

架設時の合理化鋼2主桁橋の横座屈特性と終局強度

Lateral Buckling Behaviors and Ultimate Strength of
Rational Steel 2-Girder Bridges under Erection

深谷道夫*・野上邦栄**・山沢哲也***

Michio FUKAYA, Kuniei NOGAMI and Tetsuya YAMASAWA

*工修 JFE エンジニアリング (株) 鋼構造事業部橋梁設計部 (〒 230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町 2-1)

**工博 東京都立大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒 192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

***工修 東京都立大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒 192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

This paper presents the ultimate strength and the lateral torsional buckling behaviors of simplified steel I-girder bridges which was composed of twin main girders and floor beams under erection. The span length, the distance between the centers of main girders, the distance between the floor beams, the stiffness and the position of floor beams are used such as the design parameters and 3D elasto-plastic finite displacement analysis are carried out. It is found, in all cases dealt with in this study, that the ultimate limit behaviors of 2-girder bridges can be classified into the five modes concerning of buckling and ultimate strength, and it is proposed $L/B \geq 15$ as the limit value which needs stability verification in the realistic bridge area where $\lambda/L < 0.20$, $I_x/I_f < 300$ becomes.

Key Words : 2-girder bridges, erection, lateral buckling, ultimate strength, elasto-plastic

1. はじめに

架設中の構造物は、横構が取り付けられていない状態や、床版コンクリートが硬化していない状態など、立体的な構造系としては不十分な状態のまま荷重を受けることがある。また、合成桁などでは床版コンクリートの硬化前にはその効果が期待できないので、非合成桁としての2主桁構造系に荷重を受けることになる。そのため架設中の各段階に対して、各部材の応力度、座屈に対する安全性のほかに、構造物全体が立体的な構造系として安定であることを確かめなければならない。

ところで近年、わが国では鋼橋の建設コスト縮減および疲労や腐食などの問題から構造形式を見直し、合理化・省力化を計ろうとする試みが始まり、PC床版2主桁橋が建設されるようになった。しかし、このような合理化橋梁は従来の設計に比べて新しい設計方針を採用しているため課題も多く残されている。その一つが架設時の安全性照査である。鋼桁の架設時やコンクリート床版施工時には、健全な床版がまだ鋼桁上フランジと接合されていないため、非合成状態のプレートガーダである。特に、従来の多主桁では横構や対傾構などの2次部材がこれらの施工時安定性に寄与していたが、2主桁橋ではこれらが省略されていることや支間部で圧縮を受ける合成桁の上フランジでは非合成設計されたものより小さな断面となることなどから、施工時の鋼桁の横座屈に対する安定性の照査法の確立が望まれている¹⁾。

このような状況を踏まえて、合理化2主桁橋の横座屈強度に関する研究も行われており、堀田らの研究²⁾では、道路橋鋼2主桁橋を対象として、単純桁および

連続桁の横座屈限界の指標である支間長と主桁間隔の比 L/B の目安として15程度を提案している。さらに、加藤ら³⁾は単純2主桁橋の主桁間隔、横桁間隔および横桁取り付け部垂直補剛材のねじり剛度が横ねじり座屈安定性に与える影響を明らかにしている。また、著者ら⁴⁾はこれまでに合理化2主桁橋の座屈固有値解析法を提案し、実際の合理化2主桁橋の対称および非対称座屈に関する解析的検討を行っている。

また、2001年に改定された土木学会の鋼構造架設設計施工指針⁵⁾では、架設中の開断面箱桁あるいは横構を省略した2主桁構造、および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では、全体としての横ねじれ座屈に注意しなければならないこと、さらに横桁間隔を広くしたI形断面桁では、横桁間での主桁の座屈に対しても注意が必要であることが規定されている。

本研究では、施工時の鋼桁の横座屈に対する安定性の照査法の確立に向けた資料とすべく、1軸対称I形断面主桁と横桁からなる合理化2主桁橋を対象にして、その横座屈挙動の因子と考えられる支間長、主桁間隔、横桁間隔、横桁剛性および横桁取り付け位置を各々パラメータに設定した実橋モデルを道路橋示方書⁶⁾を基本にして試設計し、全橋FEMモデルによる弾性有限変位解析および弾塑性有限変位解析により、架設時における合理化2主桁橋の横座屈特性およびその終局強度を明らかにするとともに、架設時の安定性を支配するパラメータである支間長と主桁間隔の比 L/B の必要限界パラメータ値の提案を行う。

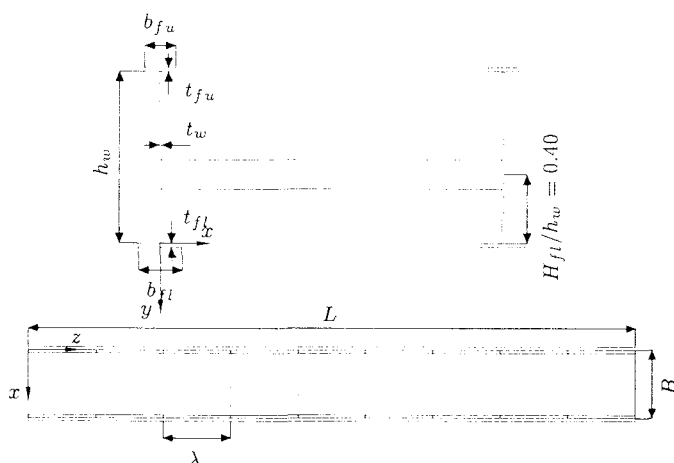


図-1 合理化2主桁橋

表-1 主桁の断面寸法

L	(m)	54	72	90
h_w	(mm)	2880	3520	4000
t_w	(mm)	18	22	25
b_{fu}	(mm)	560	685	778
t_{fu}	(mm)	35	43	49
b_{fl}	(mm)	800	978	1111
t_{fl}	(mm)	38	47	53
$A_m \times 10^4$	(mm ²)	10.18	15.29	19.70
$I_{mx} \times 10^{10}$	(mm ⁴)	13.97	31.40	52.24
$I_{my} \times 10^8$	(mm ⁴)	21.35	48.19	79.85
$I_{mw} \times 10^{14}$	(mm ⁶)	33.11	111.4	239.5
$J_m \times 10^7$	(mm ⁴)	2.823	6.449	10.65

表-2 解析パラメータ

L (m)	54	72	90
λ (m)	3.6, 6.0, 10.8	4.8, 8.0, 14.4	6.0, 10.0, 18.0
I_f ($\times 10^8$ mm ⁴)	2.87, 4.78, 11.80, 29.20	7.76, 11.80, 20.10, 29.20	11.80, 20.10 29.20, 41.10
B (m)	3.0, 3.6, 4.5, 6.0, 9.0	4.0, 4.8, 6.0, 8.0	5.0, 6.0, 7.5, 10.0
H_{fl}/h_w	0.20, 0.40, 0.60, 0.80	0.20, 0.40, 0.60, 0.80	0.20, 0.40, 0.60, 0.80

2. 合理化2主桁橋

2.1 解析パラメータ

解析対象とした合理化2主桁橋は、図-1に示すように2本主桁と横桁から構成される単純桁である。主桁断面は、1軸対称I型断面であり、支間全長にわたり変化しないものとする。横桁は、H形鋼を垂直補剛材位置に取り付ける。垂直補剛材は、フランジ付き垂直補剛材とし、その板厚は主桁腹板の板厚と同一とした断面である。また、垂直補剛材は横桁取り付け位置にのみ配置している。

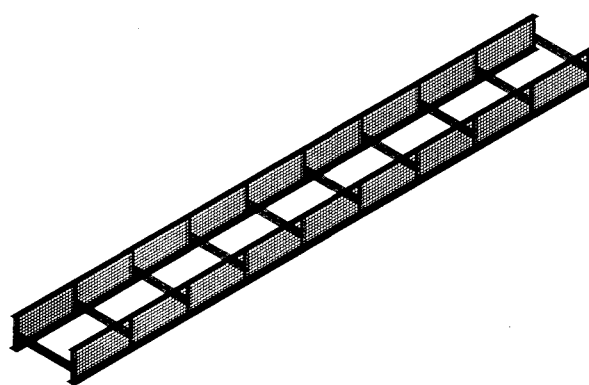


図-2 解析 FEM モデル

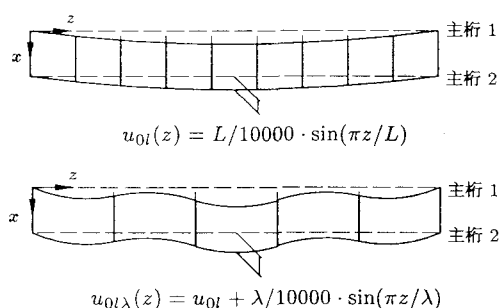


図-3 初期たわみ

いま、支間長 (L) が 54 m, 主桁間隔 (B) および横桁間隔 (λ) が共に 6 m であり、表-1 のような主桁断面諸元を有し、垂直補剛材断面が (腹板 18×184 mm, フランジ 18×303 mm) であり、横桁が 588×300×12×20 mm, $I_f = 11.8 \times 10^8$ cm⁴ の断面を有する解析モデルを以後基本モデルと呼ぶ。なお、表中の記号は h_w, t_w が各々腹板の高さおよび板厚, $b_{fu}, b_{fl}, t_{fu}, t_{fl}$ が上下フランジ幅およびそれらの板厚, $A_m, I_{mx}, I_{my}, I_{mw}, J_m$ が主桁の断面積, x, y 軸に関する断面2次モーメント, 曲げねじり定数および純ねじり定数である。

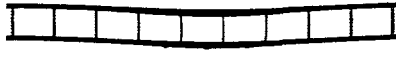
さらに、本研究では2主桁橋全体横座屈、横桁間の座屈、局部座屈および終局強度特性などを明らかにするため、表-2のように横座屈挙動の因子として重要な支間長 (L)、主桁間隔 (B)、横桁間隔 (λ)、横桁剛性 (I_f) および横桁取り付け位置 (H_{fl}) を変化させ、合計 73 ケースのパラメータ解析を行う。

2.2 FEM モデル

FEM 解析は、幾何学的および材料非線形を考慮した汎用有限要素法解析ソフトウェア MARC⁷⁾ を使用する。適用要素は、4 節点シェル要素であり、十分な分割数をとることによって変位形状、応力状態を明確に表現する。主桁断面は、上下フランジを各々 6, 8 分割以上、ウェブを 10 分割以上とし、横桁断面は、フランジ、ウェブを共に 2 分割以上する。図-2 に基本モデルの要素分割図を示す。基本モデルの総節点数と要素数は、各々 11680, 11352 となる。

初期たわみは、図-3 のように全体横座屈と横桁間横

表-3 終局限界挙動

モード分類	終局限界挙動特性	終局限界挙動モード図
モード I	主桁断面の塑性崩壊	
モード II	弾性全体横座屈	
モード III	弾性全体横座屈と横桁間横座屈の連成	
モード IV	主桁の塑性と全体横座屈の連成	
モード V	主桁の塑性と横桁間横座屈の連成	

座屈の2つの現象を評価できるように全体座屈モードおよび横桁間座屈モードに対応した水平方向初期たわみを橋軸直角方向に与える。全体座屈モードは、式(1)の u_{0l} のような支間全長にわたる最大値 $L/10000$ の $\sin$ 半波の初期たわみであり、全体座屈と横桁間の連成座屈モードは、式(2)の $u_{0l\lambda}$ のような $\sin$ 波の初期たわみを導入する。ただし、この初期不整は、解析上、完全系における分岐挙動の特定が困難なことから極めて小さな値を与えたものであり、実橋レベルのたわみ値を直接的に想定したものではない。

$$u_{0l}(z) = \frac{L}{10000} \sin \frac{\pi z}{L} \quad (1)$$

$$u_{0l\lambda}(z) = \frac{L}{10000} \sin \frac{\pi z}{L} + \frac{\lambda}{10000} \sin \frac{\pi z}{\lambda} \quad (2)$$

主桁および横桁の材質は、SM490Y(降伏応力度 $\sigma_y = 360 \text{ N/mm}^2$)であり、この鋼材の構成則は、バイリニア型弾塑性体を仮定している。また、降伏後の弾性係数(E')は弾性域の1/100となるバイリニア型弾塑性体を仮定する。硬化則に移動硬化則を用い、材料の降伏条件に von Mises の条件を用いる。

荷重は、主桁の鋼重(q_{m0})および横桁の鋼重(q_{f0})を各要素に、コンクリート床版、ハンチ、架設工等の架設重量(q)は主桁上フランジとウェブの接合ライン上に、支間全長にわたり等分布線荷重として載荷する。増分解析では、鋼重を一定にしたまま架設荷重 q を漸増させている。なお、床版の種類によっては床版コンクリートの打設施工手順を考慮した荷重載荷方法を適用すべきであるが、ここではより簡単化のため床版を全長打設した状態にける満載荷重を設定した。

また、解析結果を評価するにあたり荷重倍率(α_Y)を導入する。この α_Y は、式(3)のように主桁の降伏荷重(q_Y)と2主桁橋を構成する2本の主桁および横桁の鋼重($q_0 = q_{m0} + q_{f0}$)に対する架設荷重(q)の比で定義する。

$$\alpha_Y = \frac{q}{q_Y - q_0} \quad (3)$$

主桁の降伏荷重(q_Y)は最大曲げ応力度が降伏応力度に達したときの荷重であり、 $q_Y = (\sigma_y I_{mx} L^2)/(8y_0)$ で

与えられる。ここに、 y_0 は主桁中立軸からフランジ縁端までの距離である。基本モデルの降伏荷重と鋼重は、各々 $q_Y = 83.93$, $q_0 = 18.02 \text{ N/mm}$ である。なお、鋼重はパラメータに対応する各モデルにより変化する。

3. 終局限界挙動

今回対象とした合理化2主桁橋の横座屈挙動に影響を及ぼす因子として考える各々のパラメーターに対して、弾塑性有限変位解析を実施したところ、その終局限界挙動は表-3のように5つのモードに分類できる。

いま、73ケースの解析モデルと表-3の終局限界挙動モードとの関係をまとめたのが表-4である。ここでは、これらの弾塑性挙動および終局限界モード特性について述べる。

モードI(主桁断面の塑性崩壊)は、主桁断面の一部が降伏域に達した後、横座屈変形が発生する以前に終局限界状態を迎える。基本モデルはこのモードに分類される。図-4に、面内(y 方向)変位および面外(x 方向)変位と架設荷重(q)の関係を示す。図中の破線は、 $\alpha_Y = 1$ 、つまり $q = 65.73 \text{ N/mm}$ を意味する。まず $q \approx 50 \text{ N/mm}$ でパネル間の主桁に僅かな局部座屈を生じる。その後、弾性全体横座屈を起こす限界荷重(106.38 N/mm)の約65%の荷重で支間中央の主桁上フランジの一部に初期降伏が生じた後、すぐに $q_p = 69.40 \text{ N/mm}$ で主桁断面の塑性から終局限界を迎える。ここに、 q_p は終局限界強度である。その時の変位モードは図-5(a)となる。さらにその後、荷重は低下するとともに支間中央のパネルにおける主桁上フランジの塑性進展が進み、初期たわみを導入した方向に全体的な横倒れを生じて崩壊に至る(図-5(b))。このときの荷重 q_c は崩壊時強度である。

モードII(弾性全体横座屈)は、終局限界挙動が主桁断面の降伏前の弾性域で起こる全体的な横倒れ座屈に支配されるものである。例えば、L90-12モデルがこのモードに分類される。図-6の荷重-変位曲線に示すように弾塑性解析においても断面の降伏を生じないことから、弾性解析と同様な径路を辿り終局限界を迎える。

表-4 FEM 解析モデルと終局モード

モデル名	L	λ	I_f	B	$\frac{H_{fl}}{h_w}$	終局モード
基本モデル	54	6.0	11.80	6.0	0.40	モード I
L54-1	54	3.6	11.80	9.0	0.40	モード I
L54-2	54	3.6	11.80	6.0	0.40	モード I
L54-3	54	3.6	11.80	4.5	0.40	モード I
L54-4	54	3.6	11.80	3.6	0.40	モード IV
L54-5	54	3.6	11.80	3.0	0.40	モード II
L54-6	54	6.0	2.87	6.0	0.40	モード I
L54-7	54	6.0	4.78	6.0	0.40	モード I
L54-8	54	6.0	11.80	9.0	0.40	モード I
L54-9	54	6.0	11.80	9.0	0.20	モード I
L54-10	54	6.0	11.80	6.0	0.60	モード I
L54-11	54	6.0	11.80	6.0	0.80	モード I
L54-12	54	6.0	11.80	4.5	0.40	モード I
L54-13	54	6.0	11.80	3.6	0.40	モード IV
L54-14	54	6.0	11.80	3.0	0.40	モード II
L54-15	54	6.0	29.20	6.0	0.40	モード I
L54-16	54	10.8	11.80	9.0	0.40	モード V
L54-17	54	10.8	11.80	6.0	0.40	モード V
L54-18	54	10.8	11.80	4.5	0.40	モード V
L54-19	54	10.8	11.80	3.6	0.40	モード V
L54-20	54	10.8	11.80	3.0	0.40	モード II
L72-1	72	4.8	11.80	8.0	0.40	モード I
L72-2	72	4.8	11.80	6.0	0.40	モード IV
L72-3	72	4.8	11.80	4.8	0.40	モード II
L72-4	72	4.8	11.80	4.0	0.40	モード II
L72-5	72	4.8	29.20	6.0	0.40	モード I
L72-6	72	8.0	7.76	6.0	0.40	モード IV
L72-7	72	8.0	11.80	8.0	0.40	モード I
L72-8	72	8.0	11.80	6.0	0.20	モード IV
L72-9	72	8.0	11.80	6.0	0.40	モード IV
L72-10	72	8.0	11.80	6.0	0.60	モード IV
L72-11	72	8.0	11.80	6.0	0.80	モード IV
L72-12	72	8.0	11.80	4.8	0.40	モード II
L72-13	72	8.0	11.80	4.0	0.40	モード II
L72-14	72	8.0	20.10	6.0	0.40	モード IV
L72-15	72	8.0	29.20	8.0	0.40	モード I
L72-16	72	8.0	29.20	6.0	0.40	モード IV
L72-17	72	8.0	29.20	4.8	0.40	モード II
L72-18	72	8.0	29.20	4.0	0.40	モード II
L72-19	72	14.4	11.80	8.0	0.40	モード III
L72-20	72	14.4	11.80	6.0	0.40	モード III
L72-21	72	14.4	11.80	4.8	0.40	モード II
L72-22	72	14.4	11.80	4.0	0.40	モード II
L72-23	72	14.4	29.20	6.0	0.40	モード III
L90-1	90	6.0	11.80	10.0	0.40	モード I
L90-2	90	6.0	11.80	7.5	0.40	モード II
L90-3	90	6.0	11.80	6.0	0.40	モード II
L90-4	90	6.0	11.80	5.0	0.40	モード II
L90-5	90	6.0	29.20	10.0	0.40	モード I
L90-6	90	6.0	29.20	7.5	0.40	モード IV
L90-7	90	6.0	29.20	6.0	0.40	モード II
L90-8	90	6.0	29.20	5.0	0.40	モード II
L90-9	90	10.0	11.80	10.0	0.40	モード IV
L90-10	90	10.0	11.80	7.5	0.40	モード II
L90-11	90	10.0	11.80	6.0	0.20	モード II
L90-12	90	10.0	11.80	6.0	0.40	モード II
L90-13	90	10.0	11.80	6.0	0.60	モード II
L90-14	90	10.0	11.80	6.0	0.80	モード II
L90-15	90	10.0	11.80	5.0	0.40	モード II
L90-16	90	10.0	20.10	6.0	0.40	モード II
L90-17	90	10.0	29.20	10.0	0.40	モード I
L90-18	90	10.0	29.20	7.5	0.40	モード IV
L90-19	90	10.0	29.20	6.0	0.40	モード II
L90-20	90	10.0	29.20	5.0	0.40	モード II
L90-21	90	10.0	41.10	6.0	0.40	モード II
L90-22	90	18.0	11.80	10.0	0.40	モード III
L90-23	90	18.0	11.80	7.5	0.40	モード III
L90-24	90	18.0	11.80	6.0	0.40	モード II
L90-25	90	18.0	11.80	5.0	0.40	モード II
L90-26	90	18.0	29.20	10.0	0.40	モード III
L90-27	90	18.0	29.20	7.5	0.40	モード III
L90-28	90	18.0	29.20	6.0	0.40	モード II
L90-29	90	18.0	29.20	5.0	0.40	モード II

 $L, \lambda, B : [\text{m}], I_f : \times 10^8 [\text{mm}^4]$

このモデルでは、 $q \approx 40 \text{ N/mm}$ で 2 主桁橋全体が急激に支間全長において 1 半波のモードで初期たわみを導入した方向へ大きく面外にたわみ、全体的な横倒れ現象を生じる。そして $q_p = 42.30 \text{ N/mm}$ で横座屈限界荷重に達した後、崩壊に至る。図-7 に変位モード図を示す。

モード III (横桁間座屈と弾性全体横座屈の連成) は、横桁間隔が極端に広い場合に、横桁間での主桁の局所的な横座屈を起こしながら主桁全体系の弾性横倒れを生じるモードである。例えば、L90-27 モデルがこのモードに分類される。このモードは、弾塑性解析において断面の降伏を生じないことから、図-8 のように弾性解析と同様な経路を辿り $q_p = 37.38 \text{ N/mm}$ で終局限界強度に達する。そしてその後、全体横倒れ座屈と横桁間における主桁の横座屈の連成の進展に伴い崩壊に至る (図-9)。

モード IV (主桁の塑性と全体横座屈の連成) は、支間

全長における全体的な横倒れ現象を生じるが横座屈限界荷重に達する前に、主桁断面の一部が降伏することによって終局限界となるモードである。例えば、L72-9 モデルがこのモードに分類される。このモードは、図-10 に示すように弾塑性解析が弾性解析と同様な経路で 2 主桁橋全体が初期たわみを導入した面外方向へたわみだすが、その途中経路において主桁断面の一部に塑性域が生じることで、弾性横座屈限界強度 68.94 N/mm の 93.2% である $q_p = 64.28 \text{ N/mm}$ で終局限界状態を迎える。その後、支間中央の塑性進展に伴い中央パネルが先行する形で全体横座屈が進展し崩壊に至る (図-11)。

モード V (主桁の塑性と横桁間横座屈の連成) は、横桁間隔が極端に広いモデルで横桁間における主桁の横座屈に伴って、主桁断面の一部に降伏が起きることによって終局限界挙動が支配されるモードである。例えば、L54-17 モデルがこのモードに分類される。このモードは、図-12 のように弾性解析では $q \approx 65 \text{ N/mm}$ で横桁間

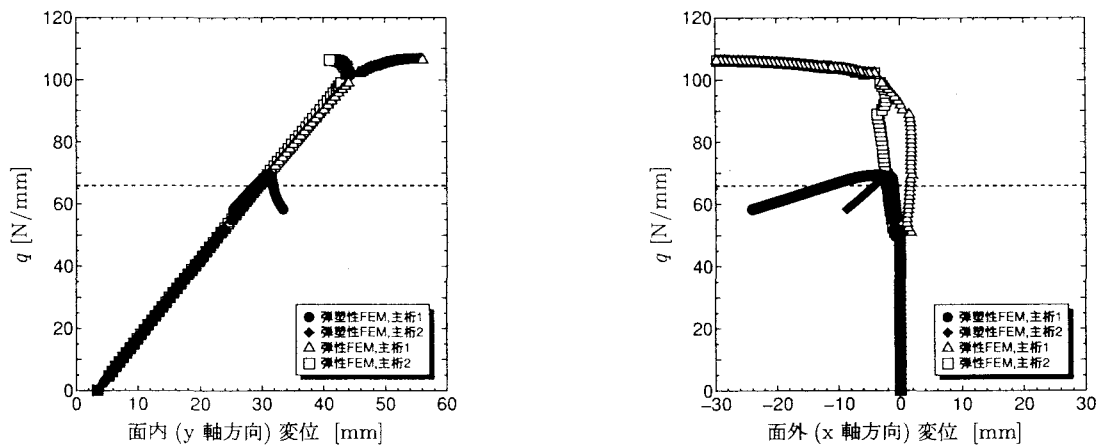


図-4 荷重-変位曲線 (モード I, 基本モデル)

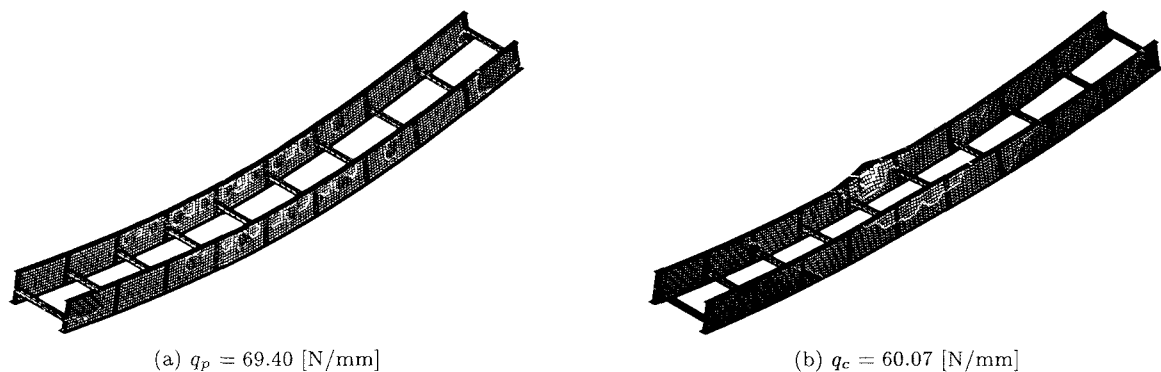


図-5 弾塑性横座屈変位モード (10 倍) (モード I, 基本モデル)

における主桁の分岐座屈を生じるが、弾塑性有限変位解析ではその径路の途中で、支間中央の上フランジ縁端の一部が降伏し、 $q_p = 60.59 \text{ N/mm}$ で横桁間座屈を伴う主桁断面の塑性進展により終局限界を迎える。その後、主桁 2 の支間中央の 1 パネルだけでなくその両側パネルにも塑性が生じることにより横桁間と全体横座屈の連成座屈が進展して崩壊に至る (図-13)。

4. 横座屈特性と安定照査限界

横座屈に影響を及ぼす因子とした表-2 の各パラメータを $6 \leq L/B \leq 18$, $0.07 \leq \lambda/L \leq 0.20$, $0.60 \leq \lambda/B \leq 3.60$, $0.48 \leq I_{mx}/I_f \leq 4.87$, $0.20 \leq H_{fl}/h_w \leq 0.80$ の範囲で変化させた全 73 ケースの解析パラメータに対して、弾塑性有限変位解析を実施し、そこで得られる最大荷重倍率 α_{Yp} と、 L/B , λ/L , λ/B , I_{mx}/I_f の関係などを示す。そして、この α_{Yp} から合理化 2 主桁橋の横座屈特性および終局限界特性を明らかにする。ここに、 α_{Yp} は式 (3) における q に終局限界強度 q_p を代入した荷重倍率を意味する。

4.1 支間長、横桁間隔および主桁間隔の影響

(1) α_{Yp} と L/B の関係

主桁間隔 $B = 6 \text{ m}$ が一定で、支間長 (L) と横桁間隔 (λ) を変化させた時の L/B と終局限界強度 (α_{Yp}) の関係を図-14(a) に示す。図から、横桁間隔 (λ) に関わらず

L/B の増大により終局限界強度 (α_{Yp}) は低下する。逆に横桁がある程度密に配置された $\lambda/L = 0.07, 0.11$ の場合は、 α_{Yp} にほとんど影響が見られない。これは、終局限界挙動が横座屈より主桁断面の塑性崩壊モード I が支配的となるためである。

図-14(b) は、横桁本数を $\lambda/L = 0.11$ と一定にし、主桁間隔 (B) と支間長 (L) を変化させて得られた L/B と α_{Yp} の関係である。図から主桁間隔 (B) の低減に伴う L/B の増大によって α_{Yp} は低下している。これは、主桁間隔を狭めることにより 2 主桁橋の見かけの細長さが増し、横座屈に対して不利な構造となるためである。逆に主桁間隔を広げれば、横座屈に対して安定した構造となり終局限界時に横座屈が発生する可能性は低くなる。

$L = 54 \text{ m}$ の時に主桁間隔 (B) と横桁間隔 (λ) を変化させて得られた L/B と α_{Yp} の関係が図-14(c) である。図から α_{Yp} は主桁間隔 (B) の低減に伴う L/B の増大によって低下している。つまり主桁間隔を狭めることで全体横座屈は生じやすくなる。また、終局限界強度は横桁間隔 (λ) の増大に伴い多少低下する。

(2) α_{Yp} と λ/L の関係

主桁間隔 ($B = 6 \text{ m}$) が一定で、横桁間隔 (λ) と支間長 (L) を変化させて得られた λ/L と α_{Yp} の関係を図-15(a) に示す。図から横桁間隔 (λ) の増大に伴う λ/L の増大によって最大荷重倍率 (α_{Yp}) は低下する。

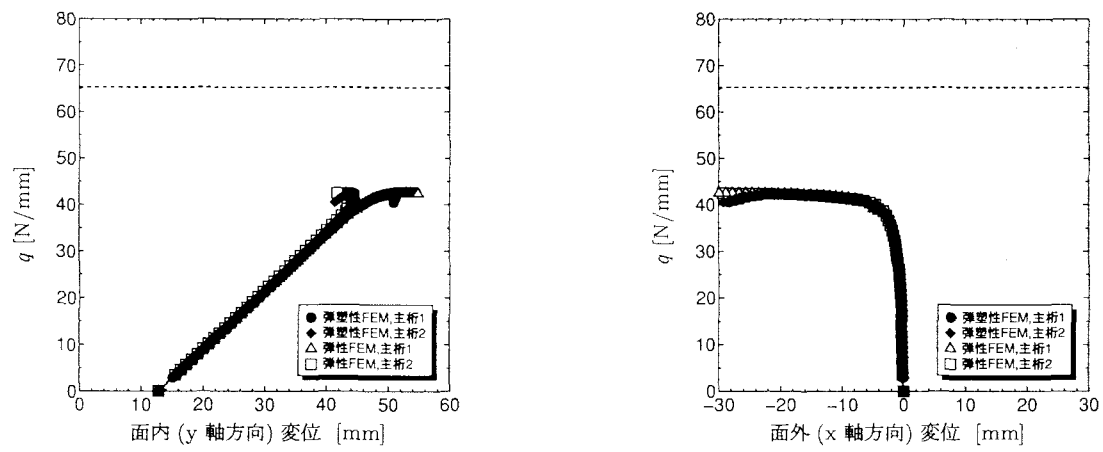


図-6 荷重-変位曲線 (モード II, L90-12 モデル)

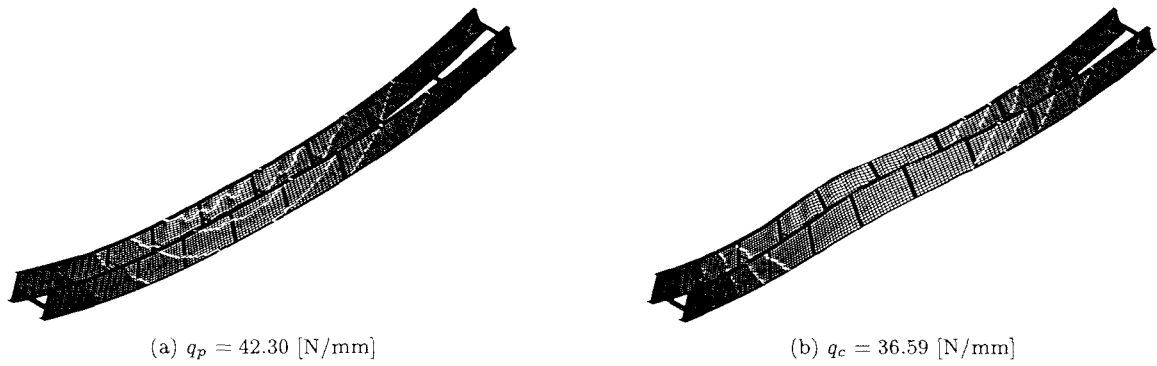


図-7 弾塑性横座屈変位モード (10 倍) (モード II, L90-12 モデル)

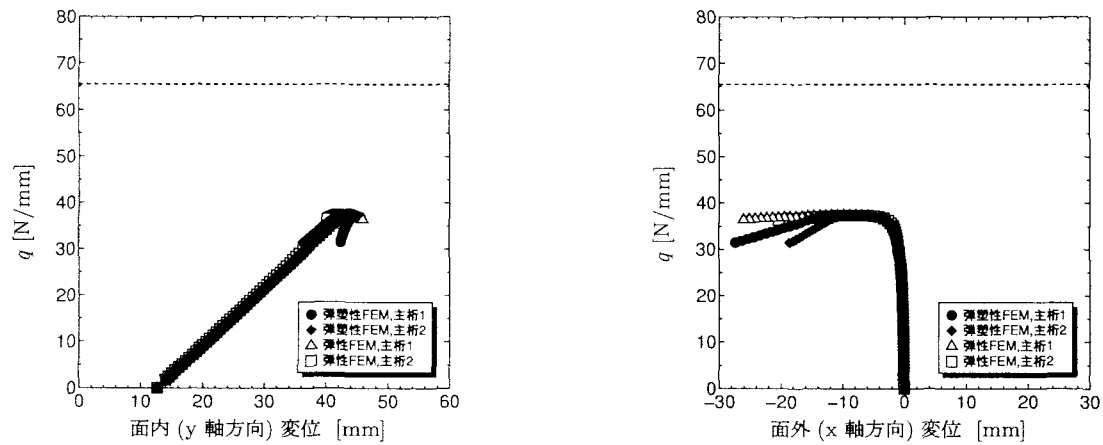


図-8 荷重-変位曲線 (モード III, L90-27 モデル)

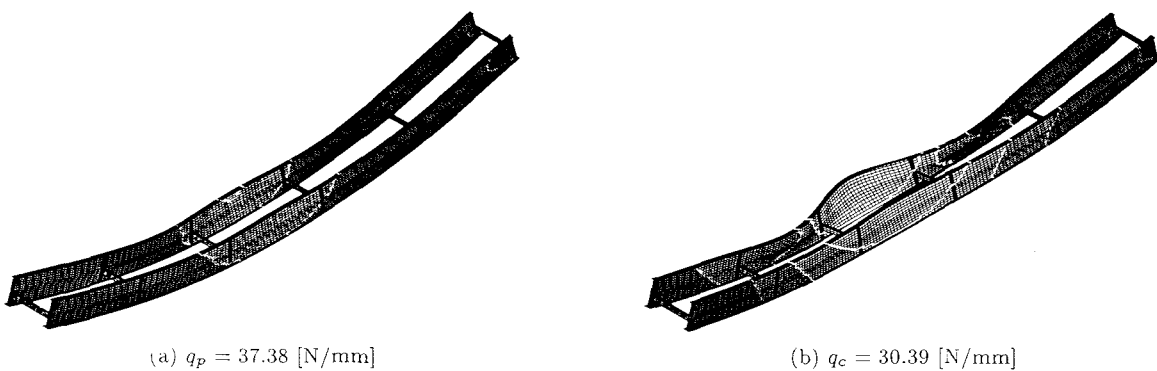


図-9 弾塑性横座屈変位モード (20 倍) (モード III, L90-27 モデル)

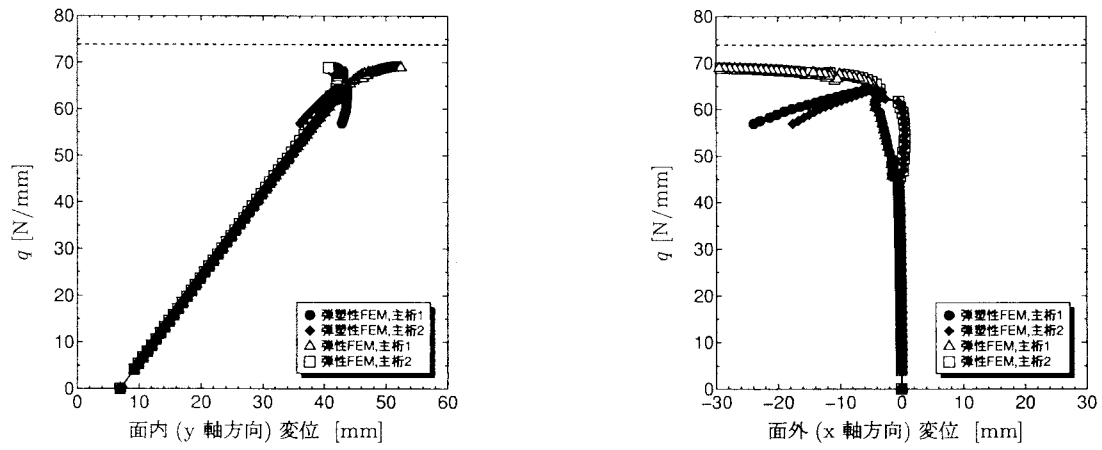


図-10 荷重-変位曲線 (モード IV, L72-9 モデル)

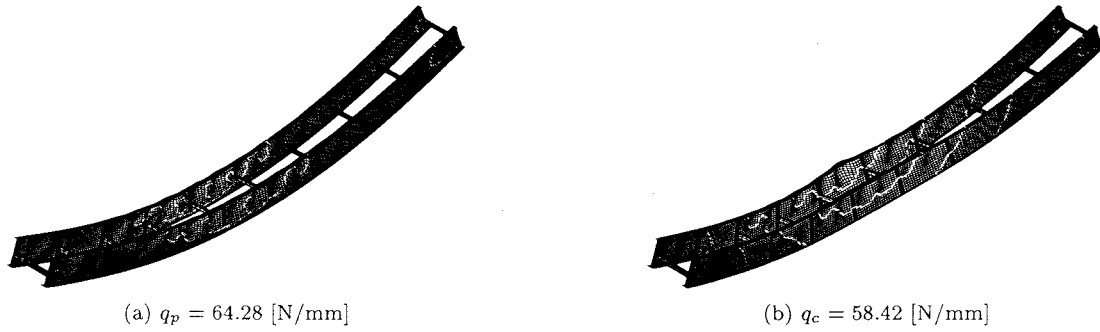


図-11 弾塑性横座屈変位モード (20 倍) (モード IV, L72-9 モデル)

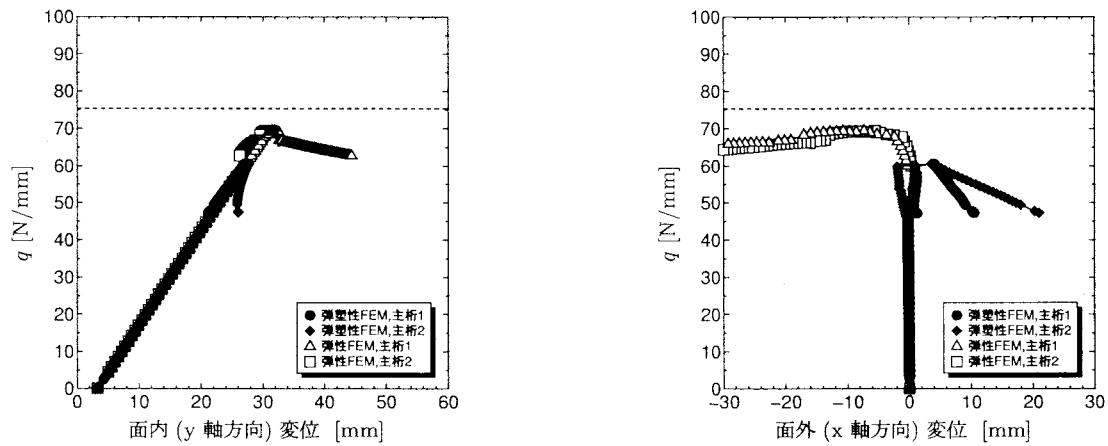


図-12 荷重-変位曲線 (モード V, L54-17 モデル)

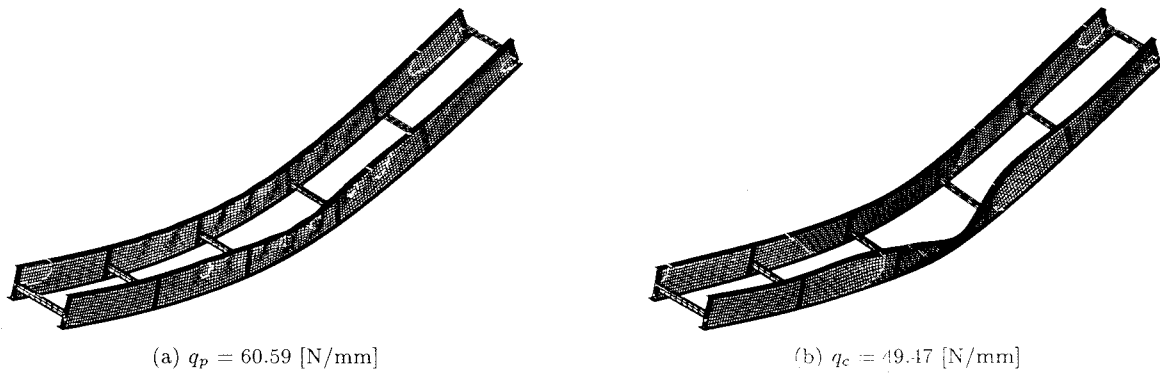


図-13 弾塑性横座屈変位モード (20 倍) (モード V, L54-17 モデル)

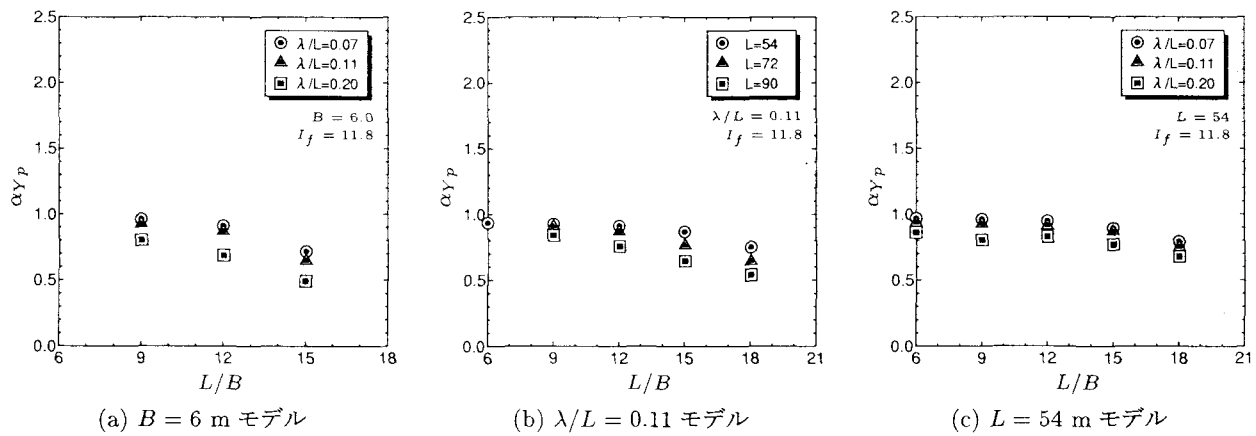


図-14 $\alpha_Y - L/B$ の関係

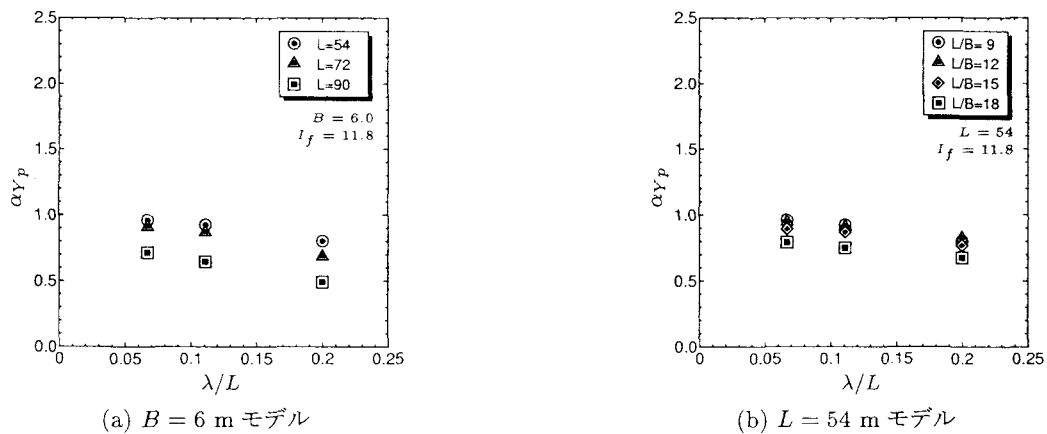


図-15 $\alpha_Y - \lambda/L$ の関係

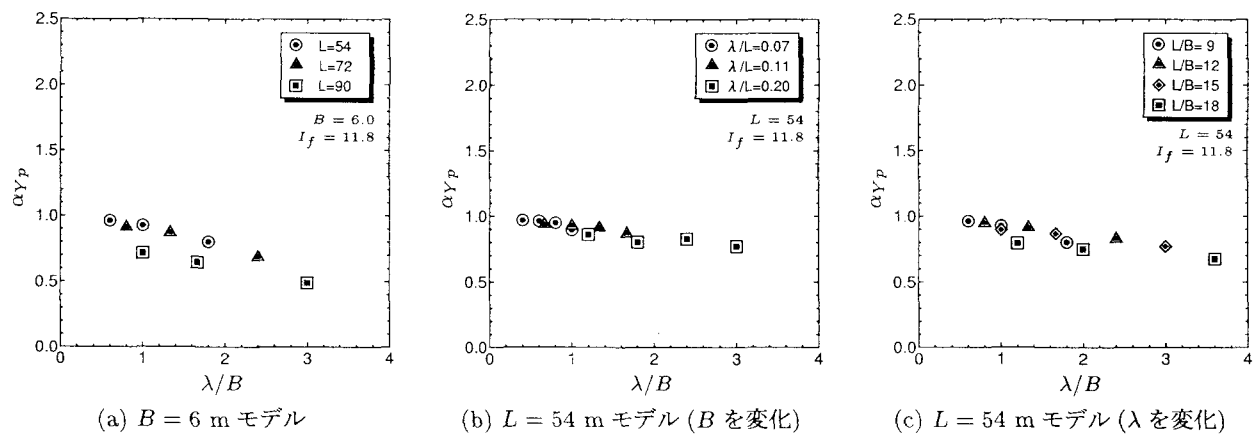


図-16 $\alpha_Y - \lambda/B$ の関係

図-15(b) は、 $L = 54 \text{ m}$ において主桁間隔 (B) と支間長 (L) を変化させて得られた λ/L と α_{Yp} の関係である。図から横桁間隔 (λ) の増大に伴う λ/L の増大によって最大荷重倍率 α_{Yp} は低下する。しかし、 L/B が比較的小さい、 $\lambda/L = 0.07$ モデルは横桁を密に配置することで2主桁間の応力伝達が円滑となり、2主桁橋全体系の横座屈に対する安定性が増すため、最大荷重倍率の低下は少ない。一方、横桁を疎に配置した $\lambda/L = 0.20$ モデルは L/B が小さく全体横座屈に対して安定した構

造でも、横桁間隔を極端に拡げることで主桁の横桁間横座屈が生じるため終局荷重倍率 α_{Yp} は低下する。

(3) α_{Yp} と λ/B の関係

図-16(a) は、同じ主桁間隔 $B = 6 \text{ m}$ の時、横桁間隔 (λ) と支間長 (L) を変化させた時の λ/B と α_{Yp} の関係である。図から最大荷重倍率 (α_{Yp}) は横桁間隔の増大に伴う λ/B の増大によって低下する。

図-16(b) と (c) は、 $L = 54 \text{ m}$ 時の λ/B と α_Y の関係である。図-16(b) から α_{Yp} は、 λ/B の増大で低下

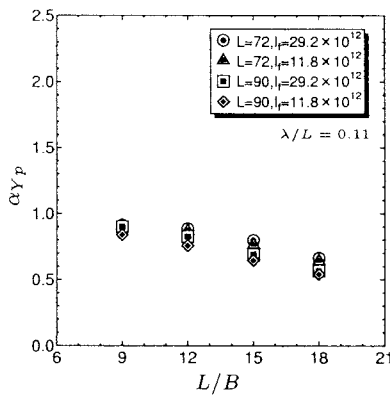


図-17 $\alpha_Y - I_f$ の関係

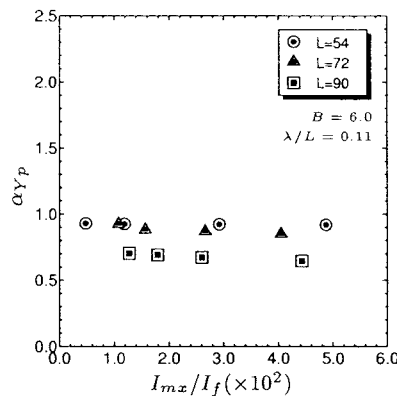


図-18 $\alpha_Y - I_{mx}/I_f$ の関係

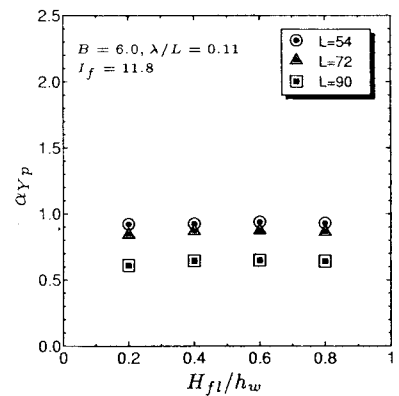


図-19 $\alpha_Y - H_{f1}/h_w$ の関係

している。また、同じ λ/B に対して主桁中心間隔 B が狭くなるに従い若干低下している。これは、この λ/B が横桁間 (1 パネル) の面外変形に起因するパラメータであり、同じ λ/L でも λ/B の増大に伴い、横桁間における主桁の横座屈が生じやすくなるためである。また α_{Yp} は、図-16(c) から横桁間隔 (λ) の増大による λ/B の増大によって低下する。この場合も同様に λ/B の増大に伴って横座屈が生じやすくなる。

4.2 横桁剛性および横桁取り付け位置の影響

横桁剛性が $I_f = 11.8, 29.2(\times 10^8) \text{ m}^4$ の時、 $\lambda/L = 0.11$ における支間長 (L) と主桁間隔 (B) を変化させて得られた L/B と α_Y の関係が図-17 である。なお、このときの横桁取り付け位置は $H_{f1}/h_w = 0.4$ である。図から支間長又は主桁間隔に関係なく、横桁剛性の増大によって終局限界強度は僅かに増大している。また、 L/B の増大に伴い α_{Yp} は低下している。

次に、横桁剛性に対する主桁剛性の比 I_{mx}/I_f と荷重倍率の関係をまとめたのが図-18 である。 I_{mx}/I_f の増大に対して、 $L/B = 9, 12$ の α_{Yp} の値は $\alpha_{Yp} \approx 0.9$ 、 $L/B = 15$ のそれは $\alpha_{Yp} \approx 0.7$ の一定値を示した。

図-19 は、 $B = 6 \text{ m}$ 、 $\lambda/L = 0.11$ 、 $I_f = 11.8 \times 10^8 \text{ m}^4$ において、横桁取り付け位置 (H_{f1}/h_w) と α_{Yp} の関係を支間長をパラメータにして示している。図から α_{Yp} は $H_{f1}/h_w = 0.6$ で最大値を示したが、横桁取り付け位置が 2 主桁橋の終局限界強度に与える影響は小さい。

5. 安定照査限界の提案

本節では、前節までに明らかにした 2 主桁橋の横座屈特性および終局限界特性を踏まえ、表-3 の終局限界モードに着目して、架設時における安定照査を必要とする限界パラメータ値の提案を行う。

全解析パラメータと荷重倍率との関係をモード I~V をパラメータにしてまとめたのが図-20~図-23 である。

まず、 L/B と荷重倍率の関係をまとめたのが図-20 である。 L/B の増大に伴って各モデルの終局限界挙動は、主桁断面の塑性化によるモード I、全体横座屈との連成が見られるモード IV、弾性域での全体横座屈モー

ド II が支配的な領域へと移行している。また、主桁の横桁間横座屈 (III, V) において、 L/B の小さな領域のモード I に比して α_{Yp} が小さなモード V は、 L/B の増大にともないモード III の弾性域横座屈モードが支配的となる。したがって、 L/B の増大に伴って弾性横桁間横座屈および全体横座屈が問題となることがわかる。

次に、 λ/L と終局限界挙動の関係を図-21 に示す。 λ/L 全領域で弾性全体横座屈モードが見られることから、 λ と L の関係は直接全体横座屈を評価する因子とは言えない。ただし、横桁が極端に疎に配置された $\lambda/L = 0.20$ のみ主桁の横桁間横座屈が問題となっており、この安全性を評価するパラメータに成りえる。

続いて、 λ/B と終局限界挙動の関係を図-22 に示す。図から λ/B の増大に伴って横桁間横座屈および全体横座屈が問題となる。特に、実橋レベルの $\lambda/B \approx 1.0$ を超えた場合に全体横座屈を起こす可能性が高く、 λ/B は横座屈の安全性を評価するパラメータの一つと言える。

図-23 は、 I_{mx}/I_f と終局限界挙動の関係である。図から I_{mx}/I_f は、終局限界挙動モード I~V による横座屈現象を明確に区別できるパラメータではない。

以上、本解析で対象とした単純支持された合理化 2 主桁橋において、架設時横座屈に対する安定性は、I>IV、V>II,III の順で低下するため、主桁断面の降伏以前の弾性域で横座屈を生じるモード II, III で横座屈に対する安定照査を行う必要がある。より実際の領域である $\lambda/L < 0.20$ 、 $I_{mx}/I_f < 300$ における荷重倍率と L/B の関係をまとめると図-24 のようになる。図中には、弾性有限変位解析結果を白抜き記号で載せている。

図から明らかなように、弾性全体横座屈および弾性横桁間横座屈と主桁の塑性崩壊領域が 2 分され、 L/B が安全性評価パラメータとして有効である。したがって、全体横座屈に対する架設時の安定照査は、モード II および III の弾性横座屈が合理化 2 主桁橋の限界強度を支配する L/B が 15 以上の時に行う必要がある。

6. まとめ

本研究では、合理化 2 主桁橋を対象にして、その支間長、主桁間隔、横桁間隔、横桁剛性および横桁取り付け位置を各々パラメータに設定した全橋 FEM モデルによる弾性有限変位解析および弾塑性有限変位解析

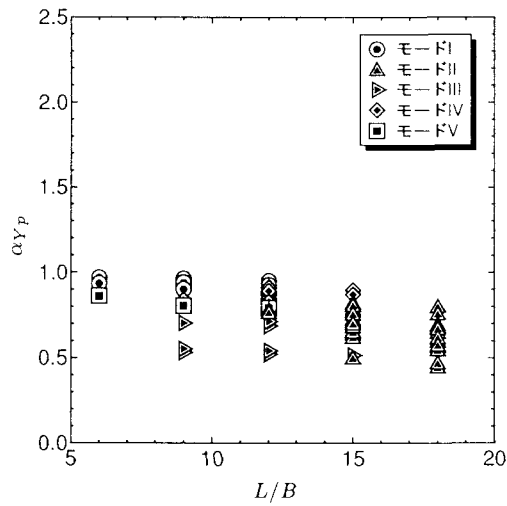


図-20 $\alpha_Y - L/B$ の関係

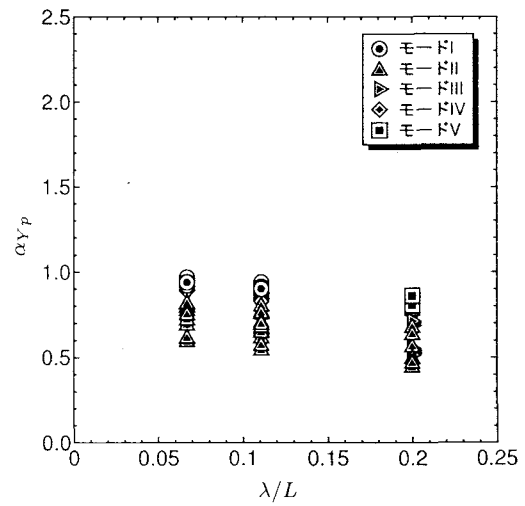


図-21 $\alpha_Y - \lambda/L$ の関係

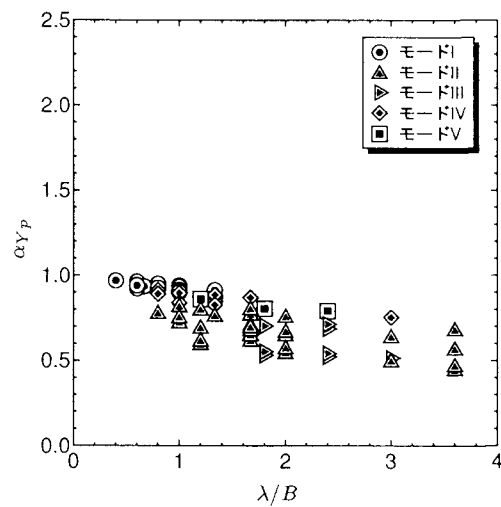


図-22 $\alpha_Y - \lambda/B$ の関係

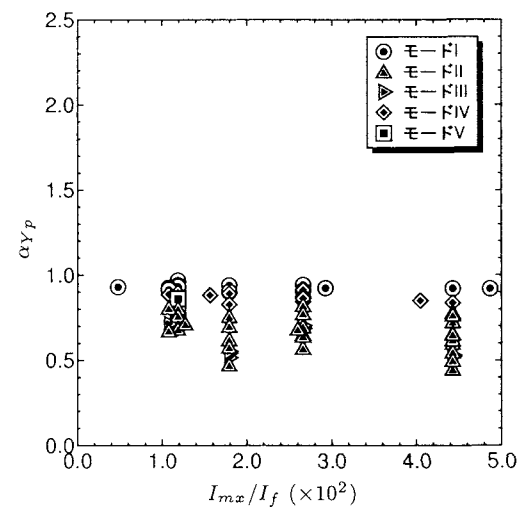


図-23 $\alpha_Y - I_{mx}/I_f$ の関係

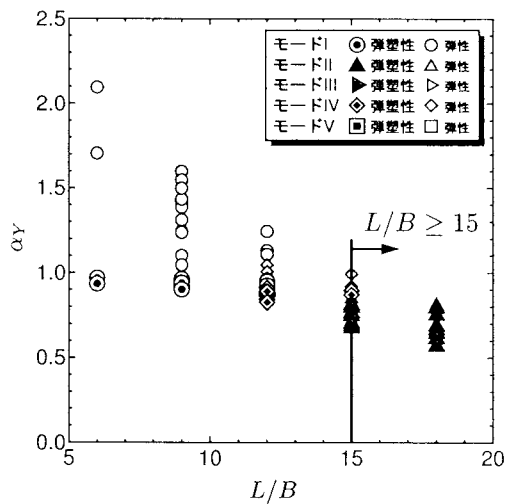


図-24 $\alpha_Y - L/B$ の関係 ($\lambda/L < 0.20, I_{mx}/I_f < 300$)

を実施した。得られた結果をまとめると以下のようになる。

1. 基本モデルの終局限界挙動は、弾性全体横座屈強度の約 65%の荷重で主桁断面に初期降伏が生じ、

その後、塑性進展とともに全体横座屈を伴いながら崩壊に至った。

2. 支間長、横桁間隔、主桁間隔が横座屈特性に与える影響は大きく、一方横桁剛性、横桁取り付け位置のそれへの影響は小さいことが明らかになった。
3. 2 主桁橋の終局限界挙動を主桁断面の降伏、弾性全体横座屈、主桁の横桁間横座屈およびそれらの連成座屈によるモード I～V の 5 つのモードに分類することができ、横座屈に対する安定性を評価できた。
4. 今回対象とした支間全長にわたり主桁断面に変化がなく単純支持された合理化 2 主桁橋において、現実的な $\lambda/L < 0.20, I_{mx}/I_f < 300$ の領域では、架設時における横座屈に対する安定照査必要限界のパラメータ値として次式を提案する。

$$L/B \geq 15 \quad (4)$$

今後、より詳細な合理化 2 主桁断面設計を行うとともに、実際的な架設時荷重に対する検討および連続合成桁への展開が必要である。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：合理化桁に関するデザインマニュアル，2000
- 2) 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
- 3) 加藤久人，田中克弘，丹羽量久：鋼 2 主桁橋架設時の横ねじれ座屈安定性の向上に関する一考察，鋼構造年次論文報告集，pp.333-339，2000
- 4) 野上邦栄，深谷道夫，山沢哲也，岩崎秀隆：架設時の合理化 2 主桁橋の全体横座屈に関する一考察，構造工学論文集，Vol.49A，2003
- 5) 土木学会編：鋼構造架設設計施工指針，2001
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，2002
- 7) 日本エムエスシー株式会社：MARC A, B, C 編，1998

(2004.9.17 受付)