

# 鋼2主桁橋梁架設系の横ねじれ座屈強度特性

堀田毅<sup>1</sup>・内藤純也<sup>2</sup>・西村宣男<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 大日本コンサルタント(株)大阪支社技術一部(〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19)

<sup>2</sup>学生員 大阪大学大学院 工学研究科博士前期課程(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

<sup>3</sup>フェロー 工博 大阪大学大学院 教授 土木工学専攻(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

本論文は、道路橋鋼2主桁橋梁のコンクリート床版が硬化する前の架設系を対象として、全体横ねじれおよび横桁間における主桁の横ねじれ座屈問題に対する安全性を検討する。主桁間隔、横桁間隔を変化させた全32ケースの2主桁橋について現行の設計法に基づいて断面寸法を決定し、架設時構造系を対象として弾塑性有限変位解析を行う。全体横ねじれ座屈と横桁間での主桁の横ねじれ座屈について、適切な力学パラメータを設定し、座屈強度と力学パラメータとの関係を考察する。また2径間連続桁で送出し架設を行った場合についても弾塑性有限変位解析を行い、水平方向初期たわみの与え方や横ねじれ座屈および支点反力に対しての安全性についても考察を加える。

**Key Words :** twin girder bridge, erection, lateral-torsional buckling, slenderness parameter, incremental launching method

## 1. まえがき

近年、社会資本整備に対する費用を削減することを目的として、各方面で様々な努力がなされている。平成6年12月に策定された「公共工事の建設費の縮減化に関する行動計画」に基づいて、平成7年10月には建設省より「鋼道路橋設計ガイドライン(案)」<sup>1)</sup>が示された。これは、資材費の低減や、生産性の向上等による建設費の縮減を目的として、策定されたものである。さらに、鋼道路橋の設計・製作・架設の合理化・省力化の観点から、少数主桁橋の建設が進んでいる。少数主桁橋としては、鋼2主桁橋梁がもっとも一般的な橋梁形式となると考えられる。鋼2主桁橋梁は、コンクリート床版が硬化する前の架設時に起こりうる座屈問題に関して、安全性を検討することが重要である。

拘束点間の部材の横ねじれ座屈については、鋼2主桁橋梁のような並列桁構造の横ねじれ座屈強度に関して福本・久保<sup>2)</sup>は横構・対傾構で連結された場合について、西田・吉田・福本<sup>3)</sup>は横構で連結された場合について、弾塑性分岐座屈解析によって拘束点間横ねじれ強度に対する横つなぎ材の補剛効果を広範に検討している。Nethercot-Trahair<sup>4)</sup>は隣接パネルの拘束効果を近似的に評価して拘束点間横ね

じれ座屈に関する有効座屈長係数の算定法を提案している。

横構あるいは横構・対傾構で連結された2主桁構造でスパン長・主桁間隔比が大きいスレンダーな構造の場合には全体横ねじれ座屈が生じる可能性がある。西村らは全体横ねじれ座屈に関して、横構で連結された場合、横構・対傾構で連結された場合の側道2主桁橋梁(歩道橋)架設系を対象として弾性座屈式<sup>5), 6)</sup>および極限強度式<sup>7), 8)</sup>を提案している。また全体横ねじれ座屈現象に直接関与している力学パラメータを見出し、力学パラメータの分布を踏まえた座屈特性についても明らかにしている。また全体座屈と拘束点間座屈の関係について、西村<sup>9)</sup>はスパン長・主桁間隔比が大きいスレンダーな構造の側道2主桁橋梁で部材の横ねじれ座屈と全体横ねじれ座屈の連成効果の現れるモデルで弾塑性解析を行っている。また拘束点間座屈の主桁の横ねじれ座屈強度式<sup>8)</sup>を提案し、全体横ねじれ座屈の影響を考慮した上でその適用限界を明らかにしている。

本研究と既往の側道2主桁橋梁研究との相違点を以下のように整理した。

- ① 死活荷重比の違い。道路橋は活荷重：死荷重=1:1であるのに対し、側道橋は活荷重：死荷重=1:2~4である。

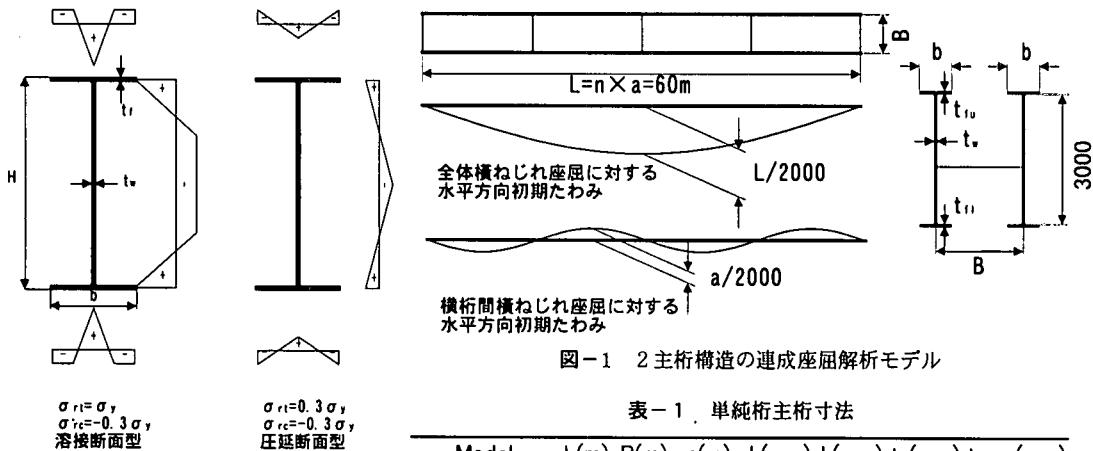


図-1 2主桁構造の連成座屈解析モデル

$$\begin{aligned}\sigma_{r1} &= \sigma_y, \\ \sigma_{rc1} &= -0.3\sigma_y,\end{aligned}$$

溶接断面型

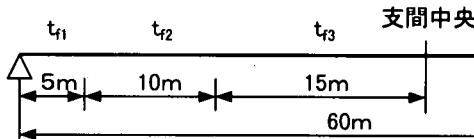
$$\begin{aligned}\sigma_{r1} &= 0.3\sigma_y, \\ \sigma_{rc1} &= -0.3\sigma_y,\end{aligned}$$

圧延断面型

図-2 桁断面の残留応力

表-1 単純桁主桁寸法

Model	L(m)	B(m)	a(m)	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f1~3(mm)
S60-3A,B,C,D	60	3.5~20	3000	430	15	18,64,82	
S60-4A,B,C,D	60	4.5~20	3000	530	15	23,72,92	
S60-5A,B,C,D	60	5.5~20	3000	600	15	26,76,98	
S60-6A,B,C,D	60	6.5~20	3000	780	15	32,77,98	



- ② 側道橋は一般に主桁が等断面であるのに対して、道路橋は主桁が鋼道路橋設計ガイドライン(案)に準拠した変断面である。
- ③ 側道橋は主桁間隔が狭く2~3m程度であるが、現在建設されている2主桁橋は主桁間隔が5~6mと広い。

本論文では道路橋I形断面桁橋のうち横桁のみで連結された鋼2主桁橋梁架設系を対象とし、全体横ねじれ座屈および横桁間の主桁の横ねじれ座屈に対する安全性を判定し、座屈設計法に対する提言を行う。研究の概要は以下のとおりである。

- ① 解析モデルは全体横ねじれ座屈および横桁間の主桁の横ねじれ座屈の連成問題を考慮できる構造系を考え、単純桁橋、連続桁橋、連続桁橋の送り出し架設系を対象とする。
- ② 全体横ねじれ座屈と横桁間の主桁の横ねじれ座屈の遷移領域を区分し、それぞれの座屈強度と力学パラメータの関係から連成座屈挙動特性を明らかにする。
- ③ 鋼2主桁橋梁架設系の横ねじれ座屈に対する安全性をパラメトリックに判定する。

## 2. 解析モデル

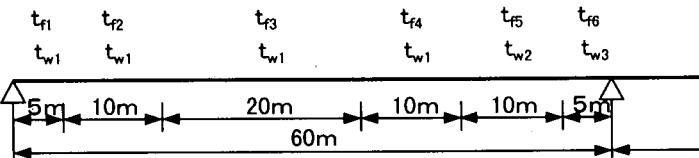
### (1) 2主桁橋の構造モデル

本研究では、2主桁橋の全体および横桁間ににおける主桁の横ねじれ座屈の連成を考慮し、構造系の横ねじれ座屈特性を明らかにする。そのため解析には、1節点あたり7自由度の変位を考慮した薄肉開断面部材からなる立体骨組み構造の弾塑性有限変位解析プログラム(NAFRAM)<sup>10)</sup>を用いた。

対象とする2主桁橋は横桁のみで連結された道路橋鋼2主桁橋であり、現行の道路橋示方書<sup>11)</sup>にもとづいて断面寸法を決定した。主桁断面の決定方法は、鋼道路橋ガイドライン(案)<sup>12)</sup>にしたがい、主桁の製作長さは最大10mとし、その間は等断面としている。断面変化位置は従来の設定方法にならない、板厚を1mm単位で変化させて応力度が許容値に近づくようにした(許容応力度設計法)。横桁については、2主桁橋梁に用いられる桁高の低いH型鋼(H-600×200×11×17)とし、支点上横桁は桁高を主桁の2/3とした。また、主桁と横桁の結合条件は構造詳細より剛結とした。単純桁、連続桁とともにウェブ高h=3000mmで一定とし、上下フランジ幅は

表-2 連続桁主桁寸法

Model	L(m)	B(m)	a(m)	h(mm)	b(mm)	$t_w$ (mm)	$t_{fu1\sim 6}$ (mm)	$t_{fl1\sim 6}$ (mm)
C60-3A	60	3	5	3000	430	15,15,15	16,36,44,30,42,70	16,36,44,30,60,98
C60-4A	60	4	5	3000	530	15,15,16	20,44,52,40,46,80	20,44,52,40,60,98
C60-5A	60	5	5	3000	610	15,17,18	23,46,55,42,50,84	23,46,55,42,60,98
C60-6A	60	6	5	3000	750	15,22,23	27,50,60,45,55,86	27,50,60,45,60,98
Model	L(m)	B(m)	a(m)	h(mm)	b(mm)	$t_w$ (mm)	$t_{fu1\sim 6}$ (mm)	$t_{fl1\sim 6}$ (mm)
C60-3B	60	3	10	3000	550	15,15,15	18,28,35,25,28,52	18,28,35,25,54,96
C60-4B	60	4	10	3000	650	15,15,15	22,36,44,32,35,64	22,36,44,32,55,96
C60-5B	60	5	10	3000	730	15,15,17	25,40,46,35,40,68	25,40,46,35,55,96
C60-6B	60	6	10	3000	880	15,21,21	30,44,52,40,42,74	30,44,52,40,56,96
Model	L(m)	B(m)	a(m)	h(mm)	b(mm)	$t_w$ (mm)	$t_{fu1\sim 6}$ (mm)	$t_{fl1\sim 6}$ (mm)
C60-3C	60	3	15	3000	650	15,15,15	20,30,30,28,22,40	20,30,30,28,55,98
C60-4C	60	4	15	3000	750	15,15,15	24,34,38,32,30,52	24,34,38,32,58,98
C60-5C	60	5	15	3000	830	15,18,19	26,38,42,36,32,52	26,38,42,36,54,98
C60-6C	60	6	15	3000	960	15,22,23	32,44,48,42,36,60	32,44,48,42,60,98
Model	L(m)	B(m)	a(m)	h(mm)	b(mm)	$t_w$ (mm)	$t_{fu1\sim 6}$ (mm)	$t_{fl1\sim 6}$ (mm)
C60-3D	60	3	20	3000	750	15,15,15	23,30,32,29,23,34	23,30,32,29,52,98
C60-4D	60	4	20	3000	850	15,15,15	27,35,37,35,27,45	27,35,37,35,55,98
C60-5D	60	5	20	3000	930	15,19,21	29,39,41,38,29,45	29,39,41,38,55,98
C60-6D	60	6	20	3000	1060	15,23,23	29,45,47,44,32,53	29,45,47,44,55,98



それぞれのモデルの主桁全長にわたり同一としている。また単純桁の完成系では、圧縮フランジが床版で固定されているため横桁間隔による主桁断面の違いはないが、連続桁のモデルでは、負の曲げモーメント領域で横桁間隔によって決まる許容応力度設計法をもとに主桁断面を個々に決定している。

## (2) 初期不整

初期不整として、全体横ねじれ座屈と横桁間の主桁の横ねじれ座屈の2つの座屈現象を評価できるように全体座屈モードおよび部材座屈モードに対応した水平方向初期たわみを橋軸直角水平方向に与える。単純桁では、図-1に示すように全体座屈モードに対する支間長にわたり最大値  $L/2000$  の sine 半波を、横桁間座屈モードに対しては、横桁間主桁に最大値  $a/2000$  の sine 半波とする。ヤング係数  $E = 2.1 \times 10^6$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )、せん断弾性係数  $G = 8.1 \times 10^5$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )、鋼材は SM490Y (降伏応力  $\sigma_y = 3600$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )) である。残留応力分布を図-2に示す。主桁断面には図-2の溶接断面型、横桁には圧延断面型の分布を仮定した。溶接断面型の圧縮残留応力

は  $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$ 、引張残留応力は  $\sigma_{rt} = \sigma_y$  とした。

## (3) 解析ケース

解析モデルは非合成の単純桁、連続桁を対象としているため支間長  $L$  は実績の最大（計画中を除く）である 60m とし、主桁間隔  $B$  は 3m～6m、横桁間隔  $a$  は 5m～20m に変化する全 32 ケースとする。ただし連続桁 16 ケースについてはコンクリート床版打設直後と送り出し架設時について解析を行う。連続桁の送り出し架設は、主桁が前方の支点に達する直前とし、張り出し部の長さを 60m とした。表-1 に単純桁、表-2 に連続桁の解析モデルの断面構成を示す。

有限要素分割は、主桁の基本的要素長さを 2.5m とし、横桁間隔 10m 以上では、横桁間での変形を考慮できるように横桁間の主桁を 4 分割以上とした。横桁は 1 要素とした。荷重は、鋼重を主桁重心に、コンクリート床版、ハンチ、仮設工等は主桁上フランジに分布荷重として載荷した。仮設工として、床版コンクリートが硬化する前の架設時を対象として

いるため、型枠工および足場工の重量を考慮している。また、連続桁については片側の径間だけに床版を打設したときをモデル化し、コンクリート床版、ハンチ、仮設工等の荷重は片側の径間のみに載荷する。送り出し架設時の荷重は、鋼重のみを主桁重心に載荷する。また不安定とならないよう端支点側には、適切なカウンターウェイトが載せられているものとする。

横桁で連結された2主桁橋の全体座屈に関する力学パラメータとして式(1)、(2)で表される主桁の全体横ねじれ座屈の細長比パラメータ $\bar{\lambda}_0$ <sup>3),4)</sup>および横桁間の主桁の横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ $\bar{\lambda}_m$ <sup>5)</sup>が極限強度および座屈特性に関係していることが既往の研究<sup>3),4)</sup>で知られている。

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{1.52}{\sqrt{\kappa}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{L}{B} \sqrt{\frac{6+\rho}{2+\rho}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda}_m = \sqrt{\frac{M_y}{M_{0cr}}} \quad (2)$$

ここに、 $\kappa = \gamma_2/8$   $\rho = A_w/A_f$

$\sigma_y$ ：降伏応力度

E：弾性係数

L：支間長

B：主桁間隔

$\gamma_2$ ：等分布荷重を受ける場合のはりの横ねじれ座屈係数<sup>5)</sup>

$A_w$ ：主桁腹板断面積

$A_f$ ：主桁フランジ断面積

$M_y$ ：スパン中央での降伏モーメント

$M_{0cr}$ ：弾性座屈モーメント<sup>12)</sup>

本研究の解析モデルでは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}_0$ 、

$\bar{\lambda}_m$ が図-3のように分布する。

### 3. コンクリート床版打設時の横ねじれ座屈

解析結果をもとに極限強度と形状比 $L/B$ の関係から安定性を考察する。また極限状態での変形状態から横桁で連結された単純桁、連続桁橋の終局状態を全体横ねじれ座屈と横桁間の主桁の横ねじれ座屈の遷移領域を区分し、全体横ねじれ座屈強度と細長比パラメータ $\bar{\lambda}_0$ の関係、横桁間横ねじれ座屈強度と細長比パラメータ $\bar{\lambda}_m$ の関係、連成座屈挙動について調べ、考察を加える。

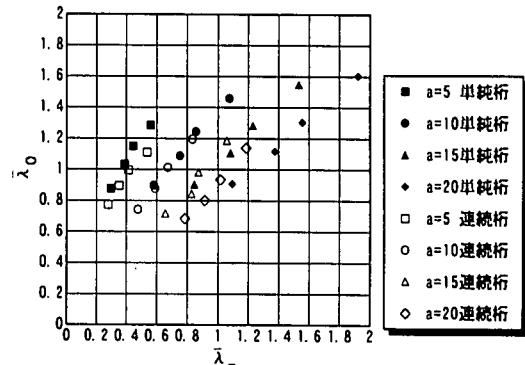


図-3 パラメータ分布

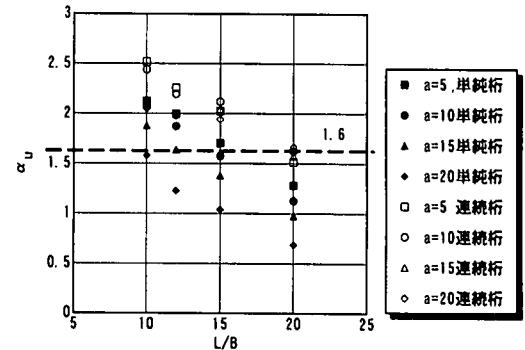


図-4 単純桁・連続桁の安全率

#### (1) 安定性の照査

形状比 $L/B$ とはスパン長・主桁間隔比で直観的な細長さを表すパラメータであり、形状比 $L/B$ が大きくなると直観的な細長さは増す。形状比 $L/B$ と架設時の死荷重 $p_d$ で無次元化した極限強度 $p_u/p_d$ で安定性の照査を行う。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を2.0<sup>11)</sup>とし、架設時の許容応力度の割り増し25%<sup>11)</sup>を考慮して、安全率1.60を採用する。単純桁・連続桁の形状比 $L/B$ と極限強度・死荷重比 $\alpha_u = p_u/p_d$ の関係を図-4に示す。死荷重 $p_d$ には、鋼重、コンクリート床版、ハンチ、仮設工を考慮している。

単純桁、連続桁とともに $L/B$ が増加すると耐荷力が低下する傾向にある。単純桁では横桁間隔を広げると横桁間の主桁で耐荷力が決まるため、耐荷力が大きく低下する。横桁間隔を広げた場合の極限状態における変形状態の違いを単純桁の場合を図-5に連続桁の場合を図-6に示す。単純桁では横桁間隔によって主桁の設計断面が変化しないため横桁の本数による強度差が大きく生じる。連続桁については、前節で述べたように横桁間隔が広がると主桁の設計断面が大きくなるため、横桁間隔を広げても極端な強度低下は起こらない。この結果 $L/B$ が15以上となる場合や単純桁で横桁間隔を広くした場合、コン

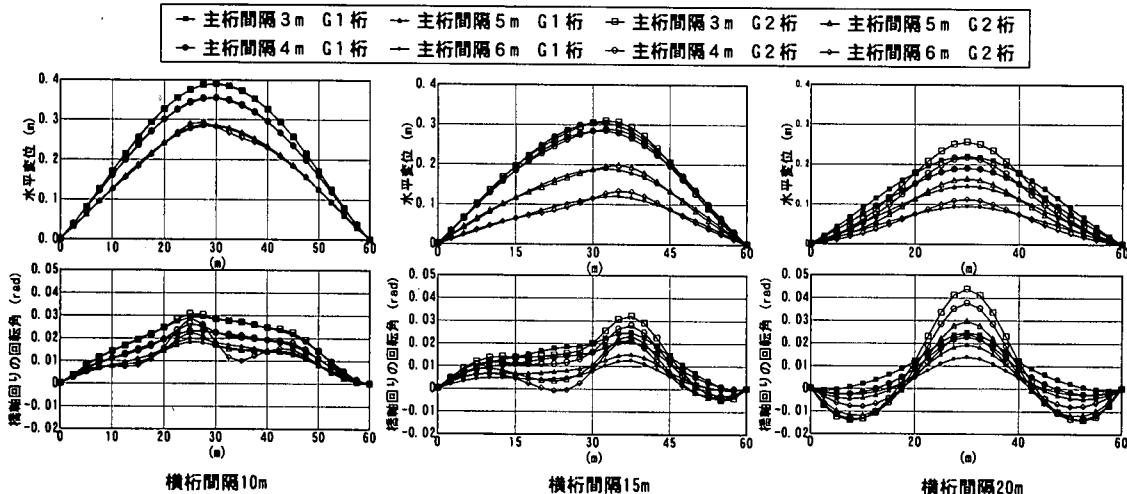


図-5 単純桁の極限状態における変形

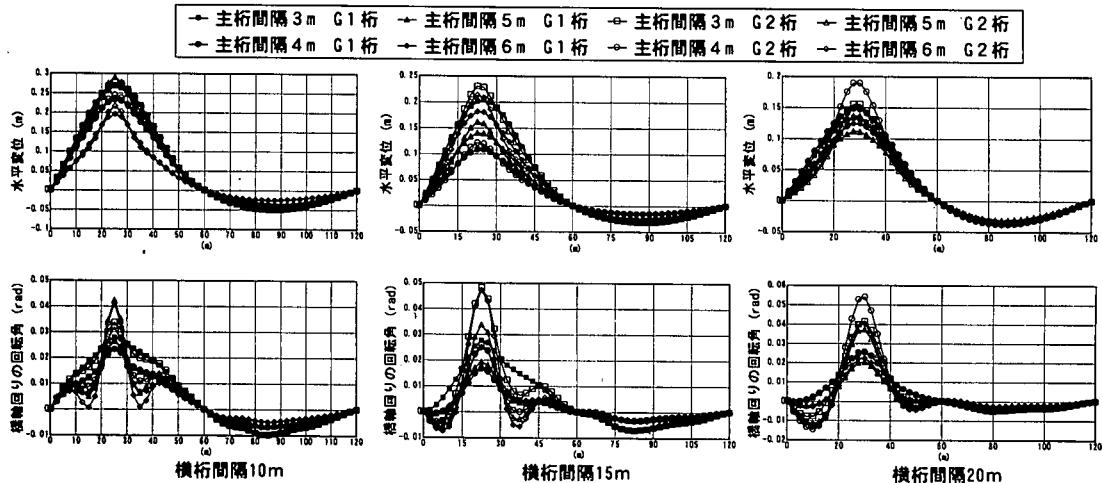


図-6 連続桁の極限状態における変形

クリート床版打設直後の横ねじれ座屈に対する安全性に問題が生じる。

## (2) 連成座屈挙動

本解析では、鋼重は断面変化を考慮した分布荷重として、その他の荷重を等分布荷重として載荷している。そのため極限強度を無次元化して表現するパラメータとして  $\alpha_y/\alpha_s$  を用いた。 $\alpha$  は荷重パラメータで架設系の死荷重状態を  $\alpha=1$  とする。 $\alpha_s = p_s/p_d$  である。 $\alpha_y$  は初期降伏荷重パラメータで、最も応力余裕の厳しい断面の抵抗モーメント  $M_y$  を死荷重が作用したときのモーメント  $M_d$  で除したもの用いる ( $\alpha_y = M_y/M_d$ )。また主桁は変断面構成になっているため、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_o$ 、 $\bar{\lambda}_m$  には、応力余裕の厳しいスパン中央の断面で評価する。

極限強度  $\alpha_y/\alpha_s$  を縦軸に全体横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_o$  を横軸にとり図-7に、極限強度  $\alpha_y/\alpha_s$  を縦軸に横桁間の横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_m$  を横軸にとり図-8に示す。図中の曲線は次式で定義されるノンコンパクト断面の横ねじれ座屈に関する強度低限係数の平均値曲線<sup>13)</sup>である。

$$\frac{M}{M_s} = \left[ 1 + \mu (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_{s0}) + \bar{\lambda}^2 \right] / \sqrt{1 + \mu (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_{s0}) + \bar{\lambda}^2} - 4 \bar{\lambda}^2 \quad (3)$$

$$\text{平均値相当曲線 } \mu = 0.25, \bar{\lambda}_{s0} = 0.4$$

上式で  $\mu$  は初期不整係数、 $\bar{\lambda}_{s0}$  は限界細長比である。この強度曲線上のプロットに対応するモデルは、それぞれ図-7では全体横ねじれ座屈、図-8では

横桁間での横ねじれ座屈が支配的であることを示す。横桁間隔の広い単純桁  $a=20m$  のモデルでは、図-7 の強度曲線から低下しているが、図-8 では強度曲線上にあることから横桁間の横ねじれ座屈卓越型であり、横桁間の主桁の横ねじれ座屈によって座屈強度が決まるので全体横ねじれ座屈による変形の影響は僅少である。横桁間隔の狭い  $a=5m$  と  $a=10m$  のモデルでは、図-7 の強度曲線上にあるが、図-8 の強度曲線から低下していることから全体横ねじれ座屈卓越型であり、全体横ねじれ座屈によって座屈強度が決まり横桁間の横ねじれ座屈による変形の影響は小さい。図-7、図-8 の両方で強度曲線からの低下が見られるその他のモデルについては、横桁間の横ねじれ座屈と全体横ねじれ座屈の連成座屈と考えられ、連成座屈による強度低下が生じている。これらの解析結果から横ねじれ座屈強度に対し全体横ねじれ変形の無視できる範囲、横桁間の横ねじれ変形の無視できる範囲を 2 つの細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_0$  を縦軸に  $\bar{\lambda}_m$  を横軸にとり図-9 に示した。図-7、図-8 の性状を当てはめると式(4)と与えることができる。

$$\begin{aligned} \text{全体座屈の無視できる範囲} \quad & \bar{\lambda}_0 / \bar{\lambda}_m \leq 0.82 \\ \text{横桁間座屈の無視できる範囲} \quad & \bar{\lambda}_0 / \bar{\lambda}_m \geq 1.35 \end{aligned} \quad (4)$$

### (3) 有効座屈長について

道路橋示方書<sup>11)</sup>には、橋全体の横ねじれ座屈に対する有効座屈長についての記述はなく、一般的に桁の横ねじれ座屈に対する有効座屈長は、圧縮フランジの固定点において単純支持されているものとして求められる。しかし橋全体の横ねじれ座屈を扱う場合には、支承の拘束条件により固定条件に近い性状を示すため、支間長に対して固定条件に応じた有効長さを考慮することにより評価することが必要である。

図-6 で示すように連続桁では、鉛直荷重による曲げモーメント分布が水平方向の全体変形モードに影響する。そのため境界条件がヒンジ（端部）－ヒンジ（中間）よりもヒンジ（端部）－固定（中間）に近い状態となる。柱における有効座屈長を式(5)における  $\beta$  の推奨値としてヒンジ－固定の場合、道路橋示方書<sup>11)</sup>では  $\beta=0.8$ 、BS5400<sup>14)</sup>では、 $\beta=0.85$  と規定している。

本論文では、全体横ねじれ座屈に対する有効座屈長は式(5)によって求められる  $\beta$  の値を単純桁では  $\beta=1$ 、連続桁では  $\beta=0.85$  とした。

$$l = \beta \cdot L \quad (5)$$

$l$  : 有効座屈長  $L$  : 支間長

横桁間の横ねじれ座屈に対する有効座屈長につ

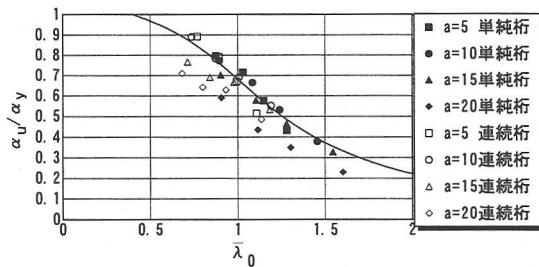


図-7 全体横ねじれ強度

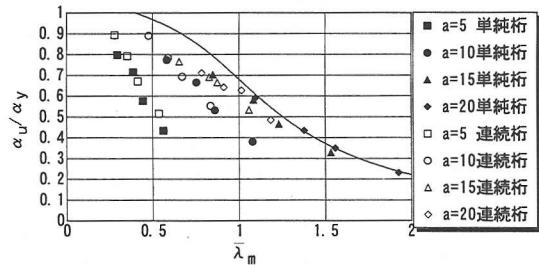


図-8 横桁間の横ねじれ強度

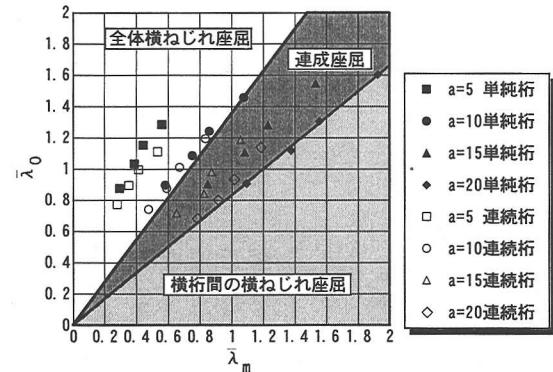


図-9 横ねじれ座屈の範囲

いては、圧縮フランジの固定点間（横桁間）において単純支持されているものとして、横桁間隔をそのまま用いることとした。

### (4) 設計時の座屈安全性照査の留意点

単純桁、連続桁の架設時の座屈安全性を照査する場合は、主桁の断面を決定する時点で全体横ねじれ座屈と横桁間の主桁の横ねじれ座屈のどちらが先行して生じるかを、判定することができる。全体横ねじれ座屈のパラメータ  $\bar{\lambda}_0$  に対して支配的である  $L/B$  は、橋梁自体に与えられた設計条件から変更できない場合が多く、調整することは難しい。しかし、横桁間隔あるいは主桁の断面形状を調整することにより、横桁間の主桁の横ねじれ座屈強度を調整することは比較的容易である。鋼橋の合理化設計を進める

上で横桁部材の少数化を行う場合には、両方の座屈現象に対する安全性を確認しながら進めることが重要である。今回の解析結果から、断面決定後に算出できるパラメータで容易に照査することができる。

#### 4. 送り出し架設時の横ねじれ座屈

架設工法は、橋梁の規模や形式以外に、架橋位置の地形や前後の取付道路の状況、あるいは桁下空間使用の可否などを考慮して決定される。本研究の対象である鋼2主桁橋においても同様であり、一般的な自走クレーン車による工法、ケーブルクレーンによる工法、送り出し工法などが用いられる。クレーンによる架設工法は、従来の多主桁橋と同様に可能であると予想される。一方、送り出し架設工法の場合には、橋断面のねじり剛性が小さいため、張り出し状態における安定性について検討する必要がある。本項では、張り出し部の変形形状を予想し適切な水平方向初期たわみを与え、鋼2主桁橋梁の送り出し架設時の安全性について考察する。

##### (1) 送り出し架設時の初期不整

送り出し架設の解析では、張り出しを有する1本桁解析を行い、水平方向初期たわみの与え方について検討した。図-10に3種類の水平方向初期たわみ形状を示す。Model Iはsine波で、Model IIは張り出し部のたわみが中間支点での接線、Model IIIは張り出し部のたわみがModel Iと中間支点での接線に対して対称になるものである。各水平方向初期たわみを橋軸直角水平方向に与え、1本桁、等断面、等分布荷重、単純支持部60m、張り出し部60mの条件で解析を行った。極限強度は、1本桁のモデルが弾性座屈の範囲にあると考えられるため3つのモデルで差は生じない。しかし、図-11に示す変形状態を見ると、Model I、Model IIIは主桁を軸にほぼ対称になっているのに対して、Model IIはModel I、Model IIIよりも極限強度近くまで変形が進まず最終的にModel Iと同じ座屈モードとなる。このことからModel IIの水平方向初期たわみ付近が先端部の変形方向を左右する境界であり、張り出し部の水平方向の変形は桁に対する変位量ではなく中間支点での接線方向からの変位量に起因する。これは、先端部の水平方向初期たわみによって与えられる橋軸回りの回転角がModel I、Model IIIとでは異なっているためと考えられる。また、同様の解析を横桁で連結された2本桁、等断面、等分布荷重、単純支持部60m、張り出し部60mの条件下水平方向初期た

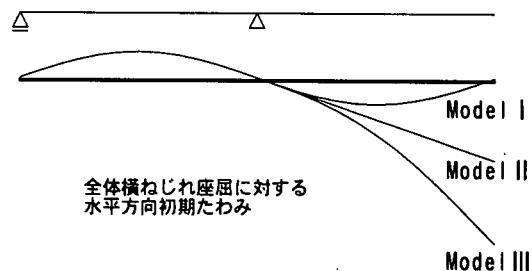


図-10 1本桁解析での水平方向初期たわみ形状

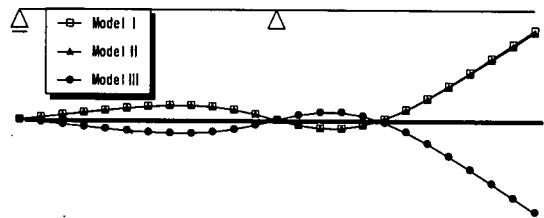


図-11 1本桁解析における水平方向初期たわみによる極限状態での水平方向の変形の相違

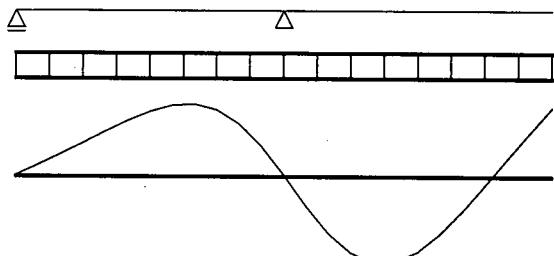


図-12 送り出し架設全体座屈モード（水平方向）

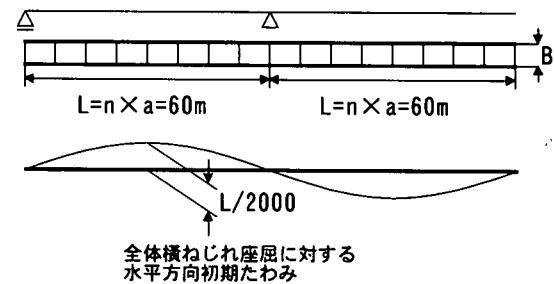


図-13 送り出し架設時の解析モデル図

わみをModel I, II, IIIと変えて行った。1本桁と同様にModel I, II, IIIと水平方向初期たわみを変えても強度、座屈モードに違いは生じなかった。

2本桁解析での終局状態での座屈モードを図-12に示す。

2主桁橋で送り出し架設を用いた場合に想定される、主桁が前方の支点に達する直前の単純支持部60m、張り出し部60mをモデル化しているので、水平方向初期たわみは図-12の座屈モードに最も近

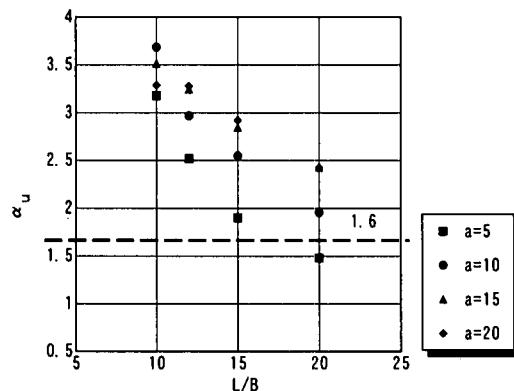


図-14 送り出し架設の安全率

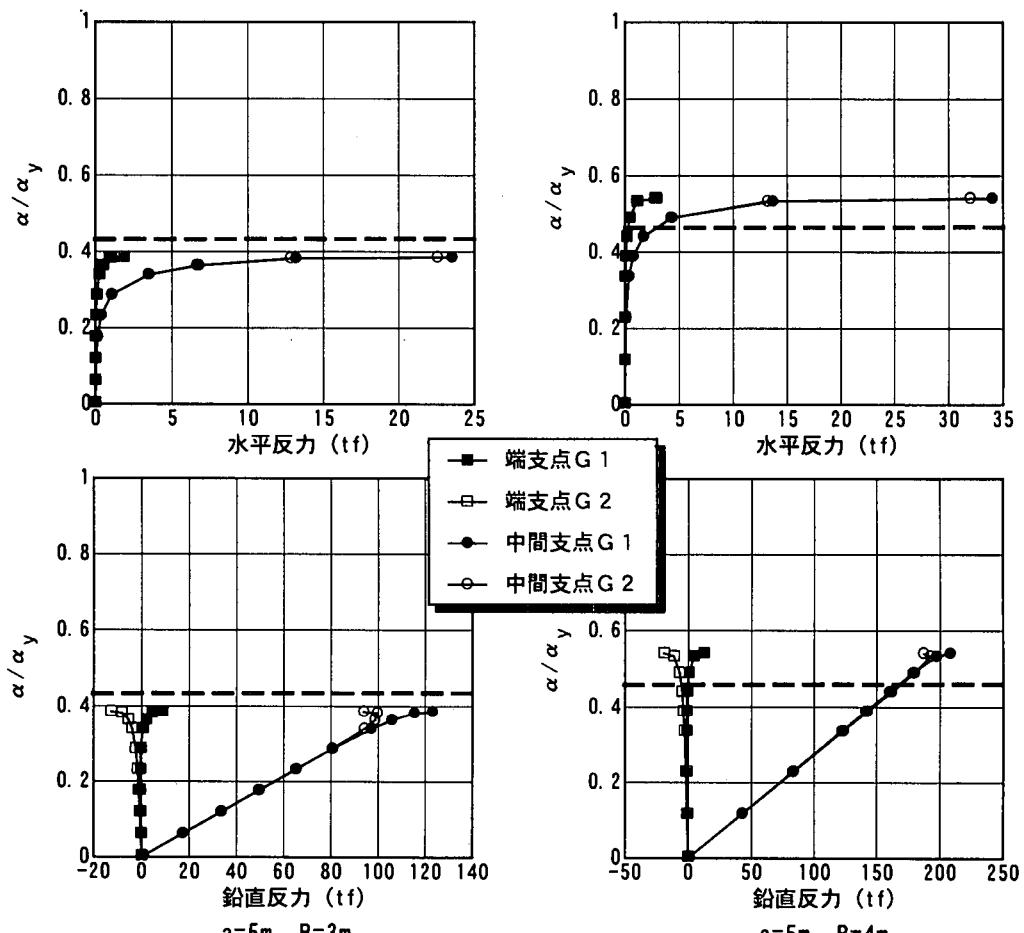


図-15 送り出し架設時の荷重-反力の関係

い Model I の水平方向初期たわみを用いた。図-13 に送り出し架設時の解析モデル図を示す。水平方向初期たわみの最大値はスパン中央で  $L/2000$  とする。

## (2) 横ねじれ座屈に対する安定性の照査

送り出し架設を用いた場合もコンクリート床版打設直後と同様に安全率 1.60、形状比  $L/B$  と送り出し架設時の死荷重  $p_d$  で無次元化した極限強度  $p_u/p_d$  で安定性の照査を行う。

図-14に送り出し架設を用いた場合の形状比  $L/B$  と極限強度・死荷重比  $\alpha_u = p_u/p_d$  の関係を示す。送り出し架設時の死荷重には鋼重のみを考慮する。連続桁で送り出し架設を用いた場合に横ねじれ座屈による危険性は、 $a=5m$ ,  $B=3m$  のモデル以外では生じない。また横桁間隔が広がるにつれて強度が上がる傾向にある。これは横桁間隔が広がることにより主桁断面を大きくしたことによる。また、 $L/B$  が 12 以下で横桁間隔 15m 以上のモデルでは横桁間の横ねじれ座屈の影響によって耐荷力が低下する傾向にあるが、安全率からみて問題はない。

### (3) 反力の変化

送り出し架設においては、耐荷力以外に端支点および中間支点での鉛直および水平反力について安全性を検討しなければならない。具体的には端支点では桁が浮き上がるなどの現象、中間支点では桁を送り出せなくなるような鉛直反力や桁が水平方向にずれるような現象等である。

図-14において安全率 1.60 付近の  $a=5m$ ,  $B=3m$  および  $a=5m$ ,  $B=4m$  のモデルにおける反力-荷重の関係を図-15に示す。縦軸  $\alpha/\alpha_y$  は前節で用いた荷重パラメータ  $\alpha$  を初期降伏パラメータ  $\alpha_y$  で無次元化したものである。図中の点線は、送り出し架設時の死荷重（鋼重のみ）に安全率 1.60 を考慮したときの荷重レベルである。水平反力は極限強度付近まで増加はなく、張り出し部での横ねじれ変形によって水平変位の増大とともに中間支点上で増加する傾向にある。鉛直方向の反力については、中間支点上では荷重の増加とともに線形的に増加し、端支点では極限強度付近まで増加はほとんどなく、極限強度付近で多少増加する。片側の端支点では、鉛直上向きの反力が生じている。キャタピラ式送り装置を用いた場合、橋直調整能力は 200tf (100 tf, 2 台)、橋直水平調整能力は 20 tf (10 tf, 2 台) である<sup>15)</sup>。中間支点の水平反力は、極限強度付近で 20 tf を超えており、キャタピラ式送り装置の能力値を超える。しかし、能力値を超えるのは極限強度付近であり、耐荷力が安全率をみたすモデルは反力についても安全であるといえる。端支点での鉛直上向きの反力に関してはカウンターウェイトを載せる等の対策によって解決できる範囲である。

### (4) 設計時の座屈安全性照査の留意点

送り出し架設時の座屈安全性を照査する場合は、支間長のバランスや  $L/B$  によって主桁断面が決定される。解析結果からは、 $L/B$  が大きい場合に安全性に注意しなければいけない場合が生じている。一般

的な 2 車線以上の道路橋では、十分な安全率が確保されており問題になるようなことはない。しかし、床版打設時とは異なり、送り出し架設時には初期不整として与えている値以上のたわみが生じる可能性がある。架設時の精度管理に対応した初期不整値の設定が重要である。

## 5. 結論

以上、鋼 2 主桁橋梁架設系の横ねじれ座屈特性およびその安全性について考察した。本研究によって得られた成果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 鋼 2 主桁橋梁のコンクリート床版打設直後の全体横ねじれ座屈と横桁間の部材の横ねじれ座屈の遷移領域を 2 つの細長比パラメータの比によって明らかにした。
- (2) コンクリート床版打設直後の安全性の判定を形状比  $L/B$  や横桁間隔を用いて行えることを明らかにした。
- (3) 側道 2 主桁橋梁（歩道橋）に関する研究<sup>5)</sup>と道路橋 2 主桁橋を比較すると、死活荷重比や主桁間隔の違いがあるが、側道橋研究と同様の細長比パラメータを用いて横ねじれ座屈強度を求められることを明らかにした。
- (4) 2 主桁構造の張り出し部に対する水平方向初期たわみの与え方を明らかにした。
- (5)  $L/B$  が 20 以上の連続 2 主桁橋で送り出し架設を用いた場合、張り出し状態での全体横ねじれ座屈に対する安全性を検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) 建設省：鋼道路橋設計ガイドライン（案），建設省，1995.
- 2) 福本勝士、久保全弘：横構・対傾構をもつ桁の横倒れ座屈強度、土木学会論文報告集, No.196, pp.19-28, 1971.
- 3) 西田進、吉田博、福本勝士：横構による並列主桁の横補剛効果、土木学会論文報告集, No.268, pp.23-31, 1977.
- 4) Nethercot, D.A. and Trahair, N.S.: Lateral buckling approximations for elastic beams, *Struct. Eng.*, Vol.54, No.6, 1983.
- 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, No.329, pp.69-79, 1977.
- 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, No.341, pp.215–222, 1984.
- 7) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M.: Overall lateral instability of twin girder bridges with slender aspect ratio, *Preliminary Report on Stability of Metal Structure*, Paris, pp.150–156, 1983.
- 8) 小松定夫, 西村宣男, 中田憲正: 側道 2 主桁橋架設系の全体横倒れ極限強度式と補剛設計法, 第 30 回構造工学シンポジウム論文集, pp.205–211, 1984.
- 9) 西村宣男: 弾性拘束を受ける I 形断面ばかりの極限強度評価式, 土木学会論文集, No.386, pp.267–274, 1987.
- 10) 西村宣男: 鋼橋の立体力学特性を考慮した設計の合理化に関する研究, 大阪大学学位論文, pp.41–60, 1985.
- 11) 日本道路橋協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, pp.319, 1996.
- 12) 土木学会: 鋼構造シリーズ 2・座屈設計ガイドライン, pp.110, 1987.
- 13) 久保全弘, 小川春由樹: 薄肉鋼はりの極限強度の簡単な評価法, 構造工学論文集, vol.37A, pp.145–154, 1991.
- 14) British Standard Institution : BS5400 Part 3. *Code of practice for design of steel bridge "Steel, Concrete and Composite Bridges"*, 1980.
- 15) 鈴木裕二, 安部文彦, 鈴木清: 建設の機械化, pp.37, 1997.

(1998. 5. 8 受付)

## LATERAL-TORSIONAL BUCKLING STRENGTH OF STEEL TWIN GIRDER BRIDGES UNDER ERECTION

Tsuyoshi HOTTA, Junya NAITO and Nobuo NISHIMURA

In this paper, the safety to overall lateral-torsional buckling and the lateral-torsional buckling of the main girders between the cross girders is examined for the erection of the steel twin girder bridges before the concrete slab is hardened. Using the elasto-plastic finite displacement analysis to the structural system under erection, which have changed distance of main girders, or cross girders. To the lateral-torsional buckling, the proper parameters are established and the relation between the buckling strength and parameters are considered. And, the safety to initial deflection, the lateral-torsional buckling and the reaction force is examined in the case of the incremental launching method.