

# 限界状態設計法による曲線桁橋の設計法への一試案

A Proposition of Design Code for Horizontally Curved Steel Girder Bridges Based on Limit State Design Method

中井 博\*, 堀江佳平\*\*, 高田嘉秀\*\*\*, 田原 潤\*\*\*\*, 谷沢徹也\*\*\*\*\*, 上田隆博\*\*\*\*\*

Hiroshi NAKAI, Yoshihei HORIE, Yoshihide TAKADA, Jun TAHARA, Tetsuya TANIZAWA and Takahiro UEDA

\*工博 福井工業大学教授 工学部 建設工学科 (〒910-8505 福井市学園 3-6-1)

\*\* 阪神高速道路公団 神戸建設局 建設企画部 (〒650-0041 神戸市新港町 16-1)

\*\*\* 川田工業株式会社 橋梁事業部 EM 室 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

\*\*\*\* 日立造船株式会社 鉄構事業本部橋梁設計部 (〒550-0002 大阪市西区江戸堀 2-6-33)

\*\*\*\*\* 松尾橋梁株式会社 設計部 (〒590-0977 堺市大浜西町 3)

\*\*\*\*\* 駒井鉄工株式会社 橋梁部 (〒555-0041 大阪市西淀川区中島 2-5-1)

In a view of global standardization of design method for the steel bridges, the limit state design method must be introduced to the Japanese specification for designing the steel bridges. Presented in this paper is a proposition of a design code for the horizontally curved steel girder bridges based upon the limit state design method. The main contents are outlined as follows; i) scope, basis of limit state design method, values of safety factors, and combinations of loads, ii) checking methods of limit states for main I-and box-girders, iii) width-thickness ratio for flange and web plates as well as their stiffening method, iv) design method of intermediate diaphragms of curved box girder and v) design method of transverse stiffeners at supports. The effectiveness of this paper is verified through the trial designs based upon ordinary allowable stress design method and newly proposed limit state design method.

*Key Words: Limit State Design Method, Design Code, Curved Steel I-and Box-Girder Bridges, Calibration by Trial Design*

キーワード: 限界状態設計法, 設計指針, 曲線鋼I・箱桁橋, 試算設計によるキャリブレーション

## 1. まえがき

わが国の鋼道路橋の設計は、現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>に準拠して行われている。このうち、曲げ挙動とねじれ挙動とが連成し、複雑な性状を呈する鋼曲線桁橋に関する設計条項は、道路橋示方書に明示されていない。

これに対し、大都市内に建設される機会の多い鋼曲線桁橋を対象とした設計基準としては、「曲線桁設計の手引き(案)」<sup>2)</sup>が昭和63年10月に阪神高速道路公団によって作成され、これまで多くの鋼曲線桁橋の設計・製作・架設に寄与してきている。

近年、欧米においては、構造物の信頼性に関する一般原則であるISO 2394<sup>3)</sup>に従った限界状態設計法に基づく鋼橋の設計基準が既に整備されている<sup>4)</sup>。このような国際化の動向に鑑み、わが国の道路橋示方書<sup>1)</sup>には、平成14年3月の改訂において、限界状態設計法でなく、性能照査設計法に基づく規定が取り入れられた。

一方、平成14年10月には、国土交通省より、種々な構造物の設計に係わる技術標準を限界状態設計法に基づ

いた「土木・建築にかかる設計の基本」に沿って、今後、整備・改訂してゆく方針が発表された<sup>5)</sup>。このような国際化や、公共構造物に対するニーズの多様化、および合理化・コスト縮減が求められる中で、わが国の鋼橋の設計基準も、従来の許容応力度法から限界状態設計法への移行が必要・不可欠で、緊急を要する状況にある。

かかる背景をバック・グラウンドにして、前掲の阪神高速道路公団による「曲線桁設計の手引き(案)」<sup>2)</sup>を限界状態設計法のフォーマットに書き替え、これまで以上に曲線桁橋を合理的に設計するための設計指針を盛り込んだ新しい「曲線桁設計の手引き(案)」<sup>6)</sup>が、今回、取り纏められた。

まず、本文では、それらの適用範囲、各種の限界状態、すなわち①終局限界状態、②使用限界状態、および③疲労限界状態に対する基本原則、安全係数の取り方、および荷重の組合せに対する基本方針を整理して示す。

つぎに、これらの設計法を踏まえ、①曲線I桁橋・箱桁橋の主桁そのものの各種限界状態に対する照査法、②曲線I桁橋のフランジの幅厚比、および曲線I桁橋・箱

桁橋の腹板の幅厚比とその補剛法、③曲線箱桁橋の中間ダイヤフラムの設計法、ならびに④曲線桁橋の支点上補剛材の設計法に焦点を当て、それらの要点を紹介する<sup>7)</sup>。

さらに、曲線桁橋(1 桁橋・箱桁橋)を、現行の許容応力度設計法と、本文で示した限界状態設計法との2つの設計法により試設計を行い、両者の差異について比較・検討して、本文の成果を結論として纏める。

何分、本文の紙面の制約上、新しい「曲線桁設計の手引き(案)」<sup>6)</sup>に記載の詳細な解説については、ここに示せなかったため、上記の手引き(案)を、参照して貰いたい。同時に、これらに対して、何かとご批判を戴ければ、幸甚の至りである。

## 2. 本試案の適用範囲、各種の限界状態に対する設計の基本、安全係数の取り方、および荷重とその組合せ

### 2.1 本試案の適用範囲

本試案は、曲率を有する非合成、または合成プレートガーダー橋(曲線1桁・曲線箱桁)の設計に適用するものとしている。そして、曲線桁橋の設計の基本計画、特性把握、および設計は、文献6)に従うこととしている。なお、曲線桁橋の腹板、およびフランジプレートに対する基準の適用は、図-1に示すように、腹板の中央縦距 $\Delta R$ が腹板の板厚 $t_w$ 以下となる式(1)で与えられる範囲に限定する<sup>8)</sup>。

$$\frac{\Delta R}{t_w} = \frac{a^2}{8R_w t_w} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 $R_w$ ：腹板の曲線半径

$$\Delta R = R_w \{1 - \cos(a/2R_w)\} = a^2/8R_w \quad (2)$$

：腹板の中央縦距

$a$ ：垂直補剛材の間隔、および

$t_w$ ：腹板の板厚の板厚。

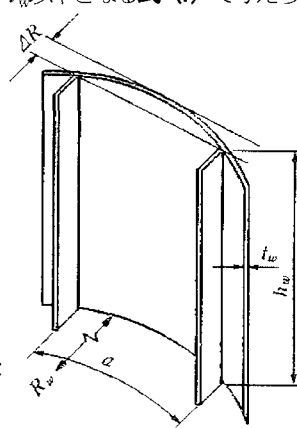


図-1 曲線プレートガーダー腹板の中央縦距 $\Delta R$ <sup>8)</sup>

このような曲線半径  $R_w \geq a^2/8t_w$  の範囲では、腹板を浅いシェル構造とみなして取り扱う。ちなみに、曲線プレートガーダーの実績調査<sup>9)</sup>によると、最小曲線半径は、 $R_w = 20\text{m}$ であり、これも参考にして、適用範囲を決定した。

### 2.2 各種の限界状態に対する設計の基本<sup>7), 10), 11)</sup>

各種の限界状態に対する設計の基本は、文献7)、10)、および11)を参考として、下記の(1)～(5)に従うものとしている。

(1)構造物の設計耐用期間は、原則として構造物に要求される供用期間と環境条件、および構造物の機能性、ならびに耐久性能を考慮して定めている。

(2)構造物の設計においては、考えられるすべての限界状態についての安全性、ならびに使用性に対する照査を

行うものとする。ここに、照査する限界状態は、①終局限界状態(安全性)、②使用限界状態(使用性)、および③疲労限界状態(安全性)の3つに区分している。

(3)各限界状態に対する照査は、原則として設計荷重、設計材料強度、および5種類の安全係数を用いている。

(4)構造解析においては、照査する限界状態の種類、および、その照査事項と照査方法に応じて、適切な構造モデルと境界条件、ならびに荷重条件を設定するものとし、弾性微小変位解析の適用を前提とする。すなわち、長大曲線箱桁橋に対して、弾塑性有限変位理論による詳細な解析を行ったところ、荷重の増大に伴う幾何学的非線形性は、ほとんど生じない。このように、長大曲線箱桁橋においても、終局限界状態まで良好な線形性を保持するものと考えられる<sup>12)</sup>。そこで、これまでの適用実績、および各荷重に対する計算結果の重ね合わせや、影響線処理が可能であることなどに鑑み、設計実務の効率を考え、弾性微小変位解析(線形解析)を前提として解析してもよいこととしている。

(5)設計手法や安全係数の設定は、各発注者の仕様書や道示などに準じて、施工することを前提にしている。

### 2.3 安全係数の取り方

限界状態の照査に必要な照査式と安全係数を、以下に略述する。この限界状態に対する照査は、荷重の効果 $S$ 、および断面耐力 $R$ として、式(8)によって行うものとする。

また、安全係数は、構造物係数 $\gamma_i$ 、構造解析係数 $\gamma_a$ 、部材係数 $\gamma_b$ 、荷重係数 $\gamma_f$ 、および鋼材に対する材料係数 $\gamma_m$ の5種類の係数を考慮して各限界状態に応じて決定している。

#### (1) 限界状態の照査方法

「共通の原則」<sup>10)</sup>によると、限界状態に対する安全性の照査は、原理的に、荷重の効果 $S_d$ 、および断面耐力 $R_d$ に構造物の重要度などを加味するための構造物係数 $\gamma_i$ を考慮のうえ、

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (3)$$

によって行うことができる。ここで、荷重の効果 $S_d$ は、

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_d) \quad (4)$$

によって算出される。ここで、設計荷重 $F_d$ は、荷重の特性値 $F_k$ に荷重係数 $\gamma_f$ を乗じた値、すなわち $F_d = \gamma_f F_k$ で表される。しかし、曲線桁橋の場合、比例挙動を呈するので、

$$S_d = \sum \gamma_a \gamma_f F_k \quad (5)$$

と書ける。

一方、断面耐力 $R_d$ は、

$$R_d = R(f_d)/\gamma_b \quad (6)$$

で与えられる。ここに、設計材料強度 $f_d$ は、材料強度の特性値 $f_k$ を材料係数 $\gamma_m$ で割った値、すなわち $f_d = f_k / \gamma_m$ である。また、 $\gamma_b$ は、部材係数である。

曲線桁橋の場合、断面の耐荷は、一般に線形挙動を呈しており、簡明化を図るために、いま

$$R_d = R(f_k) / (\gamma_m \gamma_b) \quad (7)$$

と書けるものと仮定している。

すると、式(3)は、式(5)の $\Sigma F_k$ を $S$ （荷重の効果）、また式(7)の $R(f_k)$ を $R$ （断面耐力）と書き改めれば、つぎのように表すことができる。

$$\nu \frac{S}{R} \leq 1 \quad (8)$$

ここに、グローバルな安全係数 $\nu$ は、式(9)で与えられる。

$$\nu = \gamma_i \gamma_a \gamma_b \gamma_f \gamma_m \quad (9)$$

## (2) 安全係数の取り方

本試案において採用した安全係数の値を、表-1に示す。これらの値は、「共通の原則」<sup>10)</sup>、および「鉄道構造物設計標準・同解説」<sup>13)</sup>などを参考として決定し、曲線I桁橋、および曲線箱桁橋に対する許容応力度法による試算設計を行い、限界状態設計法による試算設計結果とのキャリブレーションを行って、一応、それらの妥当性の確認も行っている。

表-1 標準的な安全係数の値

| 項 目                                                  | 終局限界状態<br>(I桁・箱桁) | 使用限界状態(1)<br>(I桁・箱桁) | 使用限界状態(2)<br>(I桁・箱桁) | 疲労限界状態<br>(I桁・箱桁) |
|------------------------------------------------------|-------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| 構造解析係数 $\gamma_s$                                    | 1.0               | 1.0                  | 1.0                  | 1.0               |
| 部材係数 $\gamma_b$                                      | 1.1               | 1.1                  | 1.0                  | 1.0               |
| 構造物係数 $\gamma_i$                                     | 1.2               | 1.2                  | 1.0                  | 1.0               |
| 荷重係数 $\gamma_f$                                      | 1.2               | 1.0                  | 1.0                  | 1.0               |
| 鋼材の材料係数 $\gamma_m$                                   | 1.05              | 1.05                 | 1.0                  | 1.0               |
| $\nu = \gamma_i \gamma_s \gamma_b \gamma_f \gamma_m$ | $\nu_u = 1.67$    | $\nu_s = 1.39$       | $\nu_{ss} = 1.0$     | $\nu_f = 1.0$     |

[注] 使用限界状態(1)：フランジの曲がりによる付加応力度を考慮した曲線I桁フランジの降伏の照査、および曲線箱桁の降伏と局部座屈の照査。使用限界状態(2)：降伏や、たわみの照査。

## 2.4 荷重とその組み合わせ

### (1) 荷重の種類<sup>7),10),11)</sup>

設計にあたって考慮すべき荷重の種類、すなわち永久荷重、変動荷重、および偶発荷重は、類似の構造物に設計基準の定めがある場合、それに準じるものとする。それに準拠しない場合には、設計責任技術者の判断によるものとしている。また、設計では、施工中、および耐用期間中に作用する荷重を適切に組み合わせるようにしている。

### (2) 荷重の組み合わせ<sup>7),10),11)</sup>

通常の設計では、各限界状態に応じて、表-2の荷重の組み合わせを標準としている。

また、施工時においては、架設条件を考慮の上、別途、判断するものとしている。

表-2 設計荷重の組み合わせ

| 限界状態   | 設計荷重の組合せ             |
|--------|----------------------|
| 終局限界状態 | 永久荷重+主たる変動荷重+従たる変動荷重 |
|        | 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重    |
| 使用限界状態 | 永久荷重+変動荷重            |
| 疲労限界状態 | 永久荷重+変動荷重            |

## 3. 曲線I桁橋、および曲線箱桁橋の主桁そのものの各種の限界状態の照査法

### 3.1 曲線桁橋の終局限界状態に対する照査法

#### (1) 曲げモーメントが卓越して作用する場合

##### a. 曲線I桁橋

曲線I桁の各主桁の作用曲げモーメント $M$ 、および、せん断力 $S$ が、

$$\frac{M_u}{M} \frac{S}{S_u} < 0.74 \quad (10)$$

を満たすとき、その曲線I桁は、曲げが支配的で、せん断力の影響が無視できるものと考えることができ、式(11)によって終局限界状態を照査するものとしている<sup>6)</sup>。

照査には、曲率によるそり応力の影響を考慮した多数の曲げ耐荷力実験、および解析結果<sup>14),15)</sup>にもとづいて設定した終局曲げモーメントを用いている。

$$\nu_u \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (11)$$

ここに、 $\nu_u$ ：終局限界状態に対する安全係数、 $M$ ：作用曲げモーメント(N・mm)、 $M_u$ ：曲線I桁の終局曲げモーメント(N・mm)、 $S$ ：作用せん断力(N)、および $S_u$ ：終局せん断力(N)。

なお、曲線I桁の横ねじれ座屈が卓越するときには、曲げ耐荷力に対する終局曲げモーメント $M_u$ と、横ねじれ座屈に対する終局曲げモーメント $M'_u$ を求め、そのうち小さい方の値が最終の終局強度と考えている<sup>6)</sup>。

さらに、並列I桁曲線橋においては、各主桁の圧縮フランジの幅厚比が局部座屈を起こさない範囲に収まるように決定している。

##### b. 曲線箱桁

曲線箱桁の曲げモーメントに対しては、式(12)によって終局限界状態を照査している。

$$\nu_u \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (12)$$

ここに、 $\nu_u$ ：終局限界状態に対する安全係数、 $M$ ：作用曲げモーメント(N・mm)、および $M_u$ ：純曲げを受ける箱断面桁の局部座屈を考慮した終局曲げモーメント(N・mm)。

曲線箱桁では、フランジの一部に局部座屈が生じて、すぐに断面が崩壊に至らず、フランジと腹板との相互作用による余剰耐力が期待できることから、フランジと腹板との連成座屈を考慮した終局曲げモーメント  $M_u$ <sup>16),17)</sup>を用いている。

## (2) せん断力、あるいは、ねじれモーメントが卓越して作用する場合

### a. 曲線I桁橋

曲線I桁の各主桁のせん断力  $S$ 、また曲げモーメント  $M$ が、

$$\frac{S}{S_u} \frac{M_u}{M} \geq 1.8 \quad (13)$$

を満たすとき、その曲線I桁は、せん断力が支配的であり、曲げ、および、ねじれの影響を無視できるものと考えることができ、式(14)で終局限界状態を照査している<sup>6)</sup>。

$$\nu_u \frac{S}{S_u} \leq 1 \quad (14)$$

ここに、 $S$ ：作用せん断力(N)、および  $S_u$ ：曲線I桁に対する終局せん断力(N)。

曲線I桁の終局せん断力  $S_u$ の算出方法としては、せん断耐力の実験結果を踏まえ、計算が簡明な Basler モデル<sup>18)</sup>を適用している。

### b. 曲線箱桁

曲線箱桁の場合、曲げに伴うせん断力、および、ねじりモーメントに対しては、式(15)によって終局限界状態を照査している。

$$\nu_u \frac{T + SB}{T_u} \leq 1 \quad (15)$$

ここに、 $T$ ：作用ねじりモーメント(N・mm)、 $S$ ：作用せん断力(N)、 $B$ ：箱桁の腹板間隔 (mm)、および  $T_u$ ：終局ねじりモーメント(N・mm)。

曲線箱桁の純ねじりに対する終局ねじりモーメント  $T_u$ は、最も幅厚比が大きいパネルのせん断耐力より決定されるものを用いる<sup>17)</sup>。なお、曲げに伴うせん断力  $S$ の影響は、これに主桁腹板間隔  $B$ を乗じ、ねじりモーメントに置き換えて考慮することになっている。

## (3) 曲げモーメント、および、せん断力、ならびに、ねじれモーメントが同時に組み合わさって作用する場合

### a. 曲線I桁

曲線I桁の各主桁の曲げモーメント  $M$ 、および、せん断力  $S$ が、

$$0.74 \leq \frac{M_u}{M} \frac{S}{S_u} < 1.8 \quad (16)$$

を満たすとき、その曲線I桁は、曲げ、および、せん断の

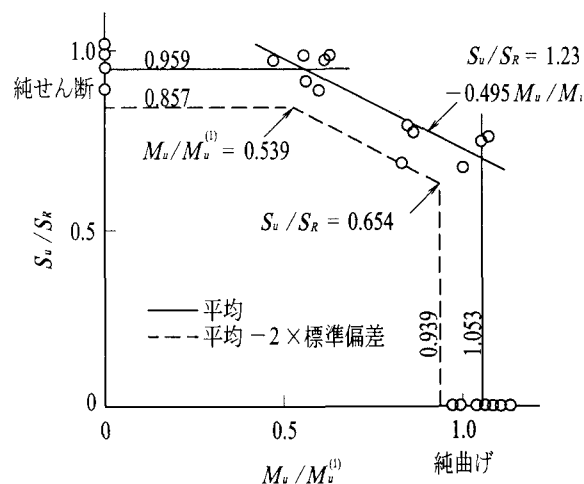


図-2 終局強度の実験結果<sup>14),19)</sup>

両者が相関して支配的になるものとみなすことができることから、式(17)によって終局限界状態を照査している<sup>6)</sup>。

$$\left( \frac{\nu_u S}{S_u} \right)^4 + \left( \frac{\nu_u M}{M_u} \right)^4 \leq 1 \quad (17)$$

曲げとせん断を同時に受ける曲線I桁の終局強度に関して、多数の実験結果<sup>14),19)</sup>が得られている。その実験結果を図示すると、図-2 のようになり、その相関曲線は図示される3つの式となる。

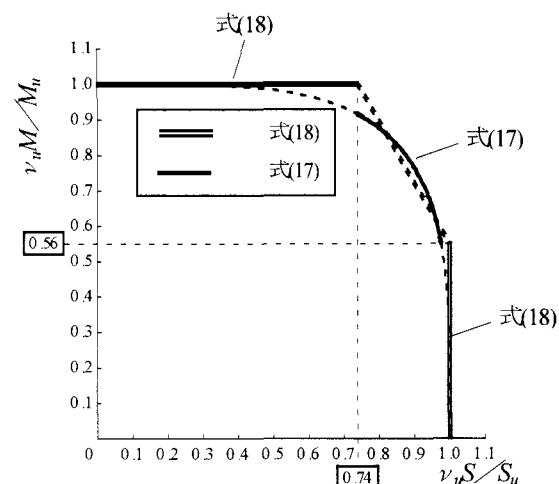


図-3 式(18)と式(17)との比較

これらを若干簡略化し、相関関数を定義しなおすと、式(18)に示すような3つの式となる。

$$\frac{\nu_u M}{M_u} \leq 1 : (M_u / M)(S / S_u) < 0.74 \quad (18-1)$$

$$\frac{\nu_u S}{S_u} \leq 1 : (M_u / M)(S / S_u) \geq 1.8 \quad (18-2)$$

$$1.06 \frac{\nu_u S}{S_u} + 0.58 \frac{\nu_u M}{M_u} \leq 1.36 :$$

$$0.74 \leq (M_u/M)(S/S_u) < 1.8 \quad (18-3)$$

式(18-1), および式(18-2)は, それぞれ式(11), および式(14)に一致する. そして, 式(18-3)は, 実際の設計に適用するには煩雑であることから, 4次の相関関数として表示することにより簡略化を図っている. それが, 式(17)である.

図-3は, 式(18)と式(17)との比較を示す. この図から, 式(18)は, 式(17)を十分に近似したものになっている.

#### b. 曲線箱桁

曲げとせん断, および, ねじりを同時に受ける曲線箱桁の終局強度は, 解析的研究成果より楕円の相関関数によって表される<sup>16),17)</sup>. したがって, 式(19)によって終局限界状態を照査することができる.

$$\left( \frac{\nu_u M}{M_u} \right)^2 + \left\{ \frac{\nu_u (T + SB)}{T_u} \right\}^2 \leq 1 \quad (19)$$

### 3.2 曲線桁橋の使用限界状態に対する照査法

#### (1) 主桁の降伏に対する照査

曲線桁橋の使用限界状態において, 主桁を始め, あらゆる部材・要素のどの部分も, 降伏, もしくは局部座屈しないことを照査している.

#### a. 曲線 I 桁 (フランジ曲がりによる付加応力度の照査)

曲線 I 桁に対しては, フランジに発生する曲げ応力度にフランジの曲がりによる付加応力度を加算した値が, 降伏点を超過しないことを照査している<sup>6)</sup>.

$$\nu_s \frac{\sigma_b + \sigma_{bw}}{\sigma_Y} \leq 1 \quad (20)$$

ここに,  $\nu_s$ : フランジの降伏を照査するときの使用限界状態に対する安全係数(=1.39),  $\sigma_b$ : フランジに発生する曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_Y$ : フランジの降伏点 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{bw}$ : フランジの曲がりによる付加応力度 (曲線 I 桁の場合のみ) (N/mm<sup>2</sup>),

$$\sigma_{bw} = \pm k \frac{\sigma_b}{R_w W} \left( A_f + \frac{A_w}{3} \right) L^2 \quad (\text{Nmm}^2)$$

また,  $k$ : 無限連続桁の曲げモーメントに対する係数 (=0.106),  $A_f$ : 着目するフランジの断面積(mm<sup>2</sup>),  $A_w$ : 中立軸より着目するフランジまでの腹板断面積(mm<sup>2</sup>),  $L$ : フランジの固定点間距離(mm), および  $W$ : 垂直軸に関する着目するフランジの断面係数(mm<sup>3</sup>).

#### b. 曲線箱桁 (せん断遅れによる有効幅)

曲線箱桁に対しては, フランジの局部座屈も部分的な降伏現象と考え, フランジの曲げ応力度が, 降伏点, および局部座屈強度を超過しないことを照査している<sup>6)</sup>.

$$\nu_s \frac{\sigma_b}{\sigma_u} \leq 1 \quad (21)$$

ここに,  $\sigma_u$ : フランジ降伏点  $\sigma_Y$  と, 局部座屈強度  $\sigma_{cr}$  とのうち小さい方の値とする(N/mm<sup>2</sup>).

#### (2) 活荷重たわみに対する照査

曲線桁橋の使用限界状態においては, 使用性を考慮して, 活荷重により発生するたわみが, 異常に大きくならないように, 式(22)によって照査している<sup>6)</sup>.

$$\nu_s \frac{\delta}{\delta_u} \leq 1 \quad (22)$$

ここに,  $\nu_s$ : 活荷重によるたわみを照査するときの使用限界状態に対する安全係数 (=1.0),  $\delta$ : 活荷重によるたわみの発生値(mm), および  $\delta_u$ : 活荷重によるたわみの限界値(mm).

### 3.3 曲線桁橋の疲労限界状態に対する照査

疲労限界状態に対する照査は, 「鋼道路橋疲労設計指針」<sup>20)</sup>に従って行うものとし, 各部材に対して, 式(23)により照査を行っている.

$$\frac{\nu_a \Delta \sigma}{\Delta \sigma_a} \leq 1 \quad (23)$$

ここに,  $\nu_a$ : 疲労限界状態に対する安全係数 (=1.0),  $\Delta \sigma$ : 着目する部位に発生する応力範囲(N/mm<sup>2</sup>),  $\Delta \sigma_a$ : 着目する部位の疲労強度等級, および荷重繰返し回数より定まる疲労強度(N/mm<sup>2</sup>).

## 4. 曲線 I 桁橋のフランジの幅厚比, および曲線 I 桁橋, ならびに曲線箱桁橋の腹板の幅厚比とその補剛法

### 4.1 曲線 I 桁橋のフランジの幅厚比

曲線 I 桁の圧縮フランジに対しては, I 桁の終局限界状態に至るまで局部座屈が生じることがなく, 断面の全塑性化によって崩壊に至る幅厚比を定めている.

曲線桁の圧縮フランジには, 曲げ圧縮応力度のほか, ねじりに伴うそり応力度も生じる. これらの応力状態のもとにおける圧縮フランジの終局強度は, フランジを圧縮, および面内曲げを同時に受ける自由突出板とみなした弾塑性有限変位解析により求めることができる<sup>21)</sup>.

初期不整を考慮した種々な組合せ荷重のもとでの解析結果によると, 圧縮フランジがどのような応力状態に置かれていても, 次式の幅厚比パラメータ  $R_b$ , すなわち,

$$R_b = \frac{b_{f0}}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{0.43\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \quad (24)$$

の値が  $R_b \leq 0.5$  ならば, 全塑性状態まで局部座屈を起こさないことが明らかにされている<sup>21)</sup>. ここに,  $t_f$ : 圧縮

フランジの板厚(mm),  $b_f$ : 圧縮フランジの自由突出幅(mm),  $\sigma_Y$ : フランジの鋼材の降伏点 ( $\text{N/mm}^2$ ),  $E$ : 鋼材のヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ ), および  $\mu$ : 鋼材のポアソン比 ( $=0.3$ ).

しかし, 現行の道路橋示方書Ⅱ鋼橋編「4.2.3 圧縮応力を受ける自由突出板」<sup>1)</sup>では, 自由突出板が全塑性状態まで局部座屈しない条件として,  $R_b \leq 0.7$  を定めている. 曲線桁の圧縮フランジでは, 曲げ圧縮応力度のほか, ねじりに伴うそり応力度も生じることから, それらの中間である  $R_b \leq 0.6$  とみなして設計することとしている<sup>2)</sup>. したがって, 曲線Ⅰ桁の圧縮フランジの板厚は,  $R_b \leq 0.6$  の条件を満たす表-3に示す以上の値にとっている.

表-3 圧縮フランジの最小板厚

| 鋼材の<br>板厚 $t_f$ (mm) | 鋼種<br>SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490                | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W |
|----------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------------|
| 40以下                 | $\frac{b_{fo}}{11.0}$           | $\frac{b_{fo}}{9.6}$ | $\frac{b_{fo}}{9.0}$       |
| 40をこえ75以下            | $\frac{b_{fo}}{11.0}$           | $\frac{b_{fo}}{9.6}$ | $\frac{b_{fo}}{9.3}$       |
| 75をこえ100以下           | $\frac{b_{fo}}{11.7}$           | $\frac{b_{fo}}{9.9}$ | $\frac{b_{fo}}{9.5}$       |

#### 4.2 曲線Ⅰ桁橋, ならびに曲線箱桁橋の腹板の幅厚比

道路橋示方書<sup>1)</sup>のⅡ鋼橋編「10.4.2 腹板の板厚」における直線桁の腹板の設計法では, 座屈後もかなり大きな耐荷力を有するポスト・バックリング現象に着目し, 軸方向圧縮力を受ける部材よりも安全率を低下させるという形で腹板の幅厚比規定が定められている.

通常, 建設される多くの曲線桁では, 上と同様な方法で設計しても問題は少ない. しかし, 曲線桁の腹板は曲率の影響により低荷重段階から腹板が面外にたわみ, また荷重の増加に伴ってこのたわみも増大する. そのため, 座屈現象に着目した設計法を踏襲することは, 現実的ではない. 本試案では, 腹板のたわみ, あるいは応力度に着目した限界値を設定して, それに基づいて必要幅厚比  $h_w/t_w$  を決定することとしている<sup>2)</sup>.

そこで, 道路橋示方書<sup>1)</sup>のⅡ鋼橋編「17.3.3 組立精度」による許容最大初期たわみを有する直線桁の腹板の絶対最大応力度が降伏点に達した時に生じる最大面外たわみ  $\delta_{max}^s$  と最大面外曲げ応力度  $\sigma_{bm}^s$  とを限界値に定め, 曲線桁の腹板に対し同様に求められる最大面外たわみ  $\delta_{max}^c$  と最大面外曲げ応力度  $\sigma_{bm}^c$  とが, これらの限界値以内に納まるようにしている. すなわち,

$$\delta_{max}^c \leq \delta_{max}^s, \quad \sigma_{bm}^c \leq \sigma_{bm}^s \quad (25)$$

たとえば, 鋼材 SM400, あるいは SM490Y に対して, 式(25)の条件のもとに必要な最大幅厚比  $h_w/t_w$  を求めると, 図-5に示すように図化される.

曲線桁の腹板厚は, これらの図中の曲線を最小自乗法により回帰し, 式(26), および式(27)を満足するように決めることとしている.

以上の考え方を踏まえ, 曲線桁の腹板厚  $t_w$  (mm)は, 次式を満足するように決めるものとしている.

#### a. 水平補剛材のない場合

$$t_w \geq \frac{h_w}{\beta_0} \{1 + \alpha_0 (a/R_w)\} \quad (26)$$

ここに, パラメータ  $\alpha_0$ , および  $\beta_0$  は, 表-4で与えられる値を用いるものとしている.

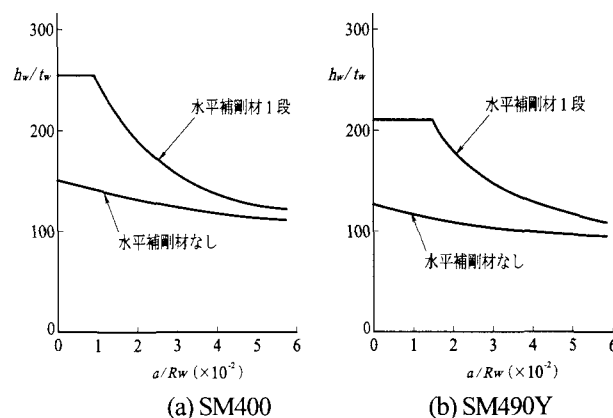


図-5 腹板の最大幅厚比の設計曲線

表-4 パラメータ  $\alpha_0$  および  $\beta_0$  の値

| 鋼種<br>パラメータ | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490 | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W |
|-------------|---------------------------|-------|----------------------------|
| $\beta_0$   | 152                       | 130   | 123                        |
| $\alpha_0$  | 6.623                     | 5.266 | 4.587                      |

#### b. 水平補剛材を1段用いる場合

$$t_w \geq \frac{h_w}{\beta_0} \quad (a/R_w \leq \eta_0) \quad (27-1)$$

$$\geq \frac{h_w}{\beta_0} \frac{1}{\gamma_0 - \delta_0 (a/R_w) + \varepsilon_0 (a/R_w)^2} \quad (a/R_w > \eta_0) \quad (27-2)$$

ここに, パラメータ  $\beta_0$ ,  $\gamma_0$ ,  $\delta_0$ ,  $\varepsilon_0$ , および  $\eta_0$  は, 表-5で与えられる値を用いるものとする.

表-5 パラメータ  $\beta_0$ ,  $\gamma_0$ ,  $\delta_0$ ,  $\varepsilon_0$ , および  $\eta_0$  の値

| 鋼種<br>パラメータ     | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490  | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W |
|-----------------|---------------------------|--------|----------------------------|
| $\beta_0$       | 256                       | 220    | 209                        |
| $\gamma_0$      | 1.232                     | 1.576  | 1.748                      |
| $\delta_0$      | 29.82                     | 46.72  | 55.17                      |
| $\varepsilon_0$ | 303.7                     | 521.9  | 631.0                      |
| $\eta_0$        | 0.0085                    | 0.0147 | 0.0168                     |

#### 4.3 曲線I桁橋、ならびに曲線桁橋の腹板の補剛法

##### (I) 垂直補剛材の間隔、および剛比

曲線桁の腹板における垂直補剛材は、フランジが降伏に至っても十分な強度を有するように、その剛比を定めておく必要がある<sup>24)</sup>。

図-6は、垂直補剛材が腹板の片側に取り付けられている場合について、曲線桁の必要剛比 $\gamma_v^c$ と道路橋示方書Ⅱ鋼橋編の必要剛比 $\gamma_{vm}^s$ との関係( $\gamma_v^c / \gamma_{vm}^s$ )を示し、式(28)は、図中の曲線を最小自乗法で回帰したものである。

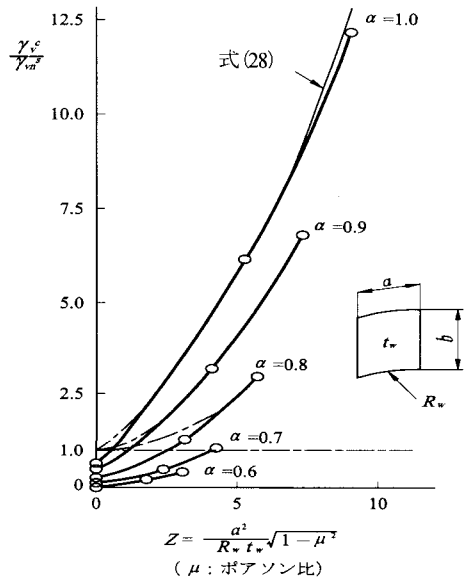


図-6 垂直補剛材の必要剛比の設計曲線

##### a. 垂直補剛材の間隔

垂直補剛材の間隔 $a$ (mm)は、腹板高さ $h_w$ (mm)以下になるように配置するものとしている。

i) 垂直補剛材が腹板の片側に取り付けられている場合

$$\gamma_v^c \geq \gamma_{vm}^s [1.0 + (\alpha - 0.69)Z \{9.38\alpha - 7.67 - (1.49\alpha - 1.78)Z\}] \quad (0.69 < \alpha \leq 1)$$

$$\geq \gamma_{vm}^s \quad (\alpha \leq 0.69) \quad (28)$$

ii) 垂直補剛材が腹板の両側にとりつけられている場合

$$\gamma_v^c \geq \gamma_{vm}^s [1.0 + (\alpha - 0.65)Z \{12.67\alpha - 10.42 - (1.99\alpha - 2.49)Z\}] \quad (0.65 < \alpha \leq 1)$$

$$\geq \gamma_{vm}^s \quad (\alpha \leq 0.65) \quad (29)$$

ここに、 $\gamma_v^c$ ：曲線桁における垂直補剛材の必要剛比、 $\gamma_{vm}^s$ ：道路橋示方書のⅡ鋼橋編「10.4.4 垂直補剛材の剛度、鋼種及び板厚」において規定される垂直補剛材の必要最小剛比 $\alpha = a/h_w$ 、腹板のアスペクト比、

$$Z = \frac{a^2}{R_w t_w} \sqrt{1 - \mu^2} \quad : \text{無次元曲率パラメータ}$$

また、 $a$ ：垂直補剛材の間隔 (mm)、 $h_w$ ：上下フランジの純間隔 (mm)、 $t_w$ ：腹板の板厚 (mm)、 $R_w$ ：腹板の曲線半径 (mm)、 $\mu$ ：鋼材のポアソン比(=0.3)。

##### b. 水平補剛材の剛比

曲線桁の腹板における水平補剛材は、フランジが降伏に至っても、十分な強度を有するようにその剛比を定める必要がある。

ここでは、まず水平補剛材に作用する外力を、その取付け位置の腹板に作用する曲げ圧縮応力度から、腹板の曲率を考慮して評価する。つぎに、水平補剛材は曲率を有し、腹板の有効幅の部分フランジとしたT形断面で両端単純支持の梁-柱モデルに置換する。さらに、曲線桁の終局曲げ状態において、このモデルが崩壊しないための必要強度を算定し、この強度に見合う水平補剛材の剛比を必要最小剛比として定めることとしている<sup>8)</sup>。

図-7は、このようにして求められた曲線桁の必要剛比と道路橋示方書Ⅱ鋼橋編の必要剛比との関係を $\beta (= \gamma_h^c / \gamma_{hm}^s)$ として例示したものである。

したがって、曲線桁の水平補剛材の剛比は、これらの曲線より、式(30)、および式(31)を満足するように決めることとしている。

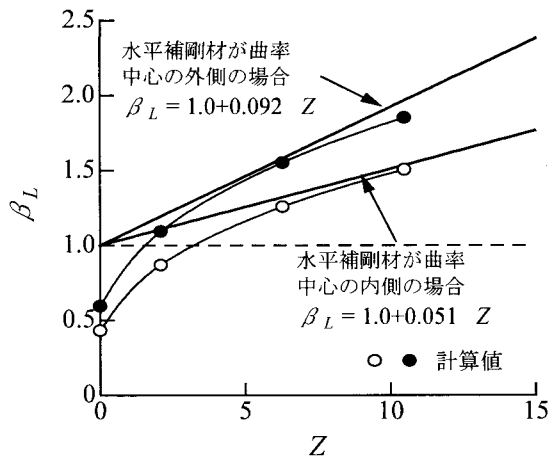


図-7 水平補剛材の必要剛比 (SM400 の例)

i) 水平補剛材が1段で、曲率中心の外側に取り付く場合

$$\gamma_h^c \geq \gamma_{hm}^s (1.0 + C_1 Z) \quad (30)$$

ii) 水平補剛材が1段で、曲率中心の内側に取り付く場合

$$\gamma_h^c \geq \gamma_{hm}^s (1.0 + C_2 Z) \quad (31)$$

ただし、常に $\gamma_h^c \geq \gamma_{hm}^s$ とする。また、係数 $C_1$ 、および $C_2$ の値は、表-6に示すものを用いるものとしている。ここに、 $\gamma_h^c$ ：曲線桁における水平補剛材の必要剛比、 $\gamma_{vm}^s$ ：道路橋示方書のⅡ鋼橋編「10.4.4 垂直補剛材の剛度、鋼種及び板厚」において規定される垂直補剛材の必要最小剛比、

表-6 係数  $C_1$ , および  $C_2$  の値

| 鋼種     | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490 | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W |
|--------|---------------------------|-------|----------------------------|
| パラメーター |                           |       |                            |
| $C_1$  | 0.082                     | 0.092 | 0.095                      |
| $C_2$  | 0.043                     | 0.051 | 0.053                      |

$$Z = \frac{a^2}{R_w t_w} \sqrt{1 - \mu^2} : \text{無次元曲率パラメータ}$$

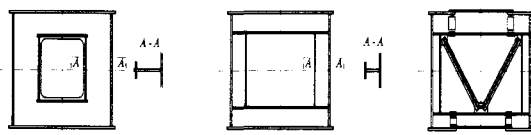
また,  $a$  : 垂直補剛材の間隔 (mm),  $t_w$  : 腹板の板厚 (mm),  
 $R_w$  : 腹板の曲線半径 (mm), および  $\mu$  : 鋼材のポアソン比 (=0.3).

## 5. 曲線箱桁の中間ダイヤフラムの設計法

曲線箱桁に著しい断面変形が生じると, 曲線箱桁の剛性の低下などにより, 本来の曲げ・せん断・ねじれ耐荷力を期待することができなくなる. これを防止するために, 曲線箱桁には, 中間ダイヤフラムを設けるものとしている. 中間ダイヤフラムの設計項目としては, ダイヤフラムの間隔, 所要剛性の決定, ならびに使用限界状態に対する照査が重要となる.

### 5.1 中間ダイヤフラムの形状

曲線箱桁の中間ダイヤフラムとして標準的な形式としては, 図-8 に示すものが使用されている. 形式選定に当たっては, 曲線箱桁の断面寸法, 箱桁内に配置される付属物の設置位置, および製作・架設などに, 十分な注意を払うものとしている.



(a) 充腹隔板形式 (b) ラーメン形式 (c) トラス(V形)形式

図-8 中間ダイヤフラムの標準形式

### 5.2 中間ダイヤフラムの間隔

曲線箱桁の中間ダイヤフラムの間隔  $L_d$  は, 図-9 に示すように, スパン  $l$  の直線箱桁に対して求められた中間ダイヤフラム間隔  $l_d$  を参照にして式(34)より求めるものとしている. 図-9 は, 活荷重が偏心載荷する場合を対象として, 文献25)~26)より算定したずり応力度  $\sigma_{DW}$  が, 曲げによる垂直応力度  $\sigma_b$  の5%以下になるように, 直線箱桁の中間ダイヤフラム間隔  $l_d$  を定めたものである. すなわち,

$$l_d = 6 \quad (\text{m}) \quad (l < 60\text{m}) \quad (32-1)$$

$$l_d = (0.14l - 2.4) \quad (\text{m}) \quad (60 \leq l < 160\text{m}) \quad (32-2)$$

$$l_d = 20 \quad (\text{m}) \quad (160\text{m} \leq l) \quad (32-3)$$

に, 曲線箱桁の中心角  $\Phi$ , およびスパン  $L = R\Phi$  の関数として与えられる次式の補正係数  $\zeta(\Phi, L)$ , すなわち

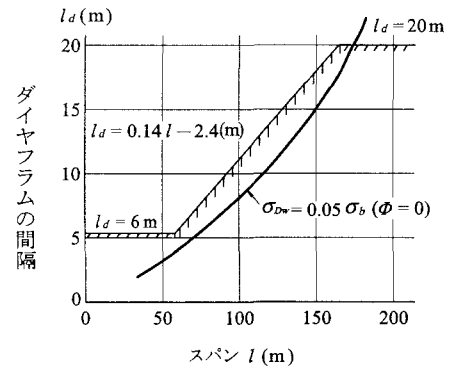


図-9 直線箱桁に対する適切な中間ダイヤフラム間隔

$$\zeta(\Phi, L) = 1.0 \quad (L < 60\text{m}) \quad (33-1)$$

$$\zeta(\Phi, L) = 1.0 - \frac{\sqrt{\Phi}(L - 60)}{140} \quad (60 \leq L \leq 200\text{m}) \quad (33-2)$$

を乗じ, 曲線箱桁の中間ダイヤフラムの適切な間隔  $L_d$  は, 式(34)によって求めるものとしている.

$$L_d = l_d \cdot \zeta(\Phi, L) \quad (\text{m}) \quad (34)$$

### 5.3 中間ダイヤフラムの剛度

曲線箱桁の断面形状が保持できるように, 中間ダイヤフラムには, 適切な剛性が必要である. とくに, 厳格な解析を行わないときには, 文献25)~26)の方法で与えられる剛度比  $\gamma$  を持たせたものとしている.

$$\gamma = \frac{K_D}{K_{DW} L_d} \geq 1,500 \quad (35)$$

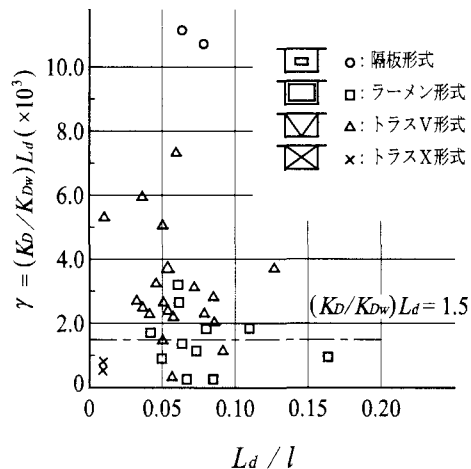


図-10 長大箱桁橋の中間ダイヤフラムの無次元剛比  $\gamma$

ここに,  $K_D$  : 中間ダイヤフラムの剛度 (N・mm),  $K_{DW}$  : 曲線箱桁が持つ固有の断面変形に対する剛度 (N・mm/mm), および  $L_d$  : 中間ダイヤフラムの間隔 (m).

実際の剛度  $\gamma$  の値を文献27) では, 長大箱桁橋26橋に対して調査し, 図-10 のようにまとめている. ここで, ほとんどの中間ダイヤフラムが, 式(35)を満足している. しかし, X型トラスとラーメン形式のものでは, 若干,

剛度の小さいものが見受けられる。このタイプのダイヤフラム形式を採用する場合は、十分に注意して設計する必要がある。

#### 5.4 中間ダイヤフラムの使用限界状態の照査

曲線箱桁が終局限界状態に達する前に、中間ダイヤフラムが、使用限界状態に達してはならない。この考えに基づき、中間ダイヤフラムに対しては、使用限界状態に対する安全係数を  $\nu_s = 1.39$  にとり、使用限界状態に対する照査を行うものとしている。

その際、中間ダイヤフラムの形式に応じて、応力の算出方法が異なるので、それらは、以下に整理された諸式で照査するものとしている。

##### (1) 充腹隔板形式 (図-8(a) 参照)

$$\nu_s \frac{\tau}{\tau_Y} \leq 1 \quad (36)$$

##### (2) ラーメン形式 (図-8(b) 参照)

$$\left( \frac{\nu_s \sigma}{\sigma_Y} \right)^2 + \left( \frac{\nu_s \tau}{\tau_Y} \right)^2 \leq 1.0 \quad (37)$$

##### (3) トラス形式 (図-8(c) 参照)

$$\nu_s \frac{\sigma}{\sigma_Y} \leq 1 \quad (38)$$

以上の諸式の中に含まれる垂直応力  $\sigma$ 、せん断応力  $\tau$  算出時に必要な断面変形に対するずりねじれモーメント  $T_{DW}^s$  (N・mm) は、文献 25)~26) を参考にして、式(39)の実用的な式が、得られている。

$$T_{DW}^s = \frac{Bb}{8} (p_1 D + p_2 L_d) + \frac{0.525 L_d^2}{16R} (2w_d L_d + p_1 B D + p_2 B L_d) \quad (39)$$

式(39)の右边第2項の分子における 0.525 の値は、曲線箱桁の実績調査によるもので<sup>26),27)</sup>、その最大値 0.525 をとっている。

## 6. 支点上補剛材の設計法

曲線 I 桁の支点上補剛材は、著しく大きい集中荷重を受けるので、強度部材とみなして設計を行うこととした。また、曲線箱桁の支点上補剛材や支点上ダイヤフラムは、剛度部材である中間ダイヤフラムと異なるので、同様に、強度部材とみなして設計を行うこととしている。

これらの支点上補剛材の標準的な形式としては、大別すると、i) 腹板に取り付けられた曲線 I 桁、および曲線箱桁の支点上補剛材、および ii) 曲線箱桁の支点上ダイヤフラムに取り付けられた支点上補剛材がある<sup>28)</sup>。これら支点上補剛材の形式に応じて、終局限界状態に対する照査を行うこととした。

## 6.1 腹板に取り付けられた曲線 I 桁、および曲線箱桁支点上補剛材の終局限界状態の照査

### (1) 梁-柱モデルによる終局限界状態の照査

主桁腹板の端パネルが弾性座屈を起こしたのちに、張力場の発生を許す、所謂、後座屈挙動も考慮するプレートガーダーの場合、端支点上補剛材には、図-11 に示すように、支点反力による軸方向圧縮力のほか、主桁腹板の張力場による水平方向の分力が支点上補剛材に横荷重として作用する<sup>29)~32)</sup>。そのため、端支点上補剛材は、軸方向圧縮力と同時に著しい曲げ作用を受け、梁-柱としての挙動を呈する。この梁-柱モデルとしての終局限界状態に対する安全性の照査は、式(40)によって行うものとしている。

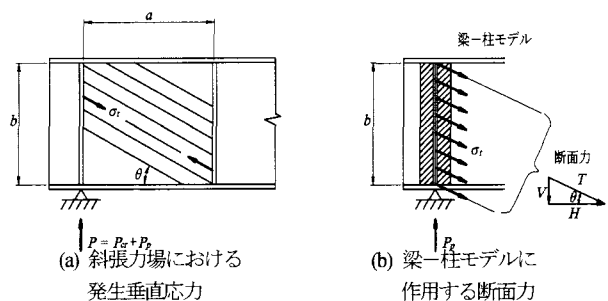


図-11 斜張力場における発生垂直応力度と梁-柱モデルに作用する断面力

$$\frac{\nu_u R}{P_{cu}} + \frac{\nu_u M}{M_Y \left( 1 - \frac{\nu_u R}{P_{cr}} \right)} \leq 1 \quad (40)$$

ここに、 $\nu_u$ : 終局限界状態に対する安全係数 (=1.67)、 $R$ : 作用支点反力 (N)、

$$P_{cu} = \sigma_{cu} A_{eff} \quad (\text{N}) \quad (41)$$

$$M_Y = \sigma_Y W_{eff} \quad (\text{N}) \quad (42)$$

、 $A_{eff}$ : 支点上補剛材と腹板とが協力する有効断面の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) で、式(43)によって算出する。

$$A_{eff} = A_e + B_e t_w \quad (\text{mm}^2) \quad (43)$$

また、 $A_e$ : 支点上補剛材の断面積 ( $\text{mm}^2$ )、 $B_e$ : 主桁腹板が座屈に協力する有効幅 (mm)、 $t_w$ : 主桁腹板の板厚 (mm)、および  $W_{eff}$ : 支点上補剛材有効断面の弱軸に関する断面係数 ( $\text{mm}^3$ )。

主桁腹板の有効幅の取り方は、タイプによって安全側になったり、また危険側になったりすることが実験により示されているので<sup>29)</sup>、従来どおり、道路橋示方書<sup>1)</sup>に従うこととしている。そして、柱の圧縮に対する終局強度  $\sigma_{cu}$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) についても、道路橋示方書<sup>1)</sup>に従うこととしている。

さらに、道路橋示方書<sup>1)</sup>においては、有効座屈長  $l$  は桁高  $h$  の 0.5 倍をとっている。しかし、本試案では、終局

状態を照査することでもあり、安全側の有効座屈長として、式(44)を用いることとしている<sup>29), 31), 32)</sup>。

$$l = 0.7h \text{ (mm)} \quad (44)$$

## (2) 終局支圧強度の照査

軸方向力による終局耐荷力の照査、および終局支圧強度の照査は、許容応力度設計法における照査式を限界状態設計法の書式に書き換えた式により行っている。

道路橋示方書<sup>1)</sup>の考え方を踏襲し、鋼材の限界支圧応力度 $\sigma_{bu}$ は、降伏点の50%増しとすることになっている。

曲線桁支点上補剛材の支圧に対する終局限界状態の照査は、式(45)によって行うものとしている。

$$v_u \frac{R}{R_{bu}} \leq 1 \quad (45)$$

ここに、 $v_u$ ：終局限界状態に対する安全係数 (=1.67)， $R$ ：支点反力 (N)，

$$R_{bu} = \sigma_{bu} A'_{eff} \text{ (N)} \quad (46)$$

$$A'_{eff} = A'_s + B'_e t_w \text{ (mm}^2\text{)} \quad (47)$$

$$B'_e = B + 2t_f \quad (48)$$

$$\sigma_{bu} = 1.5\sigma_y \text{ : 鋼材の限界支圧応力度 (N/mm}^2\text{)} \quad (49)$$

また、 $A'_s$ ：支点上補剛材の断面積 (mm<sup>2</sup>)，および $B$ ：ソールプレートの幅 (mm)。

## 6.2 支点上ダイヤフラムに取り付けられた曲線箱桁橋の支点上補剛材の終局限界状態の照査

### (1) 柱モデルによる終局限界状態の照査

支点上ダイヤフラムに取り付けられた曲線箱桁の支点上補剛材に対しては、腹板に支点上補剛材が取り付けられてなく、せん断座屈後の張力場によるアンカー力が支点上ダイヤフラムの補剛材に作用することがない。したがって、式(40)の梁-柱モデルの耐荷力照査式において、曲げの影響を無視した柱モデルを適用し、終局限界状態の照査は、式(50)で行うものとしている。すなわち、

$$v_u \frac{R}{R_u} \leq 1 \quad (50)$$

ここに、 $v_u$ ：終局限界状態に対する安全係数 (=1.67)，および $R$ ：作用支点反力(N)，また

$$R_u = \sigma_{cu} A_{eff} \text{ : 終局限界支点反力 (N)} \quad (51)$$

### (2) 終局支圧強度の照査

この条項に対しては、上記6.1(2)に対するものと同じ考えとしている。

## 6.3 曲線箱桁橋の支点上ダイヤフラムそのものの終局限界状態の照査

支点上ダイヤフラム自身の終局限界状態の照査は、図-12を参照にして、せん断力 $S$ に対しては式(52)、曲げモーメント $M$ に対しては式(53)、またせん断力 $S$ と曲げモーメント $M$ の組み合わせに対しては式(54)によって、行うものとしている。

### (1) せん断力 $S$ に対する照査

$$v_u \frac{S}{S_u} \leq 1 \quad (52)$$

ここに、 $v_u$ ：終局限界状態に対する安全係数 (=1.67)， $S$ ：作用せん断力(N)，および $S_u$ ：終局せん断力(N)。

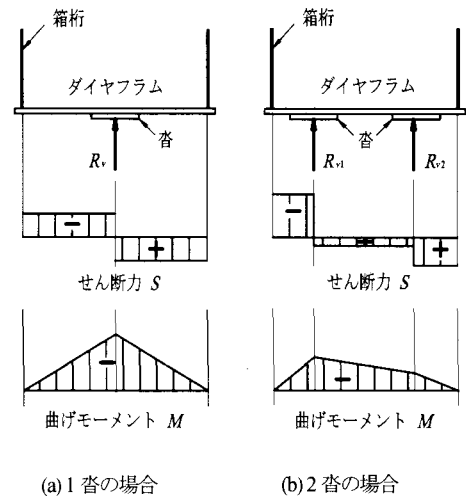


図-12 支点上ダイヤフラム内に発生する断面力

### (2) 曲げモーメント $M$ に対する照査

$$v_u \frac{M}{M_{bu}} \leq 1 \quad (53)$$

ここに、 $v_u$ ：終局限界状態に対する安全係数 (=1.67)， $M$ ：作用曲げモーメント (N・mm)，および $M_{bu}$ ：終局曲げ耐力 (N・mm)。

### (3) せん断力 $S$ と曲げモーメント $M$ との組合せに対する照査

$$\left( \frac{v_u S}{S_u} \right)^2 + \left( \frac{v_u M}{M_{bu}} \right)^2 \leq 1 \quad (54)$$

箱桁の中間支点上ダイヤフラム近傍の下フランジは、橋軸方向の圧縮力を受けると同時に橋軸直角方向の圧縮力も受ける。そのため、下フランジは二方向の軸方向圧縮力を受ける板としての照査も、行う必要があろう。

7. 許容応力度設計法との比較・検討

前章までに示した限界状態設計法に従い、許容応力度設計法にて決定した断面に対し、安全性の照査を行っている。それらの結果を、以下に纏める。

照査は、曲線Ⅰ桁橋(幅員：9.2m、曲線半径：250.0m、および支間：32.0m+40.0m+32.0mの3径間非合成Ⅰ桁橋(4本主桁))と曲線箱桁橋(幅員：9.2m、曲線半径：150.0m、および支間：40.0m+50.0m+40.0mの3径間非合成箱桁橋(2本主桁))との支間中央部、中間支点部、および断面力交番部の各部位の耐荷力に対して行った。各々の断面を図-13～図-14に示す。また、限界状態設計法と許容応力度設計法との比較・検討を行うにあたり、後者の許容応力度設計法による設計結果の照査に対しては作用応力度を許容応力度で割った値、また合成応力度の照査については1.2で割った値を用いるものとする。

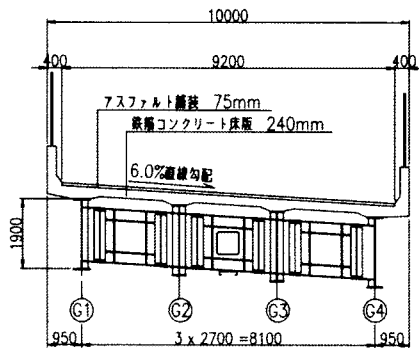


図-13 曲線Ⅰ桁断面図

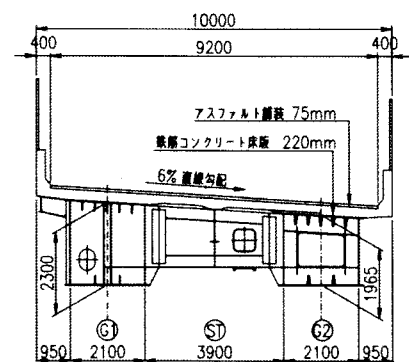


図-14 曲線箱桁断面図

(1) 曲線Ⅰ桁橋における比較・検討

各設計法による設計結果のうち耐荷力の比較結果を、表-7に示す。

終局限界状態に対する設計結果によると、ほとんどの断面で曲げが卓越する載荷状態であったため、ここでは、曲げ耐荷力の照査のみの比較となった。そして、終局限界状態に対する耐荷力が、許容応力度設計法による耐荷力に比べ、2%～5%の余裕をもつ結果となった。これは、終局限界状態設計法と許容応力度設計法の安全率の相違、および終局限界状態において降伏後の余剰耐力を考慮した耐荷公式を用いていることによるものと考えられる。

なお、使用限界状態に対する設計結果と許容応力度設計法による耐荷力との比は、0.81～0.82 となり、使用限界状態に対する耐荷力が、許容応力度設計法による耐荷力に比べ、17%～19%程度の余裕をもつ結果となった。

表-7 終局限界状態に対する設計結果と許容応力度設計法による設計結果との比較

| 照 査 項 目                |                 | 支間中央   | 中間支点    | 断面力交番部  |
|------------------------|-----------------|--------|---------|---------|
| 作用断面力                  | 曲げモーメント (kN・m)  | 6333.9 | -9746.0 | -3731.5 |
|                        | せん断力 (kN)       | -295.4 | 1353.1  | 1050.3  |
| 終局限界状態に対する設計結果<br>(①)  | 曲げ耐荷力照査         | ≤1.0   | 0.941   | 0.934   |
|                        | せん断耐荷力照査        | ≤1.0   | ---     | ---     |
|                        | 組合せ断面力耐荷力照査     | ≤1.0   | ---     | ---     |
| 許容応力度設計法による設計結果<br>(②) | U. FLG直応力度照査    | ≤1.0   | 0.960   | 0.982   |
|                        | L. FLG直応力度照査    | ≤1.0   | 0.887   | 0.989   |
|                        | せん断応力度照査        | ≤1.0   | 0.082   | 0.381   |
|                        | 合成応力度照査         | ≤1.0   | 0.725   | 0.733   |
| 各設計結果による耐荷力の比<br>(①/②) | 曲げに対する耐荷力の比     | 0.980  | 0.945   | 0.945   |
|                        | せん断力に対する耐荷力の比   | ---    | ---     | ---     |
|                        | 組合せ断面力に対する耐荷力の比 | ---    | ---     | ---     |

(2) 曲線箱桁橋における比較・検討

各設計法による設計結果のうち、耐荷力の比較結果を、表-8に示す。

終局限界状態に対する設計結果と許容応力度設計法による耐荷力の比は0.56～0.71 となり、終局限界状態による耐荷力が許容応力度設計法の耐荷力に比べ、30%～40%の余裕をもつ結果となった。これは、終局限界状態による耐荷力が連成座屈による余剰耐力を考慮した耐荷力公式を用いていることによると考えられる。これに対し、せん断耐荷力の比は1.22～1.37 であり、許容応力度設計法によるものの方が、終局限界状態に対するものより高い耐荷力を有する結果となった。

なお、使用限界状態に対する耐荷力と許容応力度設計法による耐荷力の比は0.74～0.83 となり、使用限界状態に対する耐荷力は、許容応力度設計法による耐荷力に比べ17%～26%程度の余裕をもつ結果となった。

表-8 終局限界状態に対する設計結果と許容応力度設計法による設計結果との比較

| 照 査 項 目                |                 | 支間中央    | 中間支点    | 断面力交番部  |
|------------------------|-----------------|---------|---------|---------|
| 作用断面力                  | 曲げモーメント (kN・m)  | 26756.0 | 37779.0 | -6148.0 |
|                        | せん断力 (kN)       | -712.0  | -3485.0 | 2239.0  |
|                        | ねじりモーメント (kN・m) | -596.0  | -1610.0 | 1105.0  |
| 終局限界状態に対する設計結果<br>(①)  | 曲げ耐荷力照査         | ≤1.0    | 0.678   | 0.542   |
|                        | せん断耐荷力照査        | ≤1.0    | 0.222   | 0.788   |
|                        | 組合せ断面力耐荷力照査     | ≤1.0    | 0.510   | 0.915   |
| 許容応力度設計法による設計結果<br>(②) | U. FLG直応力度照査    | ≤1.0    | 0.957   | 0.960   |
|                        | L. FLG直応力度照査    | ≤1.0    | 0.885   | 0.918   |
|                        | せん断応力度照査        | ≤1.0    | 0.163   | 0.644   |
|                        | 合成応力度照査         | ≤1.0    | 0.675   | 0.983   |
| 各設計結果による耐荷力の比<br>(①/②) | 曲げに対する耐荷力の比     | 0.708   | 0.564   | 0.627   |
|                        | せん断力に対する耐荷力の比   | 1.366   | 1.223   | 1.334   |
|                        | 組合せ断面力に対する耐荷力の比 | 0.756   | 0.931   | 2.337   |

8. 結論

本論文は、個別に発表している研究を一連の限界状態設計法として取り纏めたものである。このような限界状態設計法を用いた場合、試設計によると、許容応力度設計法に比べ、耐荷力に余裕を持つ結果が、与えられた。

このように、限界状態設計法を用いることにより、合理的な断面の決定が、可能になることを確認できた。今後は、安全係数の設定法について、さらなる検討が加えられ、対象とする構造物の実状に合致した安全係数を設定することで、より合理的な設計が可能となると考える。

**謝辞：**本試案が阪神高速道路公団・管理技術センターから委託された「曲線桁の限界状態設計法に関する研究会」の成果の一部を有志により、纏めたものである。研究会においては、大阪市立大学の北田俊行教授をはじめ、阪神高速道路公団、および日本橋梁建設協会・関西支部の関係委員の方々のご指導・ご協力を戴いた。また、JIP テクノサイエンス(株)田中克弘博士には、数値解析で多大なるご協力を戴いた。ここに、記して深謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編，平成 14 年 3 月。
- 2) 阪神高速道路公団：曲線桁設計の手引き(案)，昭和 63 年 10 月。
- 3) ISO：International Standard, ISO 2394, General principle on reliability for structures, Third edition, June 1998.
- 4) CEN：Final Draft prEN 1990 Eurocode-Basis of structural design, July 2001.
- 5) 松本直也：特集・本格化する土木分野のグローバルスタンダード時代，第 3 章 国土交通省における対応，土木学会誌，pp.11-13, Vol.88, 2003 年 5 月。
- 6) (財)阪神高速道路管理技術センター・曲線桁の限界状態設計法に関する研究会：限界状態設計法による曲線桁橋の設計の手引き書(案)，平成 16 年 3 月。
- 7) 土木学会：鋼構造物設計指針，PART A 一般構造物，鋼構造シリーズ⑨A，平成 9 年版，平成 9 年 5 月。
- 8) 中井 博，北田俊行，江見 晋，北沢正彦，大南亮一：曲線プレートガーダー橋の終局強度に基づく設計法の一提案，橋梁と基礎，Vol.21, No.6, 1987 年 6 月。
- 9) 中井 博，松村駿一郎，吉川 紀，北田俊行，大南亮一：曲線桁腹板の実績調査，橋梁と基礎，Vol.15, No.4, 1981 年 10 月。
- 10) 鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会：鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則，土木学会論文集，No.450/I-20, p.13-20, 1992 年 7 月。
- 11) 土木学会：鋼構造物設計指針，PART B 合成構造物，鋼構造シリーズ⑨B，平成 9 年版，平成 9 年 5 月。
- 12) 中井 博，北田俊行，村山泰男：局部座屈を考慮した曲線箱桁橋の耐荷力解析，土木学会論文集 No.513/I-31, pp.53-64, 1995 年 4 月。
- 13) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，鋼・合成構造物，丸善，平成 12 年 7 月。
- 14) 中井 博，北田俊行，大南亮一：曲げとせん断との組合せ荷重を受ける曲線桁の強度特性に関する研究，土木学会論文集，No.365, I-3, 1985 年 4 月。
- 15) K. Basler and B. Turlimann：Strength of Plate Girder in Bending, Trans. of ASCE, Vol.128, Part II, p.655, 1963.
- 16) 中井 博，村山泰男，北田俊行：曲げとねじりを受ける補剛材付きの薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38-A, 1992 年 3 月。
- 17) 中井 博，北田俊行，村山泰男，室塚直人：曲げとねじりを受ける箱桁の終局強度に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.42-A, 1996 年。
- 18) K. Basler：Strength of Plate Girder in Shear, Trans. of ASCE, Vol.128, Part II, p.683, 1963.
- 19) 中井 博編著：鋼・合成橋梁の進歩を支える諸技術，山海堂，1999 年 5 月。
- 20) 日本道路協会：鋼道路橋構造物の疲労設計指針，2002 年 3 月。
- 21) 小松定夫，北田俊行：初期不整を含む自由突出圧縮鋼板の極限強度特性について，土木学会論文報告集，第 314 号，pp.15-27, 1981 年 10 月。
- 22) D. H. Hall and C. H. Yoo: Recommended Specifications for Curved-Girder Bridges, NCHRP Project 12-38, December 1998.
- 23) 中井 博，北田俊行，大南亮一，川井 正：曲げを受ける曲線桁橋腹板の解析と設計に関する一研究，土木学会論文集，第 368 号/I-5, pp.235-244, 1986 年 4 月。
- 24) 中井 博，北田俊行，大南亮一：曲線桁腹板における中間垂直補剛材の一設計法，土木学会論文集，第 362 号/I-4, pp.249-257, 1985 年 10 月。
- 25) 中井 博，北田俊行：鋼橋設計の基礎，共立出版，1992 年 5 月。
- 26) H. Nakai and C. H. Yoo: Analysis and Design of Curved Steel Bridges, McGraw-Hill, New York, 1988.
- 27) 中井 博，村山泰男：ダイヤフラムを有する曲線箱桁橋のずり応力の解析とその応用，土木学会論文集，No.309, pp.25-39, 1981 年 5 月。
- 28) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計，鋼構造シリーズ⑥，平成 6 年 7 月。
- 29) 中井 博，総田完治，阪野雅則：プレート・ガーダー一端支点上補剛材の耐荷力実験と解析，構造工学論文集，Vol.32A, pp.399-410, 1986 年 3 月。
- 30) British Standards Institution：BS5400, Steel, concrete and composite bridge, Part 3, Code of practice for design of steel bridges, April 1982.
- 31) Swiss Society of Engineers and Architects：Swiss Standard SIA 161, Steel Structures, 1979.
- 32) DIN 18800 Teil 3：Stahlbauten Stabilitätsfall – Plattenbeugen, Norm-Vorlage, Aug./Nov.1986.

(2004 年 9 月 16 日受付)