

曲線2主桁橋架設時の耐荷力に関する解析的検討

Analytical study on load carrying capacity of curved twin I-girder bridge under construction

北海道大学大学院 正員 平沢秀之 (Hirasawa Hideyuki)

1. まえがき

公共工事のコスト縮減のため、関係各分野では様々な取り組みがなされている。鋼橋の分野においても各種合理化・省力化構造の研究開発がなされ、少数I桁橋、開断面箱桁橋、細幅箱桁橋等が提案されている¹⁾。中でも2主桁橋は、従来のプレートガーダー橋と比較して材片数、部材数が非常に少ないシンプルな構造であり、大幅な省力化がなされている²⁾。この2主桁橋は製作時のみならず、架設時や維持管理においてもコスト縮減が可能となっており、施工事例も増加してきている。

しかしながら2主桁橋においては、片方の主桁が何らかの損傷を受けて機能しなくなると、もう片方が健全であっても橋梁としての機能が果たせなくなるという、いわゆるリダンダンシーの不足という欠点が指摘されている³⁾。また、2主桁橋は構造が単純化されている一方で、PC床版等の適用による耐久性向上、厚板の使用による主桁の大断面化がなされ、橋梁構造としての性能が確保されている。しかし基本的に開断面構造であるため、曲げ剛性は大きいものの、ねじり剛性はそれほど大きくない。従って、ねじりモーメントが大きく作用する曲線橋に2主桁形式を適用することは、箱桁形式に比べて一般的には不利であり、施工事例も曲率の大きい曲線橋には見られない。

橋梁建設に関わるコスト縮減のため、2主桁形式の適用範囲を広げ、曲線橋にも適用していくことは今後十分考えられる。2主桁形式を曲線橋に適用させるための研究はこれまであまり多くなされていない。著者らは曲線2主桁橋を対象として、合理化の検討⁴⁾や力学的特性の分析等⁵⁾、⁶⁾を行ってきた。本研究では、架設時構造系のモデルを用い、以下の2点について検討することを目的とする。すなわち、第一に送り出し架設系を対象として全体横倒れ座屈荷重及び座屈モードを明らかにすること、第二に床版施工前における両端単純支持の架設系を対象として、塑性耐荷力特性を明らかにすることの2点である。

2. 送り出し架設系の耐荷力特性

2.1 解析モデル

解析対象とする曲線2主桁橋は、図-1に示すように2径間連続桁を想定しており、床版施工前の鋼桁のみからなる構造とする。橋長 L を一定として中心角を $5^\circ \sim 20^\circ$ の4通りとする。橋梁全体を前方支点2箇所、後方支点箇所の計4箇所支持している。前方支点から先端までは $7L/16 = 35$ [m]の張り出し部を有している。送り出し時は全ての支点がローラーとして機能すると考えられるが、解析では後方支点をヒンジ、前方支点をローラーとして境界条件を与えている。荷重は主桁と横桁の連結部に鉛直集中荷重を作用

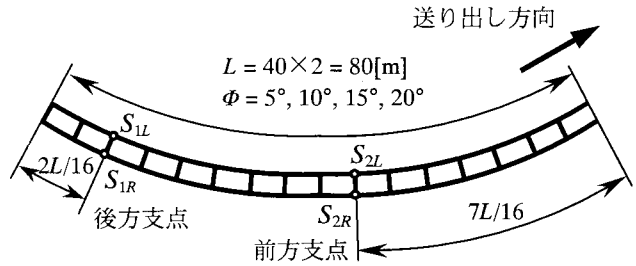


図-1 曲線2主桁橋送り出し架設系モデル

表-1 断面寸法と材料定数

断面寸法	主桁		横桁
	上フランジ幅[mm]	500	300
上フランジ厚[mm]	30	25	
腹板高[mm]	2960	975	
腹板厚[mm]	24	16	
下フランジ幅[mm]	800	300	
下フランジ厚[mm]	50	25	
材料定数	ヤング係数[N/mm ²]	2.0×10^5	
	降伏応力[N/mm ²]	3.5×10^2	
	線形硬化係数	0.01	
	ポアソン比	0.3	

させ、等分布荷重に近似させた。FEM解析のためのモデル化には、全て4節点シェル要素を使用した。

表-1は主桁と横桁の寸法及び材料定数を表している。弾塑性解析を行なうに当たって、ここでは材料の応力ひずみ関係を、バイリニア型の線形硬化弾塑性体に理想化できるものと仮定し、ひずみ硬化部の硬化係数を弾性域のヤング係数の0.01倍とする。

2.2 初期不整の検討

鋼構造物の横倒れ座屈荷重の算定には、初期不整が大きな影響を及ぼす。本解析では中心角 5° のモデルに正弦波を与える。図-2のように内桁と外桁それぞれに対して、水平方向に同位相で正弦波を1波及び2波を与えるものとする。初期不整の最大値は半波長の1/1000とした。

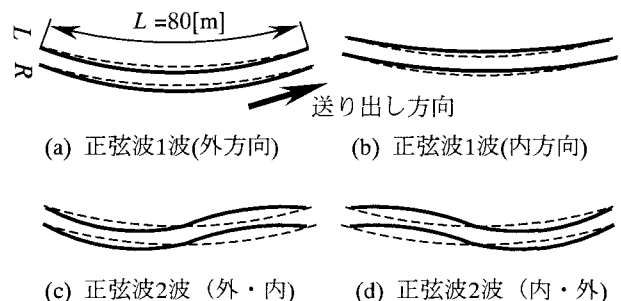


図-2 初期不整形

表-2 全体横倒れ座屈荷重に及ぼす初期不整の影響

初期不整形	座屈荷重 [N/m]	初期不整無しとの増減
初期不整無し	71.719×10^3	-
(a)正弦波1波(外方向)	71.719×10^3	0.0 %
(b)正弦波1波(内方向)	71.719×10^3	0.0 %
(c)正弦波2波(外・内)	72.381×10^3	+0.92 %
(d)正弦波2波(内・外)	71.387×10^3	-0.46 %

これら4つの初期不整を与えた場合と、初期不整が無い場合の計5ケースについて、FEM解析を実行した結果、表-2のような座屈荷重が得られた。座屈荷重は主桁1本当たりの、単位長さ当たりの荷重で表されている。これらの解析モデルでは、座屈荷重に違いはほとんど見られないことが分かる。これは、アーチや柱等に見られるような明確な分岐点を有する分岐座屈⁷⁾ではなく、荷重の小さい段階から変形が決まっており、荷重の増加と共に非線形性を増大させながら終局状態となる現象であるためと考えられる。この結果より、以下の解析においては初期不整を考慮しないこととする。

2.3 座屈荷重と座屈モード

表-3は曲線2主桁橋の中心角毎に、解析で得られた全体横倒れ座屈荷重と、それらの死荷重との比を表したものである。死荷重は鋼重のみの荷重である。座屈荷重及び死荷重は主桁1本当たりの、単位長さ当たりの荷重として求めている。中心角の増加と共に座屈荷重は低下し、安全率も減少している。しかしながら、安全率はいずれのモデルにおいても高く、横倒れ座屈の危険性は低いと言える。

表-3 全体横倒れ座屈荷重の比較

中心角	座屈荷重 [N/m]	死荷重に対する安全率
5°	71.719×10^3	6.24
10°	68.730×10^3	5.98
15°	66.406×10^3	5.78
20°	63.086×10^3	5.49

図-3は中心角20°のモデルの全体横倒れ座屈モードである。その他の中心角のモデルにおいても同様の座屈モードが得られている。ここで得られた変形は、曲線橋に見られる通常の静的弾性たわみとほとんど同じであり、直線橋に見られるような本来の意味での横倒れ座屈とは異なっている。すなわち荷重の小さい段階から内桁のたわみが大きく、同時にねじり変形も生じ、荷重の増加と共に徐々に変形が増大している。

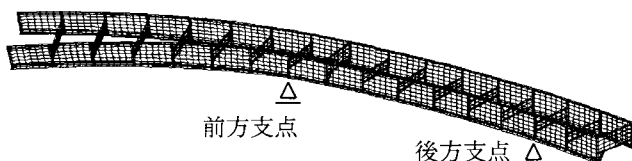


図-3 全体横倒れ座屈モード(中心角 $\phi = 20^\circ$)

図-4は横倒れ座屈時において、図-3の前方支点近傍を拡大表示させたものである。前方支点上の垂直補剛材とその前方の垂直補剛材で囲まれた一パネルの腹板において、局部座屈の発生が認められる。また同区間の下フランジにおいても局部座屈が発生している。

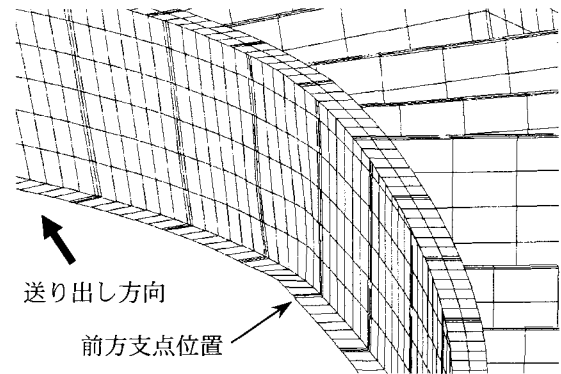


図-4 内桁の局部座屈(中心角 $\phi = 20^\circ$)

3. 両端単純支持系の塑性耐力特性

3.1 塑性域の広がり考慮した相関曲線

曲線2主桁橋をここでは曲げ、せん断及びねじりを受ける格子桁としてモデル化する。材料が完全弾塑性体であると仮定すると、曲げモーメント M とそりモーメント W がI形断面材に作用するとき、応力分布は図-5のように8通りに分類できる⁹⁾。図中の m, w は次式の通りである。

$$m = \frac{M}{M_0}, \quad w = \frac{W}{W_0} \quad (1a, b)$$

ここで、 M_0, W_0 はそれぞれ全塑性曲げモーメント、全塑性そりモーメントである。また α は腹板とフランジの断面積の比である。

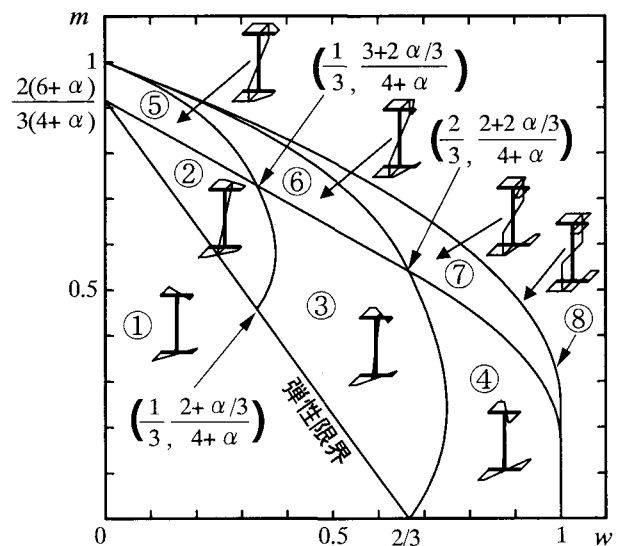


図-5 相関曲線と応力分布

図中の⑧の曲線は、全断面塑性の状態を表し、このときの m と w の関係は、断面内の応力分布を積分することにより得られ、次式のように求められる。

$$w = 1 - \frac{1}{16} \{ (4 + \alpha)m - \alpha \}^2 \quad \left(\frac{\alpha}{4 + \alpha} \leq m \leq 1 \right), \quad (2a, b)$$

$$w = 1 \quad \left(0 \leq m \leq \frac{\alpha}{4 + \alpha} \right)$$

同様にして、②～⑦の弾塑性状態及び①の弾性状態の $m-w$ 関係式を定式化することができる⁸⁾。図-5を用いることにより、塑性域の広がりやを考慮した曲線橋の弾塑性解析を行なうことができる。

3.2 解析モデル

図-6は解析に使用する2主桁モデルである。鋼桁のみの構造であり、床版施工前の架設系を想定している。支間長は $L = 2.269[m]$ で一定とし、中心角を 0° (直線桁)、 10° 、 13° 、 16° の4通りとしている。

表-4は解析モデルの断面諸元である。材料は弾性域のヤング係数を $1.93 \times 10^5 [N/mm^2]$ 、降伏応力を $355 [N/mm^2]$ とする完全弾塑性体と仮定する。荷重は支間中央の内桁上または外桁上に集中荷重を載荷させるものとする。

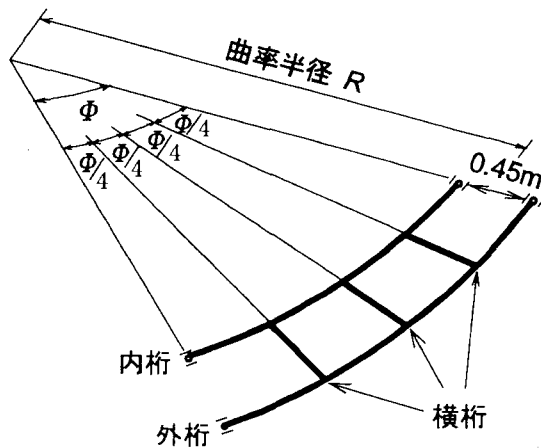


図-6 両端単純支持架設系モデル

表-4 主桁・横桁の断面諸元

断面2次モーメント	I	$0.190539 \times 10^{-5} [m^4]$
純ねじり定数	J_T	$0.145130 \times 10^{-7} [m^4]$
そりねじり定数	C_w	$0.324141 \times 10^{-9} [m^6]$
全塑性曲げモーメント	M_0	$0.156496 \times 10^5 [Nm]$
全塑性そりモーメント	W_0	$0.145001 \times 10^3 [Nm^2]$

3.3 荷重変位関係

解析結果の一例として、外桁載荷状態の初期降伏荷重と崩壊荷重を表-5に示す。初期降伏荷重とは断面の一部が降伏し始める荷重であり、崩壊荷重とはメカニズムを形成して終局状態となる荷重である。表より初期降伏荷重及び崩壊荷重共に、中心角が大きいくほど値が小さく、耐力力が低下していることが分かる。

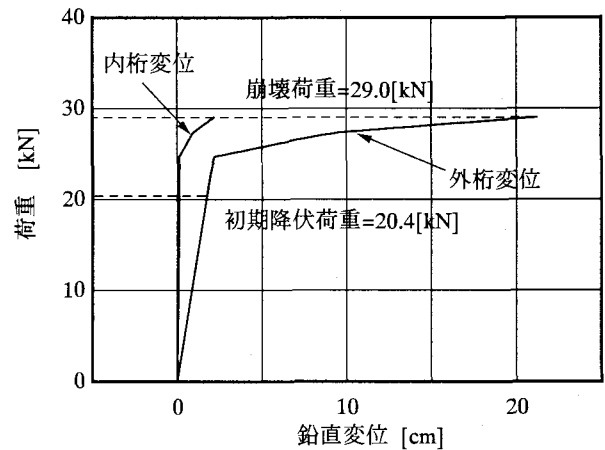
図-7は中心角が 13° のモデルの支間中央点における荷重変位関係を表したものである。外桁載荷のとき(図-7(a))、 $20.4 [kN]$ で降伏し始め、 $24.7 [kN]$ に達したところで載荷点が塑性ヒンジとなる。その後、剛性が急激に減少し、 $29.0 [kN]$ で塑性崩壊となる。載荷点が塑性ヒンジを形成す

る前は、内桁の変位は非常に小さく、荷重分配がほとんどなされていない。塑性ヒンジ形成後は内桁の変位も増加し始めている。

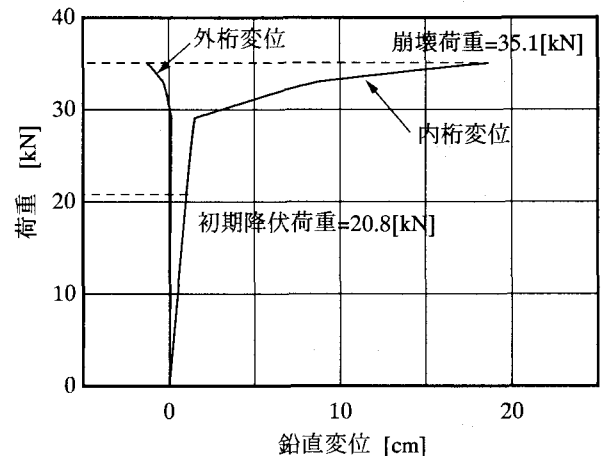
内桁に載荷した場合は、図-7(b)のように $20.8 [kN]$ で降伏し始め、 $29.1 [kN]$ で載荷点が塑性ヒンジ化し、剛性を徐々に低下させながら、 $35.1 [kN]$ に達したとき、崩壊となる。

表-5 初期降伏荷重と崩壊荷重

中心角 ϕ	初期降伏荷重[kN]	崩壊荷重[kN]
0°	23.0	32.7
10°	22.2	30.3
13°	20.4	29.0
16°	18.7	27.8



(a) 外桁載荷



(b) 内桁載荷

図-7 荷重変位曲線

3.4 塑性域の広がり

図-8及び図-9は外桁に荷重を載荷させた場合の、それぞれ塑性域の広がりやと相関曲線上における $m-w$ 関係を表したものである。中心角は 13° のモデルである。塑性域の進展は、まず載荷点の断面から広がり始め、第1番目の塑性ヒンジを発生させる。ここでは曲げモーメントの影響が大きく、そりモーメントは小さい。第2番目は横桁と内桁

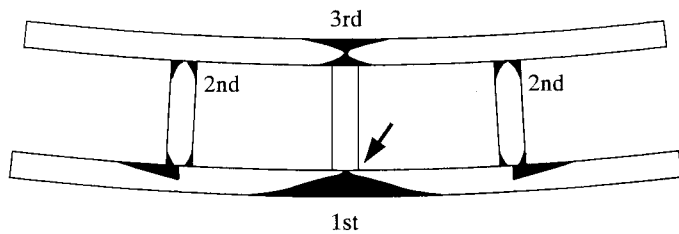


図-8 塑性域の広がり(外桁載荷)

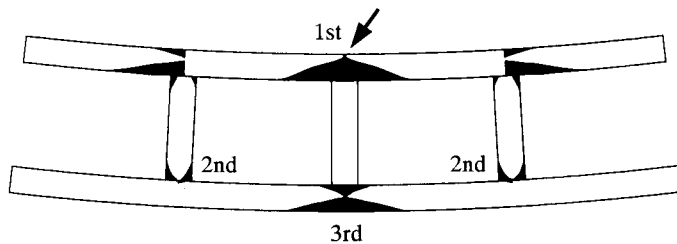


図-10 塑性域の広がり(内桁載荷)

との連結部2箇所ですら同時に発生し、ほとんどそりモーメントのみで塑性化が起きている。その後他の部材でも塑性域の進展が同時進行するが、内桁の支間中央断面で3番目の全塑性状態となり、崩壊機構となっている。

内桁に荷重を載荷させた結果を図-10及び図-11に示す。第1段階の塑性ヒンジは内桁支間中央で発生し、曲げモーメントの影響が大きく現れている。更に荷重を増加させて行くと、横桁の外桁との連結部において、全塑性化が生じる。続いて第3段階目の塑性ヒンジが外桁支間中央で発生し、崩壊機構となる。

これらの結果より、一方の主桁が塑性ヒンジとなり、耐力を失っても、すぐに橋梁全体が崩壊するに至らない。従って、2主桁橋はリダンダンシーが無い、とは必ずしも言えないことが分かる。

4. あとがき

曲線2主桁橋の架設時を対象として、その耐力特性を検討した。解析には2径間連続桁の送り出し架設系と、床版施工前の両端単純支持系のモデルを使用した。

送り出し架設系モデルを解析した結果、張り出し部の全体横倒れ座屈現象及び前方支点付近の局部座屈が見られ、座屈荷重が得られた。全体横倒れ座屈では、直線橋のような明確な分岐点は存在せず、桁先端部の変形は当初からねじりを伴ったたわみが徐々に増大し、終局状態に至ることが判明した。本解析モデルでは、座屈荷重の死荷重に対する割合が大きく、座屈安全性が高い結果となった。

両端単純支持系モデルでは、塑性域の広がりを考慮した解析により、崩壊機構と塑性耐力力が得られた。塑性域の広がり方は、まず載荷点近傍から広がり始め、徐々に他の主桁、横桁へと進展し、最終的に3段階の塑性ヒンジ化を経て終局状態に至った。また、一方の主桁が全塑性状態となっても、橋梁全体としての耐力力はまだ保持されており、リダンダンシーがある程度確保されていることが明らかとなった。

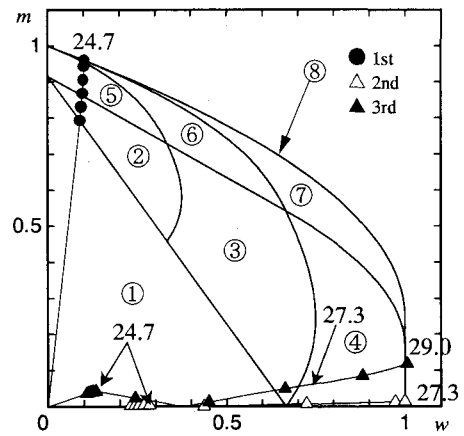


図-9 相関曲線(外桁載荷)

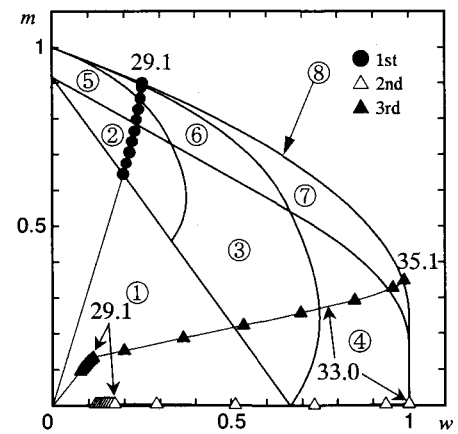


図-11 相関曲線(内桁載荷)

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会：新しい鋼橋の誕生II, 2003.
- 2) 高橋昭一, 志村勉, 橋吉宏, 水野浩：PC床版2主1桁橋による合理化検討, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集I, pp.268-269, 1994.
- 3) 高橋昭一, 橋吉宏, 志村勉, 鈴木隆, 伊藤博章, 三木千壽：1/2スケール模型を用いた2主桁橋の立体挙動に関する実験的研究, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第I部, pp.584-585, 1995.
- 4) 平沢秀之, 高松潤, 吉村晋一, 林川俊郎, 佐藤浩一：曲線合成2主桁橋の試設計と合理化の検討, 土木学会北海道支部論文報告集, 第57号, pp.206-209, 2001.
- 5) 平沢秀之, 小山明久, 林川俊郎, 佐藤浩一：曲線2主桁橋の力学的特性に及ぼす横桁配置の影響, 鋼構造年次論文報告集, 第6巻, pp.349-356, 1998.
- 6) 平沢秀之, 林川俊郎, 佐藤浩一, 田上優介：横桁を斜めに配置した曲線2主桁橋の静的挙動に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1091-1098, 2002.
- 7) 鷺津久一郎他編：有限要素法ハンドブック, I 基礎編, 1981, II 応用編, 培風館, 1983.
- 8) 平沢秀之, 林川俊郎, 佐藤浩一, 植木広行：塑性域の広がりを考慮した曲線格子桁の崩壊解析, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1219-1228, 1998.