

# 鋼I桁橋の横ねじれ座屈に関する実用的設計法の提案

A design method of lateral-torsional buckling of plate girders with I-section

尾下里治\*, 水口知樹\*\*

Satoji Oshita, Toshiki Mizuguchi

\* 工博 (株)横河ブリッジ 技術本部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27 番地横河テクノビル)

\*\* 工修 (株)横河ブリッジ 橋梁生産本部 設計第一部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27 番地横河テクノビル)

A practical design method by eigenvalue buckling analysis of frame model with thin-walled members is proposed for lateral-torsional buckling of plate girders with I-section. First, elastic buckling moment is given by the eigenvalue buckling analysis. Then, the bending strength is figured out from the elastic buckling moment. The accuracy of the eigenvalue buckling analysis is confirmed by FEM analysis with shell members. The standard load carrying given by the design method obtains the reliability by comparison with obvious experiments and analyses.

*Key Words: Lateral-Torsional Buckling, Eigenvalue Buckling Analysis, Analysis of Frames, Plate Girder with I-section*

キーワード: 横ねじれ座屈, 弾性座屈固有値解析, 骨組解析, 鋼I桁橋

## 1. まえがき

社会資本整備に対する費用削減の要求が高まる中、鋼道路橋の建設費削減を目的とした少数主桁橋の建設が進んでいる。PC床版や合成床版を採用することで従来の多主桁橋より主桁本数を少なくし、横桁も簡素化することで製作、架設の合理化および省力化を図っている。しかし、長支間化され横構も省略された2主桁橋では、床版コンクリート打設時や送り出し架設時などの現場施工時に横ねじれ座屈する危険性がある。そのため、架設中の各段階において2主桁橋の構造的安定を確認することは重要である。

道路橋示方書<sup>1)</sup>では、断面全体の水平方向の断面二次モーメントが鉛直方向の断面二次モーメントより小さく、さらに支間長が腹板間隔のおよそ18倍より大きい2主桁橋では全体横ねじれ座屈を照査するよう規定されている。また、鋼構造架設設計施工指針<sup>2)</sup>では、横構を省略した2主桁橋などの圧縮応力を受ける部分が横方向に拘束されていない細長い構造物に対して、架設中の全体横ねじれ座屈に注意するよう規定されている。

これらの規定に対し、鋼道路橋設計便覧<sup>3)</sup>では、Vlasovによる弾性横ねじれ座屈強度が示されている。しかし、1軸対称断面単純支持桁に純曲げ、もしくは等分布荷重が作用した場合が対象で、架設中の2主桁橋の構造的安定を確認するには不十分である。

一方で、鋼I桁橋の横ねじれ座屈に関する研究は、これまでに数多く行われてきた。福本ら<sup>4)</sup>は、複数の2主桁および単桁の曲げ耐力を静的載荷実験により求め、ヨーロッパ鋼構造連合(ECCS)の基本強度式を用いて2主桁の全体横ねじれ座屈に関する設計を行うことを提案している。小松ら<sup>5),6)</sup>は、主桁と横桁間の接合部の剛性、もしくは横構によるせん断剛性を考慮した横ねじれ座屈に関する簡易設計式を提案し、解析的に精度を検証している。また、西村ら<sup>7)</sup>および野上ら<sup>8)</sup>は、それぞれ合理化鋼2主桁橋の床版コンクリート打設時の横ねじれ座屈特性について検討を行っている。

これら既往の研究を踏まえ、筆者らは実用的な設計法について検討し、薄肉断面はり要素の骨組モデルによる弾性座屈固有値解析から座屈有効長さを求め、道路橋示方書の固定点間距離に置き換えることで、曲げ圧縮応力による設計法を文献9)において提案した。

しかし、道路橋示方書の座屈耐力曲線は2軸対称でスレンダーな桁を想定したものであり、合成桁のような1軸対称断面桁や、圧延H型钢のようなずんぐりしたはりを想定していない。

そこで、本論文では、弾性座屈モーメントから直接算出した細長比パラメータを用いる土木学会式<sup>10)</sup>を適用することで、文献9)より一般性があり、精度を高めた設計法を提案するものである。

## 2. 弾性座屈固有値解析を用いた設計法の提案

土木学会<sup>10)</sup>による、はりの非弾性横ねじれ座屈を考慮した曲げ強度は式(1)、(2)から求められる。すなわち、はりのフランジおよびウェブの幅厚比パラメータ  $R_f$ 、 $R_w$  から3種類の断面に分類されて、曲げ基準強度  $M_n$  が求められる。その曲げ基準強度  $M_n$ 、および弾性座屈モーメント  $M_E$  を用いた座屈パラメータ各種から曲げ強度  $M_{buz}$  が算出される。

$$M_{buz} = \begin{cases} \phi_{b0} \cdot M_n \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\phi_b}{\phi_{b0}} \right) \frac{\bar{\lambda}_b}{\bar{\lambda}_{b0}} \right] & (\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{b0}) \\ \frac{\phi_b \cdot M_n}{2\bar{\lambda}_b^2} \left[ \beta_b - \sqrt{\beta_b^2 - 4\bar{\lambda}_b^2} \right] & (\bar{\lambda}_b > \bar{\lambda}_{b0}) \end{cases} \quad (1)$$

ここに、

- $M_{buz}$  : 強軸曲げに関するはり部材の曲げ強度
- $\phi_b$ 、 $\phi_{b0}$ 、 $\bar{\lambda}_{b0}$ 、 $\beta_b$  : 文献10)による座屈パラメータ各種
- $\bar{\lambda}_b$  : はりの細長比パラメータ
- $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_n/M_E}$  (2)
- $M_n$  : 文献10)によるはり断面の曲げ基準強度
- $M_E$  : 横ねじれ座屈に関する弾性座屈モーメント

ただし、圧縮フランジがコンクリート版などで直接固定されている場合には、 $\bar{\lambda}_b$  は常に  $\bar{\lambda}_{b0}$  より小さいものとする。

ここで、弾性座屈モーメント  $M_E$  の求め方については、文献10)に算出式が示されている。しかし、横桁や対傾構の間隔を固定点間距離と規定しているため、横桁位置の垂直補剛材の剛度や横構の有無の影響、あるいは全体横ねじれ座屈の影響などを考慮できない。

そこで、筆者らは設計で通常使用する骨組モデルに薄肉断面はり要素を用いて弾性座屈固有値解析を行い、弾性座屈モーメントを算出することを提案してきた<sup>9)</sup>。骨組モデルには、主桁と横桁の接合を回転ばねで再現し、横構の有無も反映させている。回転ばねの算出式のほか、薄肉断面はりによる骨組モデルを作成する上での注意点は文献9)のとおりである。

文献9)では、設計の便宜上から道路橋示方書に従い、圧縮フランジの固定点間距離  $l$  を算出し、曲げ圧縮応力度に基づいて照査を行うことを提案していた。しかし、本論文では設計の汎用性を高めるため、鋼I桁の断面が実橋の寸法と同様なスレンダーな桁だけでなく、圧延H型鋼のようなずんぐりした桁にも適用可能とした。具体的には、固定点間距離  $l$  に基づく現行のパラメータ  $\alpha$  (式(3)) を、弾性座屈モーメントより直接算出できる細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_b$  に変更した。現行のパラメータ  $\alpha$  は、2軸対称でスレンダーな実橋断面の桁を想定して  $\bar{\lambda}_b$  を

単純化したものである<sup>11)</sup>が、式(2)によった方が一般性があり、精度も高くなる。

$$\alpha = \frac{2}{\pi} K \left( \frac{l}{b} \right) \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ここで、

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad (4)$$

$l$  : 弾性座屈モーメントから求まる座屈有効長さ

(圧縮フランジの固定点間距離)

$b$  : 圧縮フランジ幅

$\sigma_y$  : 降伏応力度

$E$  : 鋼材のヤング率

$A_w$  : ウェブの断面積

$A_c$  : 圧縮フランジの断面積

また、照査方法を応力比較から断面力比較とすることで、限界状態設計法や性能照査型設計への適用も容易にした。以上、文献9)と本論文との比較を表-1に示す。

表-1 文献9)と本論文の比較

項目	文献9)	本論文
照査方法	応力比較	断面力比較
耐荷力曲線のパラメータ (はりの細長比パラメータ)	$\alpha = \frac{2}{\pi} K \left( \frac{l}{b} \right) \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$	$\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_n/M_E}$
解析対象断面	2軸対称I断面	1軸対称I断面まで 拡張
	スレンダーな桁	スレンダーな桁から、 圧延H型鋼のようなずんぐりした はりまで拡張

以上より、本章をまとめたフローを図-1に示す。

## 3. 骨組モデルの弾性座屈固有値解析の精度確認

2.章より、曲げ強度  $M_{buz}$  を算出する上で、弾性座屈モーメント  $M_E$  を如何に正確に求めるかが問題であることがわかる。実際の橋梁の弾性座屈モーメント  $M_E$  は、主桁と横桁の結合条件、横構の有無、荷重の載荷状況、および部材の断面形状(1軸対称あるいは2軸対称)など、多くの要因が影響する。よって、薄肉断面はり要素を用いた骨組モデルで正確に弾性座屈固有値が得られることを確認することが重要である。

以下に、シェル要素を用いた解析モデルによる弾性座屈固有値解析と比較して、骨組モデルによる同解析が十分な精度を確保していることを検証する。

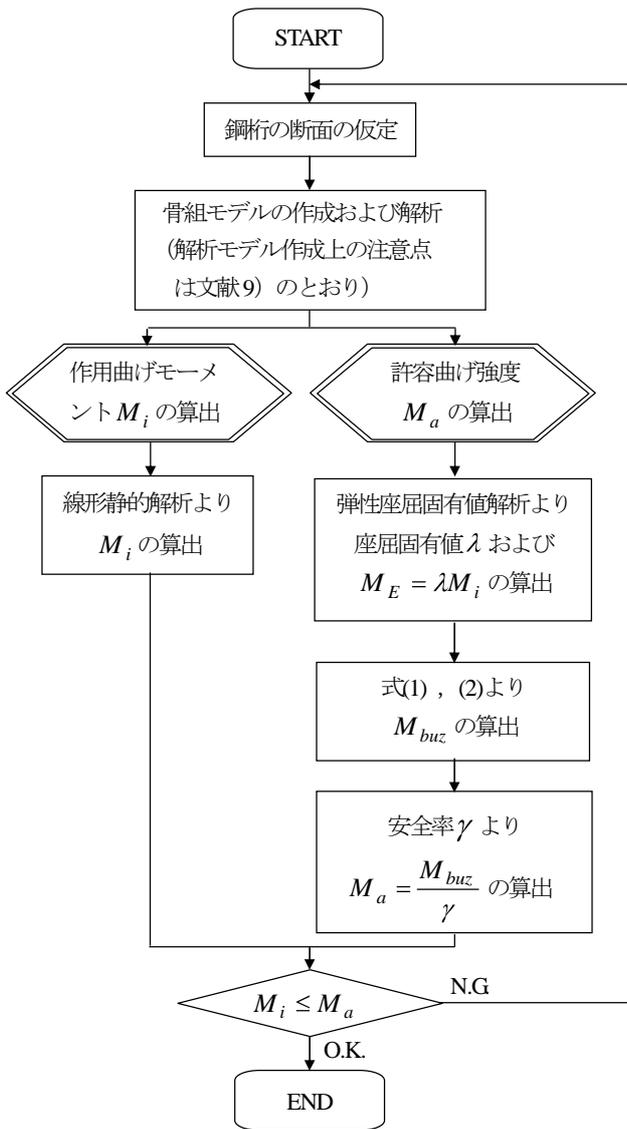


図-1 ばりの横ねじれ座屈に関する設計フロー

### 3.1 解析対象橋梁

解析の対象は、文献12)に設計例として示されている橋梁で、3区間連続鋼合成2主1桁橋である。主桁の断面諸元は図-2に示すとおりで、一般的な鋼2主1桁橋といえる。

		(mm)							
上フランジ	材質	SM490Y							
	断面	750×25	750×26	750×26	750×23	750×29	750×23	750×23	750×23
	断面長	11719	10937	10938	10937	10938	9375	9375	
下フランジ	材質	SM490Y							
	断面	750×28	750×38	750×38	750×32	800×50	750×36	750×23	
	断面長	11719	10937	10938	10937	10938	9375	9375	
ウェブ	材質	SM490Y				SM490Y	SM490Y		
	板厚	15				20	15		
横桁間隔		6250	6250	6250	6250	6250	6250	6250	6250
支間長		50000				50000			

図-2 主桁の断面諸元

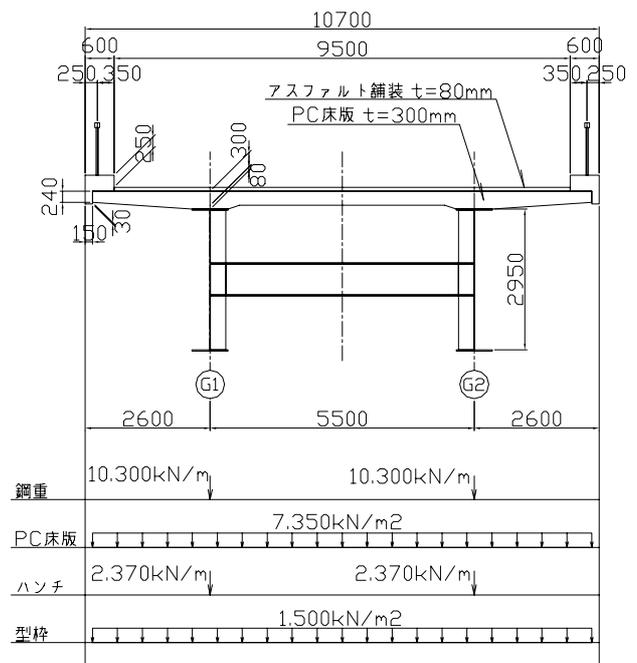


図-3 荷重諸元

本橋において、横ねじれ座屈が問題となるのは床版コンクリート打設時であるため、主桁の剛性は合成前の鋼桁のみ有効とし、荷重は合成前死荷重とした。荷重の値は図-3に示すように、それぞれ鋼重10.300kN/m桁、床版重量7.350kN/m<sup>2</sup>、ハンチ重量2.370kN/m桁、および床版コンクリート用型枠重量1.500kN/m<sup>2</sup>である。横桁はH形鋼700×300×24×13とし、端支点上横桁および中間支点上横桁の断面は上下フランジ300×14、ウェブ2641×15とした。格点部垂直補剛材の断面は320×25とした。なお、骨組モデルでは、主桁と横桁間を回転ばねで接合している。回転ばねの値に対して、弾性座屈固有値がどの程度敏感に反応するのかを検証するため、格点部垂直補剛材の断面を、ウェブに対する曲げ剛性が約1/4となる200×22とした場合の解析も行った。

さらに、全体横ねじれ座屈を抑える目的として、横構を設置した場合の解析も行い、両解析モデルによる解析結果を比較し、骨組モデルの妥当性について検証した。横構はCT形鋼144×204とし、断面積37.21cm<sup>2</sup>である。

### 3.2 骨組モデル

3.1で示した解析対象橋梁の骨組モデルを図-4に示す。そりねじりまで考慮した1節点7自由度の薄肉断面はり要素を用いた立体モデルであり、解析モデル作成上の注意点は文献9)のとおりである。解析には、(株)横河技術情報のプログラムApollo Analyzerを使用した。要素分割は横桁間の横ねじれ座屈挙動を再現できるように、横桁間隔を4分割とした。鋼重は主桁節点に載荷するが、鋼重以外の荷重は主桁上フランジ上に集中荷重として載荷するので、荷重載荷点のための剛棒を主桁節点上に設置している。剛棒の長さは全て同じとし、橋長全体にお

ける主桁上フランジ上端から主桁重心までの距離の平均値とした。支持条件は、支点上で各主桁の鉛直方向変位を拘束し、橋軸回りの回転変位およびそり変形を自由としている。

主桁と横桁間は回転ばねで接合し、回転ばね定数の算出方法は文献9)のとおりとする。具体的には表-2のとおりである。

表-2 回転ばね定数

格点部 垂直補剛材断面	橋軸回りの回転 ばね定数 $K_{\alpha}$ (kNm/rad)	鉛直軸回りの回転 ばね定数 $K_{\alpha}$ (kNm/rad)
① 320×25	$2.52 \times 10^5$	$5.40 \times 10^2$
② 200×22	$6.32 \times 10^4$	$3.77 \times 10^2$

### 3.3 シェル要素を用いた解析モデル

3.2で示した骨組モデルと同様の橋梁を対象として、主桁と横桁の上下フランジ、およびウェブを4辺形厚肉シェル要素でモデル化した（以下シェルモデルと呼ぶ）。シェル要素を用いた解析には、ソリッドワークス・ジャパン(株)のプログラムCOSMOSを使用した。要素分割数が多いと局部座屈モードが増えて、今回対象としている横ねじれ座屈モードの抽出が困難になる。そこで、そり変形の挙動を再現できる範囲で、できるだけ分割数を少なくすることを目的として、フランジ幅方向に4分割した場合の大きさをシェル要素1辺の基本とした。ウェブ高さ方向には10分割、橋軸方向には横桁間隔を16分割した。さらに、主桁と横桁間の接合部の剛性を解析に反映させるため、格点部の垂直補剛材も同要素で再現した。なお、垂直補剛材端部は上下とも主桁フランジと接合している。解析モデル図を図-5に示す。

主桁と横桁のウェブには局部座屈防止のため、水平補剛材と中間垂直補剛材をはり要素でモデル化し配置した。しかし、道路橋示方書に従って適切な剛度の補剛材を通常的设计どおり配置しても、その安全率は1.7を少し上回る程度である。ここでは弾性座屈固有値解析を行

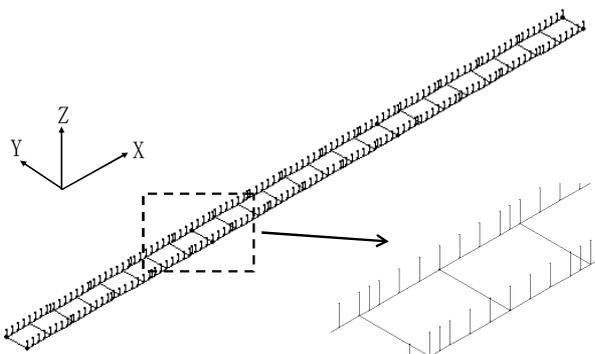


図-4 骨組モデル

うため、横ねじれ座屈に対する固有値がその安全率より大きい場合、横ねじれ座屈のモードより先に多数の局部座屈のモードが解析結果として現れることになる。着目しているのははりの横ねじれ座屈のモードであるので、低次の次数において局部座屈モードの発生を抑えるため、本解析モデルでは通常的设计より密に中間垂直補剛材を配置した。中間垂直補剛材は、はり要素でモデル化し、主桁上下フランジとは接合していない。よって、横ねじれ座屈に及ぼす影響はないと考えられる。

鋼重は主桁ウェブ全体に物体力として等分布に载荷し、鋼重以外の荷重は主桁上フランジ上に線荷重として载荷した。支持条件は、支点部における主桁ウェブ直下の節点について鉛直方向変位を拘束している。

### 3.4 解析結果

骨組モデルとシェルモデルについて、それぞれの解析結果を図-6, 7に示す。また、横構付きのそれぞれの解析結果を図-8, 9に示す。さらに、表-3に垂直補剛材を変化させた場合も含めて、固有値をまとめた。

なお、シェルモデルの解析結果では抽出した横ねじれ座屈モードより低次で局部座屈モードが現れた。そこで、骨組モデルの解析結果のように、桁があきらかに横ねじれ座屈を起こしているモードを抽出した。

また、横構付きの解析では、横構の座屈の影響も考慮して、横構を4分割したはり要素でモデル化している。しかし、今回の荷重条件では横構に作用する応力は小さく、実際には横構の座屈の影響はなかった。

表-3 解析モデルの違いによる固有値の比較

	横構なし		横構付き	
	V.Stif①	V.Stif②	V.Stif①	V.Stif②
シェルモデル	4.464	3.941	13.550	13.007
骨組モデル	4.065	3.531	13.269	12.123
骨組/シェル	0.911	0.896	0.979	0.932

注) 格点部垂直補剛材

V.Stif① : PL 320×25, V.Stif② : PL 200×22

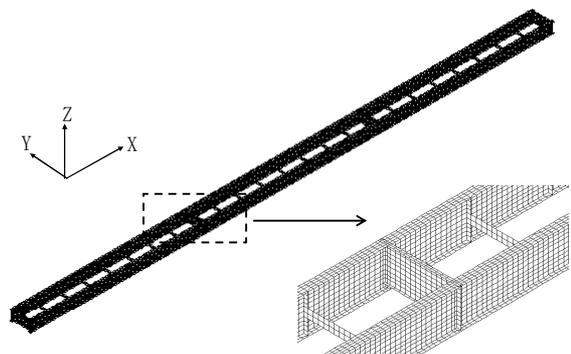


図-5 シェルモデル

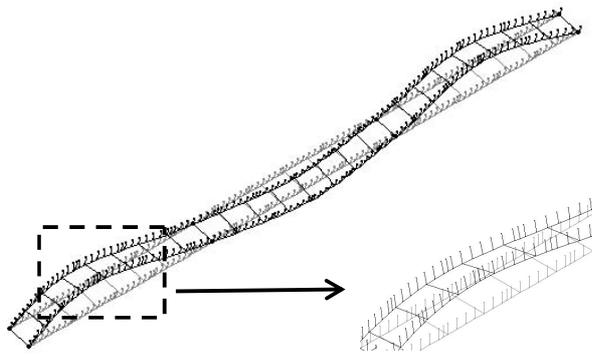


図-6 骨組モデルの座屈モード図 (横構なし)

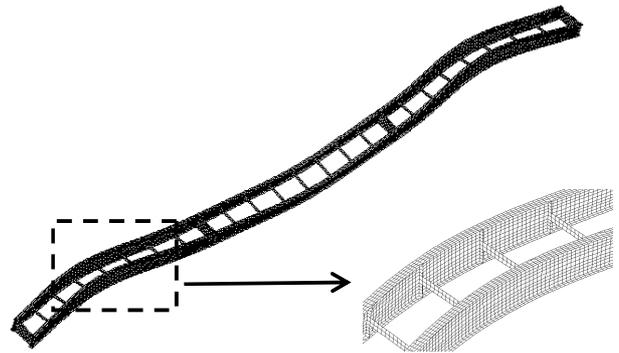


図-7 シェルモデルの座屈モード図 (横構なし)

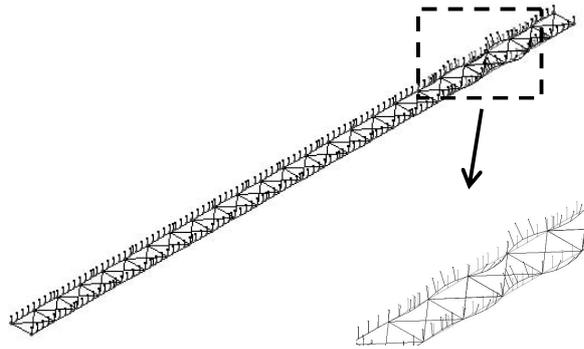


図-8 骨組モデルの座屈モード図 (横構付き)

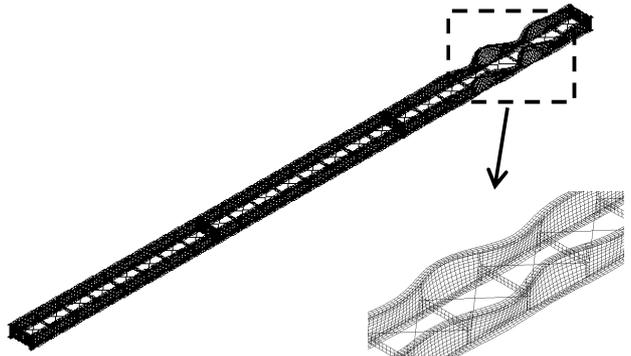


図-9 シェルモデルの座屈モード図 (横構付き)

図-6, 7を見ると, 両者とも側径間で全体横ねじれ座屈を起こしており, 座屈モード図はよく一致している. 固有値についても両者の差は約 10%程度となっている. また, 全体横ねじれ座屈モードが 1 次モードであることから, 本橋は合成前の床版コンクリート打設時において, 横桁間横ねじれ座屈よりも全体横ねじれ座屈しやすいことがわかる.

次に, 横構付きの図-8, 9を見ると, 両者とも全体横ねじれ座屈モードは消えて, 横桁間横ねじれ座屈のモード図となっている. これより, 横構によって主桁の橋軸直角方向への変形を拘束した効果が現れたことがわかる. 実際, 横構なしと比較すると固有値は約3倍になり, 横構の設置により横ねじれ座屈に対する安全性が高まったといえる. また, 表-3 から両者の固有値の差は約 4%で, 横構なしの場合より精度は良い結果となった.

垂直補剛材の断面を小さくした場合について, 表-3 の V.Stif①と②を比較すると, 横構なしの全体横ねじれ座屈が起こる場合では, 例えばシェルモデルでは 4.464 から 3.941 まで約 12%固有値が低減されている. これより, 全体横ねじれ座屈に対して, 主桁と横桁間の接合部の剛性を適切に評価することが重要であることがわかる. 一方, 横構付きの横桁間横ねじれ座屈が起こる場合では, 横桁だけでなく横構の影響もあるために, 固有値の低減は小さい. しかし, その値はシェルモデルで見ると 13.550 から 13.007 まで約 4%の低減であり, 適切に評価することで解析精度をあげることができる.

さらに, 文献9より座屈有効長さを求めると表-4 の

ようになる. 横構がない場合は, 座屈有効長さが横桁間隔の 2 倍近くになるが, 横構を設けることによって, ほぼ横桁間隔になる. つまり, 横構を設けた場合は従来の基準に基づく横桁間の固定点間距離で設計して問題ないことがわかる.

ところで, 骨組モデルよりシェルモデルの固有値の方が大きい, これは格点部の垂直補剛材に関するばね定数の精度の問題と思われる. しかし, 座屈有効長さの精度は最大でも 5%程度の誤差であり, 十分な実用性があると思われる.

表-4 解析モデルの違いによる座屈有効長さの比較

	横構なし		横構付き	
	V.Stif①	V.Stif②	V.Stif①	V.Stif②
シェルモデル	11.109	11.822	6.376	6.508
骨組モデル	11.641	12.491	6.443	6.741
骨組/シェル	1.048	1.057	1.011	1.036

以上をまとめると, 次の 3 点の知見が得られた.

- 1) 骨組モデルによる固有値の解析結果は, いずれもシェルモデルの解析結果よりも小さくなる傾向があり, 設計上安全側の結果となることがわかった.
- 2) 通常用いられる垂直補剛材の剛度であれば, 横構がない場合も含めて骨組モデルはシェルモデルに対して固有値で 10%以内, 座屈有効長さでは 5%程度以内の精度で解析できる.
- 3) 横構付きで補剛材を大きくした剛性の高いモデル

ほど、骨組モデルのシェルモデルに対する解析精度が高まる傾向がある。

#### 4. 本提案設計法による終局強度の検証

2. 章で提案した設計法の妥当性について、既往の終局強度に関する実験結果や解析結果を用いて検証する。

##### 4.1 ずんぐりした桁の実験結果による検証

福本ら<sup>4)</sup>による2主桁の全体横ねじれ座屈の実験結果を用いて、本提案設計法の妥当性を検証する。福本らの実験は縮小モデルとしていることから、主桁断面は王延H型鋼でずんぐりした桁断面となっている。検証方法としては、福本らの実験結果による終局曲げ強度 $M_{cr}$ と、土木学会の式(1)から得られる曲げ強度 $M_{buz}$ を比較した。

横軸に式(2)で示したはりの細長比パラメータ $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_n/M_E}$ をとり、縦軸に曲げ基準強度 $M_n$ で除して無次元化した実験による終局曲げ強度 $M_{cr}/M_n$ をとると図-10 のようになる。ここで、実験桁には王延H型鋼のずんぐりした桁が用いられているため、曲げ基準強度 $M_n$ は全塑性モーメント $M_p$ となる。さらに、式(1)から得られる曲げ強度 $M_{buz}$ を、実験による終局曲げ強度 $M_{cr}$ と同様に曲げ基準強度 $M_n$ で除して無次元化した曲げ強度 $M_{buz}/M_n$ の理論曲線、およびオイラー座屈の理論曲線を図中に示した。曲げ強度 $M_{buz}/M_n$ の理論曲線(平均値)に対して抵抗係数を乗じた下限値相当曲線も示している。

図-10を見ると、実験による終局曲げ強度 $M_{cr}/M_n$ を示すプロットは、横構の有無に関わらず全て曲げ強度 $M_{buz}/M_n$ の理論曲線を上回っている。これより、提案した設計法を用いると精度よく安全側の断面を設計できることがわかる。

ところで、文献9)と同様に、横軸に式(3)で示した座屈パラメータ $\alpha$ をとり、縦軸に降伏応力度 $\sigma_y$ で除して無

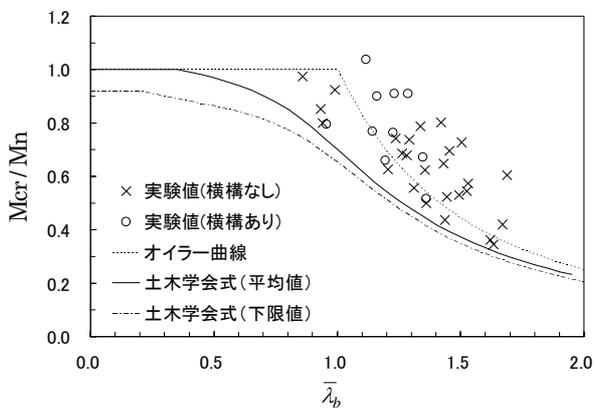


図-10 土木学会式で整理したずんぐりした桁の実験結果

次元化した実験による終局曲げ応力度 $\sigma_{cr}/\sigma_y$ をとった場合は、図-11 となる。ここで、 $\alpha = \sqrt{M_y/M_E}$ なので、降伏応力度 $\sigma_y$ を用いて終局曲げ応力度 $\sigma_{cr}$ を無次元化した。図中にはオイラー座屈の理論曲線、道路橋示方書の基準耐力力曲線、および1.7の安全率で除した許容応力度曲線も示した。

図-11より、実験による終局曲げ応力度 $\sigma_{cr}/\sigma_y$ の値は、座屈パラメータ $\alpha$ が小さい範囲では安全側過ぎる結果となり、 $\alpha$ が大きい範囲では一部で危険側の結果となった。一方、曲げ強度を示した図-10では全ての実験によるプロットが理論曲線を上回っていた。これより、提案した設計法である曲げモーメントによる照査が、道路橋示方書に基づく曲げ圧縮応力度の照査よりも合理的であることがわかる。

##### 4.2 スレンダーな桁の解析結果による検証

次に、実橋のようなスレンダーな桁に対する検証結果を示す。スレンダーな桁の終局曲げ強度として、合理化鋼2主桁橋の架設時における終局強度を検証した野上ら<sup>8)</sup>の解析結果を参考にする。

文献8)では、実橋に近い鋼単純2主I桁を対象として、種々のパラメータを変化させ、全橋FEMモデルによる弾塑性有限変位解析により終局強度を求めている。また、主桁の終局限界の挙動から、終局限界の状態をモードI~Vの5種類に分類している。そこで、各モードI~Vの代表となる解析モデルについて、解析結果による終局曲げ強度 $M_{cr}$ と、式(1)から得られる曲げ強度 $M_{buz}$ を比較した。モードI~Vとは、それぞれI:主桁断面の塑性崩壊、II:弾性全体横ねじれ座屈、III:弾性全体横ねじれ座屈と横桁間横ねじれ座屈の連成、IV:主桁の塑性と全体横ねじれ座屈の連成、およびV:主桁の塑性と横桁間横ねじれ座屈の連成を表している。各モードI~Vの代表モデルは、文献8)中の名称でそれぞれ基本モデル、L90-12、L90-27、L72-9、L54-17である。

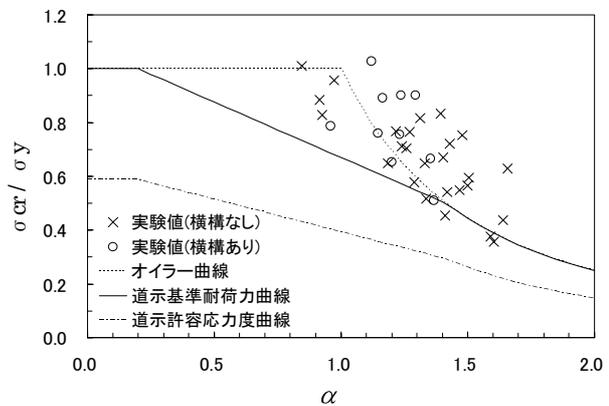


図-11 道示の基準耐力力曲線で整理したずんぐりした桁の実験結果

表-5 骨組モデルの弾性座屈解析結果

解析モデル	$L$ (m) 支間長	$B$ (m) 横桁間隔	$M_y$ (kNm) 降伏モーメント	$M_E$ (kNm) 弾性座屈モーメント	$l$ (m) 座屈有効長さ	$\alpha$ 式(3)	$\bar{\lambda}_b$ 式(2)
モードI	54.0	6.0	31196	41503	11.2	1.13	0.87
モードII	90.0	10.0	82958	51833	22.9	1.65	1.27
モードIII	90.0	18.0	82958	57107	21.9	1.58	1.21
モードIV	72.0	8.0	56513	49105	17.2	1.41	1.07
モードV	54.0	10.8	31196	35197	12.2	1.22	0.94

表-5 に骨組モデルの弾性座屈解析結果、および文献9)による座屈有効長さ $l$ を示す。本解析対象モデルの主桁断面は1軸対称断面であることから、2軸対称断面を想定した文献9)による表-5の座屈有効長さ $l$ は参考程度のもとなる。しかし、主桁断面が塑性崩壊、あるいは横桁間横ねじれ座屈で崩壊するモードIおよびVの座屈有効長さ $l$ は10m程度と短く、全体横ねじれ座屈を生じるモードIIおよびIIIの $l$ は20m以上と長いから、文献8)の崩壊モードと対応していることがわかる。

なお、表-5には式(3)による $\alpha$ 、および式(2)による $\bar{\lambda}_b$ も示している。2軸対称断面であれば両者はほぼ一致するが、1軸対称断面であることから違いが出ており、 $\bar{\lambda}_b$ が正解となる。

次に、図-10と同様に、横軸にはりの細長比パラメータ $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_n/M_E}$ をとり、縦軸に曲げ基準強度 $M_n$ で除して無次元化した解析による終局曲げ強度 $M_{cr}/M_n$ をとると図-12となる。ここで、解析対象橋梁の主桁はスレンダーな桁のため、曲げ基準強度 $M_n$ は降伏モーメント $M_y$ とした。図-12を見ると、文献8)による終局曲げ強度 $M_{cr}/M_n$ を示すプロットは、全てのモードI~Vに対して曲げ強度 $M_{buz}/M_n$ の理論曲線を上回っている。

また、図-11と同様に、解析による終局曲げ応力度 $\sigma_{cr}$ と道路橋示方書の基準耐力曲線との比較を図-13に示す。図-12と同様に、全てのモードI~Vに対して解析による終局曲げ応力度 $\sigma_{cr}$ は道路橋示方書の基準耐力

力曲線をより大きく上回った。よって、曲げ強度で照査を行う図-12の方が、プロットされた終局強度と理論曲線の値が近く、精度が良いことがわかる。

これらより、本提案設計法によれば、主桁の横桁間横ねじれ座屈から全体横ねじれ座屈まで精度よく終局強度を求めることができることがわかる。

### 5. 架設時の横ねじれ座屈の照査例

以上のように、4.章では本提案設計法の妥当性について検証した。本章では、3.章の解析対象橋梁について、架設時の横ねじれ座屈に対する安全性の照査結果を示す。本橋では、図-6, 7より側径間で全体横ねじれ座屈を起こすモードを示している。そこで、側径間中央に着目して曲げ強度 $M_{buz}$ を算出すると、 $M_{buz}=20717\text{kNm}$ となる。ここで、全体横ねじれ座屈のような不安定現象を起こす構造物の安全率 $\gamma$ を2.0とし、架設時の割増25%を考慮すると、 $M_a = M_{buz}/\gamma \times 1.25 = 12948\text{kNm}$ となり、作用曲げモーメント $M_i = 11707\text{kNm}$ より大きく、全体横ねじれ座屈に対して安全であることがわかる。

また、道路橋示方書の曲げ圧縮応力度を用いた照査によると、 $l = 11.641\text{m}$ 、 $\sigma_{ca} = 153.6\text{N/mm}^2$ となり、作用応力度 $\sigma_c = 142.3\text{N/mm}^2$ に対して安全性が確認できる。

実橋のようなスレンダーな桁に対しては、4.章、および図-12と図-13との比較からわかるように、道路橋

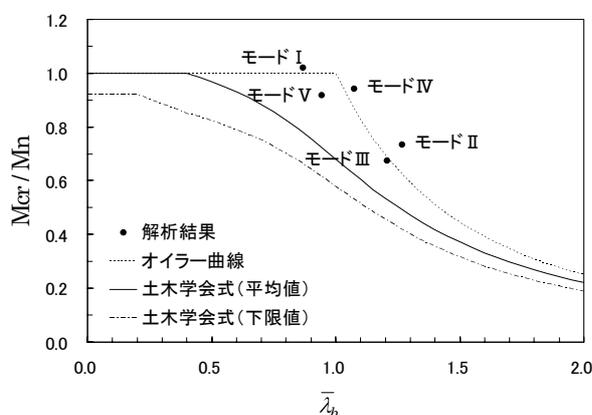


図-12 土木学会式で整理したスレンダーな桁の解析結果

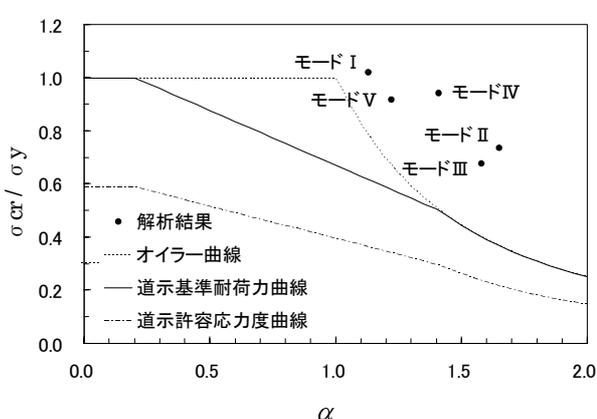


図-13 道示の基準耐力曲線で整理したスレンダーな桁の解析結果

示方書は安全側過ぎる傾向にあり、本論文の照査方法が合理的である。

本計算例では、通常のベント架設工法のため問題なかったが、送り出し架設や張り出し架設を行う場合は、厳しい応力状態となる可能性がある。その場合、横構の設置などにより座屈に対する安全性を高めるのがよい。この時の座屈解析についても、骨組モデルに横構を追加すれば、精度よく弾性座屈モーメントを算出できる。

## 6. まとめ

本論文では、文献9)で提案した鋼1桁橋の横ねじれ座屈に対する設計法を見直し、より一般性があり精度の高いものとした。具体的には、全体骨組モデルの弾性座屈固有値解析により求めた弾性座屈モーメントを直接、土木学会のはり部材の曲げ強度の算出式<sup>10)</sup>に用いるものである。得られた結論を次に示す。

- 1) 骨組モデルによる弾性座屈固有値解析については、シェルモデルによる解析と比較して精度の検証を行った。また、横構の有無の評価についても検証を行い、文献9)の注意点に従えば骨組モデルで精度よく評価できること、および横構の設置は全体横ねじれ座屈に対して効果があることを確認できた。
- 2) 曲げ強度による照査法については、福本ら<sup>4)</sup>の実験結果について検証することで、圧延H型鋼のようなずんぐりした桁に適用できることがわかった。また、野上ら<sup>8)</sup>の解析結果から、実橋と同様なスレンダーな桁にも適用可能であることが確認できた。
- 3) 合理化された鋼2主1桁橋の架設時の横ねじれ座屈に対する照査を行い、本計算例では通常のベント架設工法であることから横構がない状態でも安全性を確認することができた。

横構を省略した2主桁橋の設計においては、通常、鋼道路橋設計便覧<sup>3)</sup>に示されているHoltの方法を準用して横断面フレームの剛性を確保している。今後は、本提案設計法を用いて現行のHoltの方法の妥当性や横断面フレームの必要剛性について研究を進める予定である。

## 謝辞

本研究をまとめるに当たり、福本秀士名古屋大学名誉教授より貴重な御助言を賜った。また、首都大学東京の野上邦栄准教授には貴重な資料をご提供いただいた。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，2002.3.
- 2) 土木学会：鋼構造架設設計施工指針，2002.3.
- 3) (社)日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，1980.8.
- 4) 西田進，福本秀士：細長い2主並列桁の全体横倒れ座屈実験と座屈設計に関する検討，橋梁と基礎，pp.29-35，1989.5.
- 5) 小松定夫，西村宣男，大野正人：横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈特性と補剛設計法，土木学会論文報告集 第329号，pp.69-79，1983.1.
- 6) 小松定夫，西村宣男，中田憲正：横構・対傾構で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式，土木学会論文報告集 第341号，pp.215-222，1984.1.
- 7) 堀田毅，内藤純也，西村宣男：鋼2主桁橋梁架設系の横ねじれ座屈強度特性，土木学会論文集 No.612/I-46，pp.287-296，1999.1.
- 8) 深谷道夫，野上邦栄，山沢哲也：架設時の合理化鋼2主桁橋の横座屈特性と終局強度，構造工学論文集 Vol.51A，pp.171-181，2005.3.
- 9) 尾下里治，水口知樹，江川定利：鋼1桁橋の横ねじれ座屈に関する設計法の提案，橋梁と基礎，pp.2-10，2006.9.
- 10) 土木学会：鋼構造シリーズ6 鋼構造物の終局強度と設計，1994.7.
- 11) 福本秀士：プレート・ガーダーのフランジの曲げ圧縮強度 一道路橋示方書許容曲げ圧縮応力度規定の背景一，橋梁と基礎，pp.1-6，1972.8.
- 12) (社)日本橋梁建設協会：連続合成2主桁橋の設計例と解説，2005.8.

(2006年9月11日受付)