

自碇式吊床版橋の構造高比および主桁高の相違が耐荷力特性に及ぼす影響

川田工業 正会員 二葉真市

三井住友建設 正会員 近藤真一

首都大学東京 フェロー 前田研一・正会員 中村一史

1. まえがき

自碇式吊床版橋は、コンクリート曲弦トラス橋とともに、急峻な溪谷などで単径間の橋梁を建設する場合に優位性を発揮する橋梁形式であり、完成後は自碇構造となることから、架設地点の地盤条件に左右されにくい。既往の研究から 100m 以下の支間ではコンクリート曲弦トラス橋よりも設計上有利となる可能性も十分にあるといえた¹⁾。そこで、本研究では、支間 80m の自碇式吊床版橋を対象に、構造高および主桁高を変化させて試設計を行い、それらが耐力特性に及ぼす影響について検討を行った。

2. 解析モデルと解析条件

解析対象とした自碇式吊床版橋は、コンクリート標準示方書²⁾により試設計された、支間 80m、有効幅員 8.0m の道路橋である(図-1)。構造高 f を 8.0, 6.4, 4.8m と変化させ、支間 L に対する構造高 f の比を構造高比 f/L と定義し、1/10.0, 1/12.5, 1/16.7 をそれぞれ Model B1, B2(基本モデル), B3 とした。それらの断面諸元を表-1 に示す。なお、試設計では主桁断面を同一としたが、吊床版および主桁には所要の PC 鋼材を配置した。さらに、構造高比を 1/12.5 とし、主桁高を低くした Model A2 を加え、表-2 に示す 4 つのモデルを設定した。主桁には、Model B1~B3 で 26.6m, Model A2 で 16.6m の断面変化区間を設けている。解析には、弾塑性有限変位解析³⁾を適用し、全体構造を図-2 のような平面骨組構造で、また、断面を図-3 のようなファイバー要素でモデル化した。コンクリートの設計基準強度(f_{ck})は 40N/mm² とし、引張強度は 0 とした。PC 鋼材には SWPR7B を使用し、設計引張強度(f_{ud})は 1860N/mm² である。荷重の漸増方法は、活荷重を全載させた場合には $\beta(D+L)$ 、半載の場合には $\beta(L)$ とした。ここで、 D は死荷重、 L は B 活荷重、 β は荷重倍率であり、荷重増分法により 1.0 から漸増させ、いずれの断面においても圧縮縁のコンクリートひずみが終局ひずみ($\epsilon_{cu}=0.0035$)に達した時点、あるいは PC 鋼材が破断ひずみ($\epsilon_u=0.035$)に達した時点をもって破壊と判定した。なお、限界状態設計法に基づいて照査荷重倍率を求めると 1.44 であった。

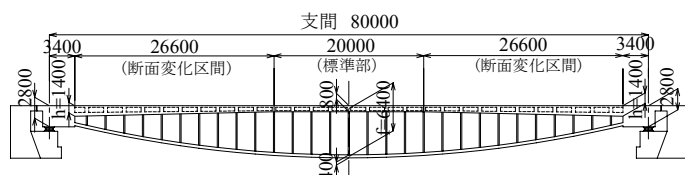


図-1 基本モデル(B2)の一般図



図-2 基本モデル(B2)の構造解析モデル図

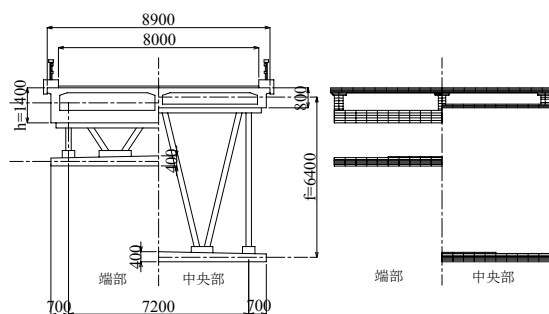


図-3 基本モデル(B2)の断面図およびファイバー要素分割図

表-1 Model B1~B3 の断面諸元

	A (m ²)	I _y (m ⁴)
主桁(標準部)	3.59	0.31
主桁(端部)	6.85	1.59
吊床版	3.07	0.04
鉛直支持材	0.0487	0.0004

表-2 解析パラメータと解析モデル

		構造高比 f/L		
		1/10.0	1/12.5	1/16.7
端部の主桁高 h (m)	1.075	—	A2	—
	1.400	B1	B2	B3

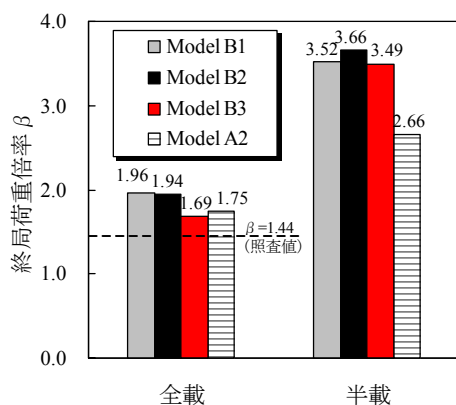


図-4 終局荷重倍率の比較

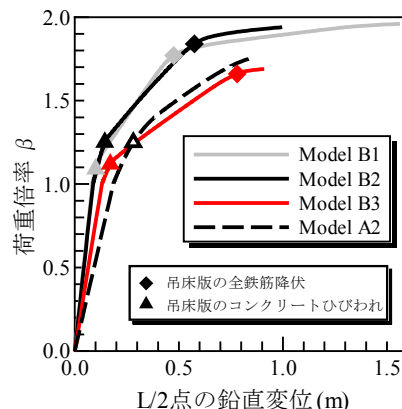


図-5 全載における荷重変位曲線

Key Words : 自碇式吊床版橋, 耐荷力, 構造高, 主桁高, 弾塑性有限変位解析

連絡先 : 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL.0426-77-1111 FAX.0426-77-2772

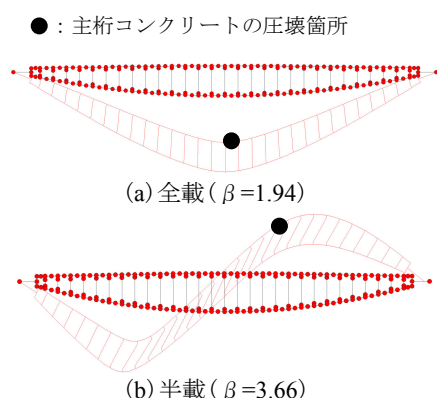


図-6 基本モデル(B2)の破壊時における変形図

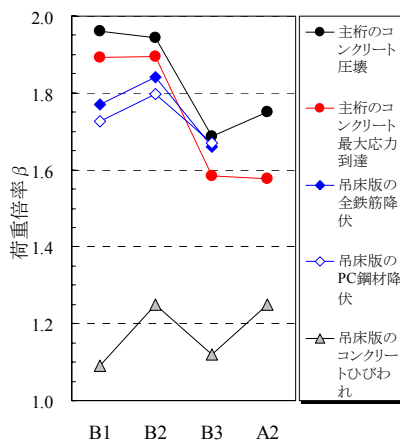


図-7 全載における支配的な部位の履歴

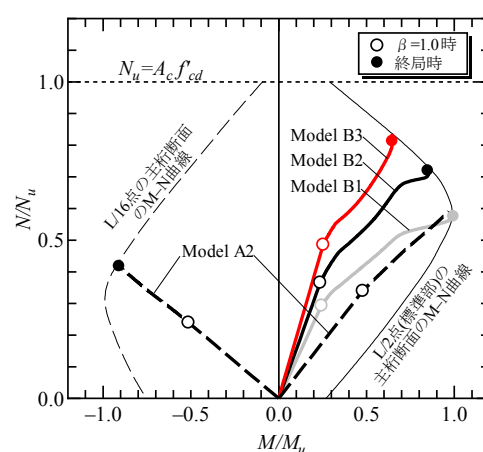


図-8 全載における M-N 相関図

3. 解析結果とその考察

全てのケースにおける終局荷重倍率を図-4に示す。図より、全てのモデルで照査値である $\beta=1.44$ を上回ることから、十分な耐力力を有することが解った。また、構造高比が小さくなるにしたがって、全載では耐力力が低下するが、半載では3.5以上で同程度であるといえた。さらに、基本モデルに対して主桁高が低くなると、耐力力は低下し、特に、逆対称モードの影響を強く受ける半載において著しく低下することが解った。

次に、全載における荷重変位曲線を図-5に示す。図より、構造高比を変化させた全てのモデルで、吊床版のコンクリートのひび割れ、および、全鉄筋の降伏が生じるところで、それぞれ全体的な剛性の低下が見られ、構造高比が小さくなるほど、その低下の傾向が顕著であるといえた。図-6には、基本モデルの破壊時における変形図を示す。全載では対称モード、半載では逆対称モードとなり、ここでは図を略したが、全てのモデルで同様の変形モードであった。

また、全載における支配的な部位の履歴を図-7に示す。Model B1およびB2では、吊床版の一部のPC鋼材と全鉄筋の降伏後、主桁コンクリートが最大応力に到達して破壊に至るが、Model B3では、主桁コンクリートの応力の増加が先行し、吊床版のPC鋼材や鉄筋の塑性化が十分に進展しない状態で、主桁コンクリートが破壊に至ることが解った。このことは、図-5に示したModel B3において、吊床版の全鉄筋降伏の後、十分な変位を生じることなく破壊に至ることからも確かめられる。さらに、全載におけるM-N相関図を図-8に示す。図より、構造高比が小さくなるほど、設計時($\beta=1.0$)の軸力は大きくなり、漸増荷重に伴う断面力も軸力が支配的となることが解った。

一方、主桁高を低くした場合、図-8より、Model A2の主桁のL/16点とL/2点の挙動を比較すると、L/16点における負の曲げモーメントが卓越し、その部位の下縁コンクリートが破壊に至ることが解った。また、図-7より、吊床版のPC鋼材や鉄筋が降伏することなく終局となることから、図-5より、Model A2では基本モデルと比べて、主桁高さが低くなったことにより全体的な剛性が低下し、終局付近では吊床版の鋼材の塑性化に伴う変形がなく破壊していることが解る。ここでは図を略したが、半載においても同様に、主桁端部の負の曲げモーメントが終局時に支配的であった。なお、全てのモデルにおいて、主桁コンクリートが終局ひずみを迎えて破壊に至り、吊床版が終局限界状態に対して支配的ではないといえた。

4. まとめ

(1)対象とした自碇式吊床版橋は、終局荷重倍率が照査値を上回り、十分な耐力力を有していることが確かめられた。(2)全てのケースで主桁コンクリートの圧壊で終局を迎え、吊床版が終局限界状態に対して支配的ではないことから、安全性の高い橋梁であるといえた。(3)構造高比が大きくなるほど、主桁の軸圧縮力の増加が抑えられ、耐力力が高くなることが解った。(4)桁下の施工空間を確保するために主桁高を低くした場合、耐力力は若干、低下するものの、十分な耐力力が確保されていることが確かめられた。

なお、自碇式吊床版橋の構造高比が構造特性、経済性に及ぼす影響については別項⁴⁾を参照されたい。

参考文献

- 1) 近藤真一, 梶川康男, 深田宰史, 前田研一: コンクリート曲弦トラス橋の構造特性と道路橋への適用, 土木学会論文集, No753/V-62, pp.107-126, 2004.2.
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書・構造性能照査編, pp.1-122, 2002.3.
- 3) ヤマト設計: 3次元ファイバーモデルによる鋼構造物の耐震解析システム Y-FIBER3D, 2001.11.
- 4) 松中 渉, 近藤真一, 前田研一, 中村一史: 自碇式吊床版橋における構造高比が構造特性に及ぼす影響と経済性, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第60回, 第1部, 2005.9. (投稿中)