

I-A 275

2 主桁橋の横構省略に対する耐震設計上からの検討

川 田 工 業 正会員 辻 角 学 川 田 工 業 正会員 橋 吉宏
 日本道路公団 高橋 昭一 川 田 工 業 正会員 牛島 祥貴
 日本道路公団 山中 治 川 田 工 業 正会員 米田 昌弘

1. はじめに 高速道路橋としてわが国初の本格的な2主桁橋「ホロナイ川橋」では、ブレーシングシステムとして横構を省略した横桁のみの構造を選定している。設計時には、水平荷重に対する安全性をFEM立体解析を実施して確認しているが、横構の有無が動的な挙動に及ぼす影響については、2主桁橋の減衰など振動特性に関するデータが無いこともあり、未検討であった。そこで、実橋試験を実施して、2主桁橋の振動特性を把握するとともに、試験で得られたデータを用いて地震応答解析（時刻歴応答解析）を行った。本文はこれらの解析結果を示し、横構の有無が2主桁橋の動的な挙動に及ぼす影響について検討を行った結果を報告するものである。

2. ねじれ剛性の評価 骨組モデルによる地震応答解析を前提として、はり理論による固有振動数算定の妥当性を検討した。鉛直たわみとねじれの固有振動数は、それぞれ式(1)、式(2)で与えられる。式(2)中の GJ' は等価ねじれ剛性であり、 GJ' は純ねじれに加え曲げねじれを考慮した式(3)で表される。なお、式(3)は、それぞれの主桁に支承が設置されていることから、曲げねじれに対する境界条件を固定とした場合の評価式である。式(1)、(2)で計算した「ホロナイ川橋」の鉛直たわみとねじれの1次固有振動数を実橋試験結果と比較して表-1に示す。計算結果は試験値²⁾にはほぼ一致し、はり理論に基づく骨組モデルでは、曲げねじれを考慮した等価ねじれ剛性で、2主桁橋のねじれ剛性を評価する必要があることが確かめられた。

$$f = \frac{n^2 \pi}{2L^2} \sqrt{\frac{gEI}{w}} \quad (1)$$

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{GJ'}{I_\theta}} \quad (2)$$

$$GJ' = GJ + EC_w \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2 \quad (3)$$

表-1 固有振動数(Hz)

	たわみ一次	ねじれ一次
理論値	2.35	2.55
試験値	2.26~2.30	2.60~2.64

3. 地震応答解析 (1) 解析モデル 解析で対象とした下横構

無しと、下横構有りの実橋モデルを図-1に示す。実橋モデルに対するねじれ剛性の評価は上述のとおりであるが、下横構有りのモデルについては、疑似箱桁として下横構を薄板換算したモデル³⁾で等価ねじれ剛性を評価した。表-2に解析で用いた諸定数を示す。なお、解析にあたっては、下横構の有無による影響のみに着目し、図-2(a)に示すように橋脚を省いたモデルを採用した。また、2主桁橋では水平荷重に対して、図-2(b)に示すようにせん断中心と重心とが同一軸にないため、はり部分は断面のせん断中心位置を通るものとし、重心はせん断中心から h だけ離れた剛部材の縁端（図中黒丸）に設けるものとした。

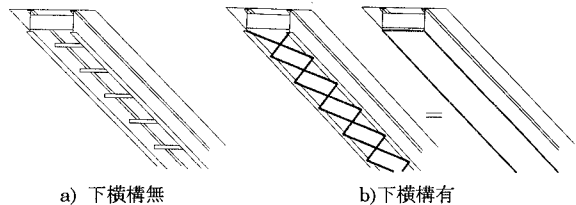
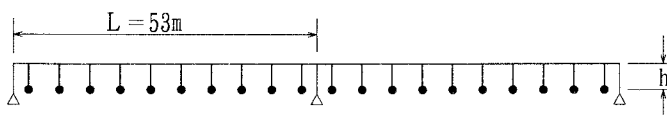
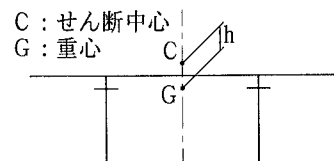


図-1 解析ケース



a) 解析スケルトン（支点については橋軸直角方向および回転変形を拘束）



b) せん断中心と重心位置

図-2 解析モデル

表-2 断面諸元

下 横 構	せん断中心 —重心距離 h (m)	単位長さ 重量 w (kgf/m)	単位長さ 回転慣性 I_0 (kgf・m ² /m)	面外の断面 二次モーメント I (m ⁴)	純ねじれ 定数 J (m ⁴)	曲げねじれ 定数 C_w (m ⁶)	等価ねじれ 定数 J' (m ⁴)	減衰 定数
無	1.092	12528	121520	8.579	0.0298	9.156	0.113	0.007
有	0.761				0.2118			

（２）解析方法 橋軸直角方向に 1978 年の宮城県沖地震（最大加速度 102gal）の地震波形を入力して、モード重量法による時刻歴応答解析を行うものとした。

４．解析結果 等価ねじれ剛性は、対象とする振動モードによって値が異なることから、本解析ではねじれ振動の中で最も寄与が大きいねじれ一次モードのみを対象にした。よって、以下の結果はすべてねじり一次振動モード（せん断中心と重心が一致していないために生じるねじれ振動で面外たわみ成分が連成したモード）に起因したものである。

（１）主桁のたわみ 主桁位置で算出した最大鉛直たわみと最大ねじれ角を表-3 に示す。下横構有りモデルでの最大応答変位は下横構無しモデルの 1/4 程度である。参考までに、道示Ⅱ-1.2 における主桁の活荷重たわみ許容値は $L/500=106\text{mm}$ であり、ねじれ振動にともなうたわみ成分は非常に小さい値であることがわかる。

（２）断面力 ねじり一次振動に起因した最大断面力（ねじりモーメント）は支点上で最大となり、支間中央で最小となる（表-4）。上述した変形に比べて、最大応答断面力の差異は小さく、横構有りモデルは無しモデルに対し 2/3 程度であった。ねじりモーメントによって、主桁下フランジに発生する応力レベルについては、等分布ねじりモーメントの場合であるが、

表-3 主桁位置の鉛直たわみ

下横構	無	有
回転角 (10^{-3}rad)	2.067(1.00)	0.585(0.28)
主桁位置たわみ(mm)	6.20(1.00)	1.75(0.28)
たわみ／支間長	1/8500	1/30000

文献 4) で理論解が示されており、参考にできる。理論に従うと、支点上の断面力が表-4 に示した最大応答値 $110.0\text{tf} \cdot \text{m}$ になるように等分布ねじりモーメントを作用させた場合、主桁下フランジに発生する最大応力は 105kgf/cm^2 程度であり、ねじりモーメントによって発生する応力は、設計上問題にならないレベルであることがわかる。

表-4 ねじりモーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$)

下横構	無	有
支点上	110.0(1.00)	75.8(0.69)
支間中央	34.0(1.00)	23.4(0.69)

（３）有効質量 下横構無しおよび有りモデルの面外たわみ一次とねじれ一次固有振動に対する有効質量を表-5 に示す。表-5 から、橋軸直角方向地震時におけるねじり一次モードの寄与は、面外たわみ一次と比較して非常に小さいことが理解されよう。

表-5 有効質量 ($\text{tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$)

下横構	無	有
面外たわみ一次	90.5(68.1%)	93.8(70.8%)
ねじれ一次	13.6(10.2%)	8.0(6.0%)

※全質量は $132.6\text{tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$

５．まとめ 地震応答解析による動的挙動の観点から、地震に対して 2 主桁橋では横構の寄与は少なく、横構を省略しても安全であることが確かめられた。文献 1) でも示唆したように、地震に対しては桁自体のねじれ剛性を議論するよりも、むしろ移動制限装置などの支承部の設計が重要であることを改めて確認する結果であると言えた。

【参考文献】 1) 高橋、橘、志村、伊藤；水平荷重に対する 2 主桁橋ホロナイ川橋の構造検討、第 3 会合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、1995 2) 橘、高橋、山中、吉岡、牛島、辻角；PC 床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の載荷試験、第 51 会年次学術講演会講演概要集、1996 3) 中井、北田；鋼橋設計の基礎、共立出版、1992. 4) A.Jutila; The Effect of Bracing on the Behaviour of Double Girder Slab Bridge, Civil Engineering and Building Construction Series No.84, ACTA POLYTECHNICA SCANDINAVICA, 1985.