁 i 部材の下フランジ応力度、 $\sigma_{ta,i}$ 、 $\sigma_{ca,i}$: i 部材の許容曲げ引張、圧縮応力度、 δ_g : 主桁支間中央の活荷重によるたわみ、 δ_a : 主桁のたわみの許容値、 $\sigma_5^{(1)}$: 縦桁 $L/4$ 点の下フランジ応力度、 $\sigma_5^{(2)}$: 横桁への取付部の縦桁下フランジ応力度、 σ_5 : 主桁的な扱いをした場合の縦桁支間中央の下フランジ応力度、 $\delta_5^{(1)}$: 縦桁 $L/4$ 点の活荷重によるたわみ、 δ_{na} : 支間長 $L/2$ の縦桁のたわみの許容値、 δ_5 : 主桁的な扱いをした場合の縦桁 $L/2$ 点の活荷重によるたわみ、 σ_6^+ 、 σ_6^- : 横桁の、それぞれ正負のモーメントに対する応力度 である。

3-6 目的関数 : 目的関数は、鋼板、鉄筋およびコンクリートの材料費の総計とするが、床版厚はパラメーターとして適当に変化させて与えているので、各床版厚における目的関数は、鋼板および鉄筋の材料費の和となる。

材 質	単 価	C_1/C_2
SS41 (C_1)	86.3 千円/t	約 0.90
SM50A (C_2)	97.0 千円/t	1.00
鉄 筋 (C_3)	82.0 千円/t	約 0.85
生コン (C_4)	16.0 千円/m ³	約 0.02

鋼桁の材質は、主桁が SM50、横桁、縦桁が SS41 としているので

表- / 各材質の単価

目的関数は、各材質の容積に、SM50 の材料費に対する各材質の材料費の比を乗じた換算容積の和を用いる。昭和 55 年度現在の、各材質の材料費および SM50 に対するコスト比は、表- / ⁸⁾ のようになる。最右欄のコスト比は、単位容積当りの材料費の比である。

結局、目的関数は次式で定義される。

$$V_c = \sum_{i=1}^4 (2 \cdot b_i \cdot t_i + t_i^w \cdot h_g) \cdot \frac{L}{2} + \alpha_0 \cdot (2 \cdot b_6 \cdot t_6 + t_6^w \cdot h_g) \cdot 2 \cdot \lambda + \alpha_0 \cdot (2 \cdot b_5 \cdot t_5 + t_5^w \cdot h_n) \cdot L + \alpha_s \cdot 2 \cdot (\lambda + 100) \cdot (A_s + A'_s) \cdot L \quad (5)$$

上式において、 α_0 は、SS41 の SM50 に対する材料費の比であり、 α_s は、鉄筋の SM50 に対する材料費の比で、それぞれ表- / に示されている。

なお、生コンの SM50 に対する材料費の比は、表- / のように約 0.02 であるが、鋼桁の工場製作費およびコンクリート工事費まで考慮すると、この比は、0.005~0.01 になるので、目的関数にコンクリートを加える場合は、単に材料費のコスト比のみでなく、工場製作費 (工事費) まで考慮した場合も検討している。

3-7 最適設計問題 : 本報告の最適設計問題を整理すると、以下のようになる。

「与えられた支間長、支持桁間隔のもとで、桁の腹板高、鋼材、床版厚等のパラメーターを適当に変化させ、それらのある組合せにおいて、式 (4) の制約式群を満足し、かつ、式 (5) の目的関数を最小にするような設計変数 b_i ($i=1\sim6$) を求める。さらに、各パラメーターと最適設計の結果を考察し、各パラメーターの最適値についても考察する。」

特に、主桁腹板高は 5 cm 間隔、横桁腹板高は 2.5 cm 間隔、床版厚は 1.6 cm より 2 cm 間隔で与えて最適値を検討している。

この最適設計問題を解く非線形計画法としては、式 (4) の微分が困難であるので、Powell の直接探索法による SUMT を用いる。応答係数は、1000、100、10、1、0.1、0.01、0.001 と与えた。

4. 計算結果及び考察 本報告で計算したパラメーターの組合せは、表- 2 に示す値のすべての組合せ、810 ケースである。その他に、3 本主桁のプレートガーダー橋の場合 180 ケースも、比較のために計算を行っている。それらの計算結果を整理し、得られた特性を以下に説明する。

L	λ	h_n	h_g	t_c
12m	2.0m	25cm 50	50cm	16cm 18
16	2.5	75 100	100	20 22
20	3.0	125 150	150	24

4-1 主桁腹板高 : 主桁腹板高は、各ケース毎に、5 cm

表- 2 各パラメーターの値

間隔で与える一方向探索により、最適値を求めた。その結果を図- 8 に示す。 $h_n = h_g = 100$ cm の場合であるが、床版厚 5 ケースの内、何ケースがある腹板高を最適としたかを、記号の大ききで示してある。点線は、3 本主桁の結果で、1.5 cm~2.5 cm 低くなっている。

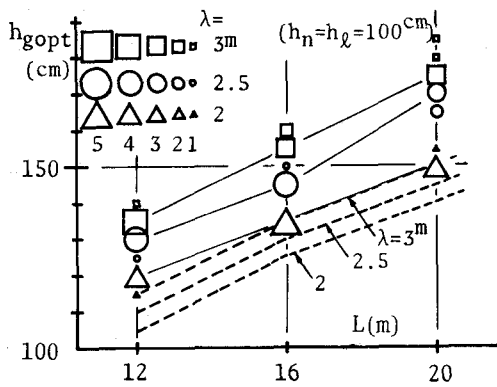


図-8 最適腹板高

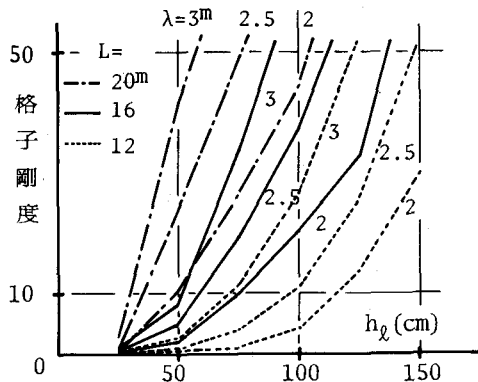


図-9 格子剛度

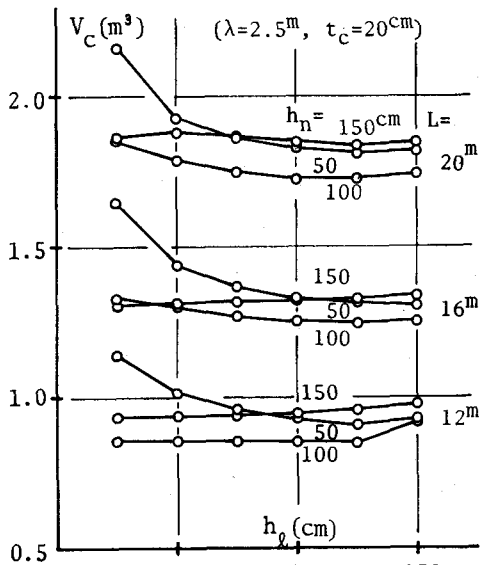


図-10 横桁、縦桁の腹板高と換算容積

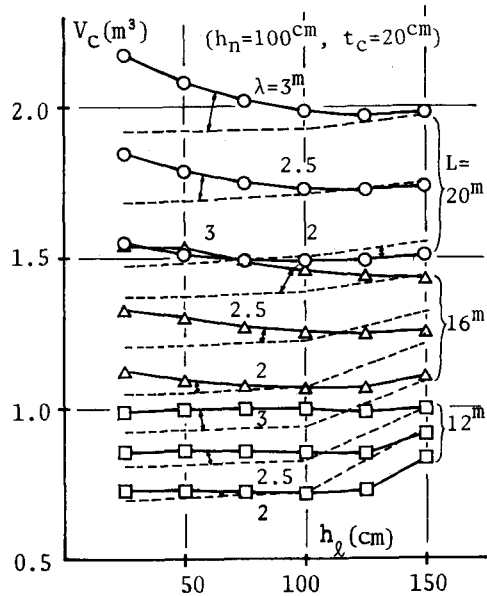


図-11 本主桁プレートガーダー橋との比較

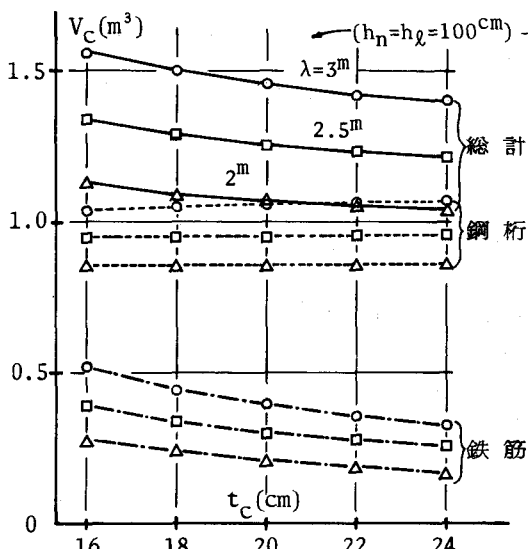


図-12 床版厚と換算容積

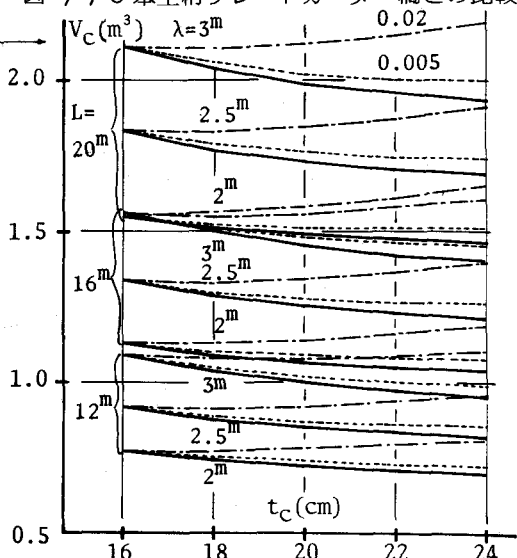


図-13 床版のコストを考慮した場合

4-2 格子剛度 : 最適設計の結果得られた、格子剛度と横桁腹板高の関係を、図-9に示した。 $h_n = 100\text{ cm}$ 、 $t_c = 20\text{ cm}$ の場合である。床版厚は、格子剛度にほとんど影響しない。本報告のように、支持桁間の不等沈下による床版の付加モーメントを考慮して設計を行えば、特に分配効果に注目して剛な荷重分配横桁を設置する必要はなく、横桁の剛性に応じた設計が可能となる。その結果、当然、格子剛度も $0 \sim 500$ の間で分布している。ただ、後述するように、最小コストを与える横桁腹板高は、 $100\text{ cm} \sim 125\text{ cm}$ であるが、この範囲では確かに格子剛度はほとんど 10 より大きくなっている。しかし、条件によってはかなり大きな格子剛度を必要とし、格子剛度のみで横桁の設計を行うのは、問題ではないかと思われる。

4-3 縦桁腹板高 : 縦桁腹板高は、表-2に示すように、 50 cm 、 100 cm 、 150 cm と与えて検討した各縦桁腹板高における V_c と h_l の関係を図-10に示す。 $\lambda = 2.5\text{ m}$ 、 $t_c = 20\text{ cm}$ の場合であるが、他の λ 、 t_c の場合も傾向は同じである。 h_n が 50 cm の時、 h_l の減少に伴い急に V_c が増加するのは、縦桁のたわみの制限により、鋼桁のコストが上るためである。 h_n が 100 cm 、 150 cm の場合は、 h_l の影響をほとんど受けない。 h_n が 100 cm の場合の方が少ないのは、鋼桁のコストが少ないためである。

4-4 横桁腹板高 : 上述の結果より、 h_n は 100 cm の場合が最も V_c が少ないことがわかったので、さらに詳細に、 h_l と V_c の関係を図示したのが図-11である。 $t_c = 20\text{ cm}$ の場合である。図より、横桁腹板高は $100\text{ cm} \sim 125\text{ cm}$ で V_c の最少値を与えていることがわかる。図中の点線は、3本主桁の場合の結果である。3本主桁の場合は、 h_l は低い方で最小値を与えており、かつ、2主桁、1縦桁の結果よりかなり V_c が少ないのが注目される。

4-5 床版厚 : $L = 6\text{ m}$ 、 $h_n = h_l = 100\text{ cm}$ の場合、 V_c と t_c の関係を図示したのが、図-12である。図より、 V_c に関しては、床版厚は厚い方が少ないことになる。さらに、その内訳をみると、鋼桁の容積はほとんど変化がなく、 V_c の減少は鉄筋量の減少によっていることがわかる。

このように、鋼板および鉄筋量だけに注目すると、床版厚は厚い方が良くなるが、その場合当然、コンクリートの使用量が増加する。その点を考慮して、 6 cm より厚い部分のコンクリート容積を、コスト比で換算して V_c に加えた結果が図-13である。コスト比は、表-2に示すように、材料費のみを考慮した場合は約 0.02 であるが、鋼桁の工場製作費およびコンクリート工事費まで考慮すると、約 0.005 になるので、両者を考慮している。

図より、材料費のみを目的関数とする場合は、 $6\text{ cm} \sim 8\text{ cm}$ と床版厚は薄い方が良くなり、工場製作費（工事費）までの場合は、 $22\text{ cm} \sim 24\text{ cm}$ と厚い方が良くなる。目的関数としては、後者の方が現実的であると思われるので、床版厚は厚い方が、トータルのコストは少ないことになる。

5. あとがき 2主桁、1縦桁のプレートガーダー橋の最適設計を行い、その結果を考察した。得られた結果は、今後も検討が必要であるが、鋼桁のみでなく、床版まで含めたトータルなコストを考慮する時、床版厚は厚い方が良いという結論が得られた。これは、3本主桁のプレートガーダー橋の場合も同様であった。また、3本主桁の場合と比較すると、中桁の腹板高を低くし縦桁とする構造は、不経済であるという結論も得られた。

本報告の研究にあたり、室蘭工大 尾崎昶教授、大阪大学 松井繁之助教授の貴重な御助言を得たことを付記し謝意を表する。

本報告の研究は、昭和55年度文部省科学研究費奨励研究の補助を受けた。また、数値計算は、北海道大学大型計算機センターのHITAC-M180、M200を使用した。

5. 参考文献 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1980、2。 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、1979、2。 3) 建設省通達：道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について、1978、4。 4) 杉本博之：最適化手法による荷重分配横桁の設計について、北海道支部論文報告集、1980、2。 5) 鎌田正義：鋼橋の設計例、国民科学社、1975。 6) 国広哲男他3名：鋼道路橋鉄筋コンクリート床版の設計活荷重モーメント、土木技術資料、12-6、1970。 7) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック、1977、6。 8) 建設物価、1980、10。