

架設時鋼2主桁橋の横座屈特性に関する - 考察

東京都立大学大学院 学生員 深谷 道夫
 東京都立大学大学院 正会員 野上 邦栄
 東京都立大学大学院 正会員 山沢 哲也

1. はじめに

最近，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・省力化を図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おいて，基本的に開断面構造であるためねじり剛性が小さく横座屈に対して不利な構造であることから，その安全性を検討することが重要である^{1),2)}。

そこで本研究では，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，架設時における鋼2主桁橋の横座屈特性および終局強度について検討する。

2. 解析方法と解析モデル

本研究では，図-1に示すような横桁のみで連結され，単純支持された鋼2主桁橋を対象とする。解析は，支間長 (L)5400cm，主桁間隔 (B) および横桁間隔 (λ) が共に 600cm の2主桁橋を基本モデルとし，表-1のように横座屈挙動の因子として重要な支間長，主桁間隔，横桁間隔を変化させた33ケースのパラメータ解析を実施する。主桁断面は支間全長にわたり断面変化がない1軸対称I型断面部材とし，表-2のように支間長に見合うように試設計している³⁾。横桁断面は $A_f = 192.5\text{cm}^2$ ， $I_f = 118000\text{cm}^4$ のH型鋼 (58.8×30.0×1.2×2.0cm) を主桁高さの2/5の位置に取り付ける。また，外力は鋼重を各要素に，コンクリート床版，ハンチ，架設工等は主桁上フランジとウェブの接合ライン上に等分布線荷重 (q) として載荷する。

解析には，幾何学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 MARC を使用する。解析 FEM モデルは，図-2のような4節点シェル要素を用い，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。鋼材は全て SM520 とし，バイリニア型弾塑性体を仮定している。なお，初期不整として，全体横座屈現象を評価できるように支間全長にわたり $L/10000$ の sin 半波の水平方向初期たわみを橋軸直角方向に与えている。

3. 解析結果

図-3は支間長と横桁間隔を変化させた時の弾性および弾塑性有限変位解析結果である。図の横軸は支間長と主桁間隔の比 (L/B)，縦軸は終局荷重を2主桁橋の自重を考慮した主桁の降伏荷重で無次元化した値 (q/q_y) である。弾性 FEM 解析による横座屈限界荷重は， L/B の増大および L/λ の低減に伴い低下している。一方，弾塑性 FEM 解析による終局挙動は，基本モデル ($L/B = 9$ ， $L/\lambda = 9$) で全体横座屈荷重の約 65% の荷重で主

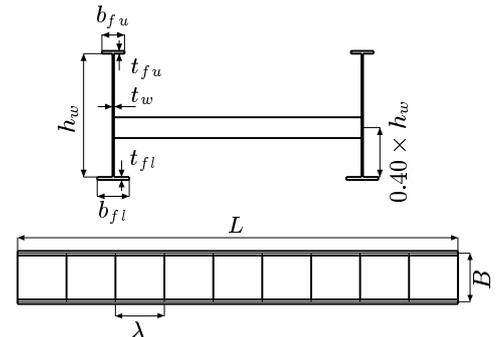


図-1 鋼2主桁橋

表-1 解析パラメータ

L (cm)	B (cm)	λ (cm)
5400	300,360,450,600	360,600,1080
7200	400,480,600,800	480,800,1440
9000	500,600,750,1000	600,1000,1800

表-2 主桁の断面寸法

L (cm)	5400	7200	9000
h_w (cm)	288	352	400
t_w (cm)	1.8	2.2	2.5
b_{fu} (cm)	56.0	68.5	77.8
t_{fu} (cm)	3.5	4.3	4.9
b_{fi} (cm)	80.0	97.8	111.1
t_{fi} (cm)	3.8	4.7	5.3
$A \times 10^2$ (cm ²)	10.18	15.29	19.70
$I_x \times 10^6$ (cm ⁴)	13.97	31.40	52.24
$I_y \times 10^4$ (cm ⁴)	21.35	48.19	79.85
$I_w \times 10^8$ (cm ⁶)	33.11	111.4	239.5
$J \times 10^3$ (cm ⁴)	2.823	6.449	10.65

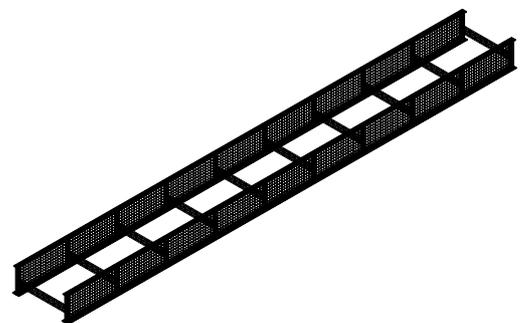


図-2 解析 FEM モデル

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ている(図-6(a))。また、 $L/B = 15$ モデルでは塑性前の全体横座屈が支配的となっている(図-6(b))。

図-4 は $L/\lambda = 9, 5$ と横桁本数を一定にし、主桁間隔と支間長を変化させた時の L/B と q/q_y の関係である。図から支間長および横桁間隔に関わらず、 L/B 全領域で横座屈限界荷重および終局強度は共に低下している。また図-4(a)のように横桁をある程度密に配置するならば、2主桁橋の終局挙動は、 L/B が小さい領域で主桁断面の降伏および全体横座屈との連成座屈に支配され、 $L/B = 15$ で全体横座屈が支配的となる。さらに図-4(b)のように横桁間隔を極端に広げた場合、 $L/B < 15$ で横桁間の横座屈と全体横座屈との連成座屈により、その終局強度は低下する(図-6(c))。 $L/B = 15$ では弾性域の全体横座屈が支配的となる。

図-5 は $L = 5400, 9000\text{cm}$ として、主桁間隔と支間長を変化させた時の L/B と q/q_y の関係である。図から主桁間隔および横桁間隔の低減に伴い、横座屈限界荷重および終局強度は共に低下している。終局挙動は、 L/B と L/λ によって、①主桁断面の塑性進展に伴う全体横座屈、②弾性域での全体横座屈、③それらの連成座屈、および④全体横座屈と横桁間の横座屈の連成座屈に区分でき、 $L/B = 15$ で全体横座屈が支配的となっている。また、図-5(a)に対して図-5(b)の耐力が全体的に低下しているのは、主桁断面や横桁剛性による影響であると考えられる。

4. まとめ

以上の結果より、鋼2主桁橋では支間長、主桁間隔、横桁間隔が横座屈特性および終局強度に与える影響が大きいことが示された。また今回対象とした橋梁のうち、ある程度現実的な2主桁橋の範囲では、 $L/B = 15$ で全体横座屈が支配的となった。

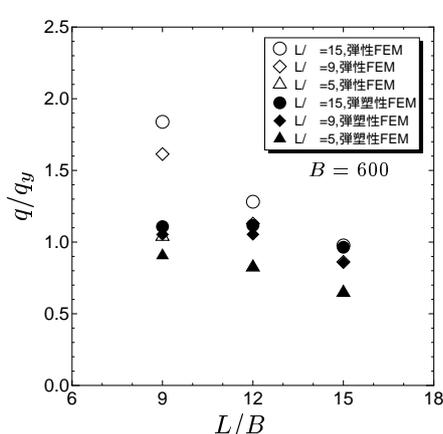
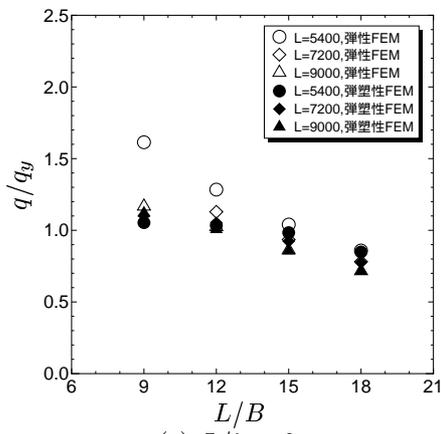
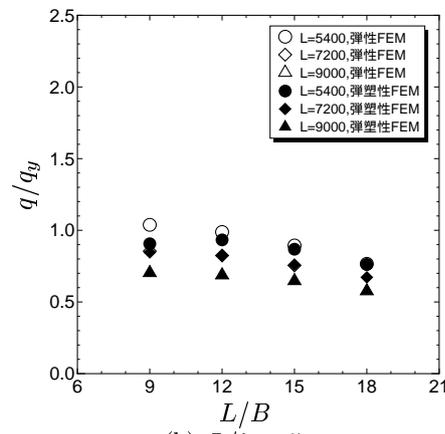


図-3 $q/q_y - L - \lambda$ の関係

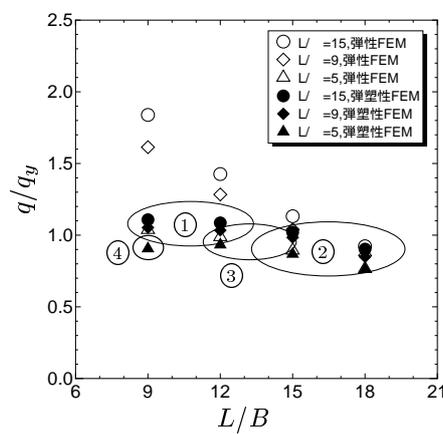


(a) $L/\lambda = 9$

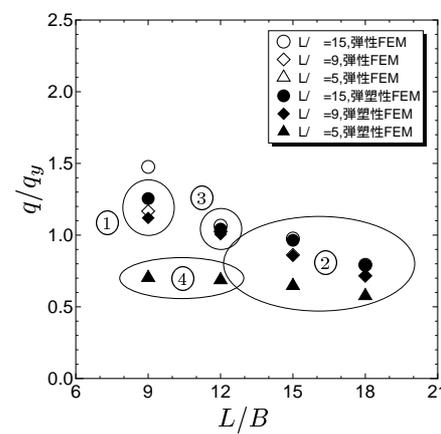


(b) $L/\lambda = 5$

図-4 $q/q_y - B - L$ の関係



(a) $L = 5400\text{cm}$



(b) $L = 9000\text{cm}$

図-5 $q/q_y - B - \lambda$ の関係

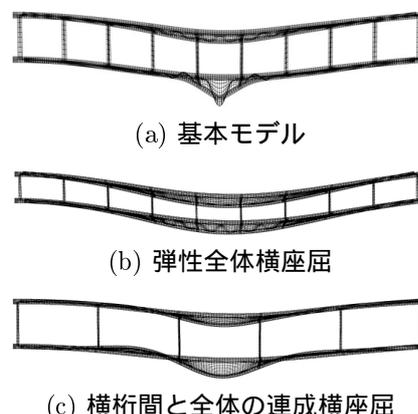


図-6 横座屈変位モード (30倍)

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) 深谷道夫, 野上邦栄, 山沢哲也, 岩崎秀隆：架設時鋼2主桁橋の対称および非対称座屈, 土木学会第57回年次学術講演会, pp37-38, 2002.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1996.