

I - 14

2次元弾性論とFEM解析による既設鋼鈑桁橋水平支承反力の推定

岩手大学工学部 正員 出戸 秀明

東亜技研(株) 兼子 清

(社)岩手県土木技術センター 正員 保 憲一

岩手大学工学部 正員 岩崎 正二 ○藤武 秀文

1. まえがき

経済や社会情勢の変化に伴い、社会資本の更新はより難しくなることが予想されるため、既設橋梁を、補修・補強しながら、いかに長く有効に維持・管理していくかが課題となっている。このような社会的背景から、社団法人岩手県土木技術センター共同研究会が岩手県内の鋼鈑桁橋5橋で実施した実橋載荷試験結果より、全ての橋梁で支承の老朽化や機能低下のため可動支点が拘束され、水平支承反力が発生していることがわかった。本論文では、最初に2次元弾性論に基づく既設鋼鈑桁支点近傍の応力分布式¹⁾に実測ひずみを代入することにより、簡易的に水平支承反力を推定する方法を提案する。次に、3次元FEM全体モデルを作成し、推定した水平支承反力を初期値として解析を行い、実測値のたわみに収束するまで水平支承反力等を変化させながら繰り返し計算を行う方法を試みた。これらの手法を、岩手県久慈市梨ノ木橋の静的載荷試験の水平支承反力に応用したので報告する。

2. 解析理論

図-1に示すような鋼鈑桁支点位置に水平反力Xと鉛直反力Rを受ける支点近傍の応力分布式を、2次元弾性論に基づき誘導し、Xについて整理すると、次式が得られる。

$$X = a(r)\varepsilon(r) + b(r)R \cdots (1)$$

ここで、

$$a(r) = -\frac{E_s A_1 A_2}{A_1 \sin^2 \alpha_1 + A_2 \cos^2 \alpha_1}, \quad b(r) = \frac{(A_1 - A_2) \sin \alpha_1 \cos \alpha_1}{A_1 \sin^2 \alpha_1 + A_2 \cos^2 \alpha_1}$$

$$A_1(r) = r t_1 \left\{ \alpha_0 + \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \cos^2 \alpha_1 + B_3 t_3 \cos^2 \alpha_1$$

$$A_2(r) = r t_1 \left\{ \alpha_0 - \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \sin \alpha_1 + B_3 t_3 \frac{\left(\frac{\pi - \alpha_1}{2} \right)^2}{\alpha_1} \sin \alpha_1$$

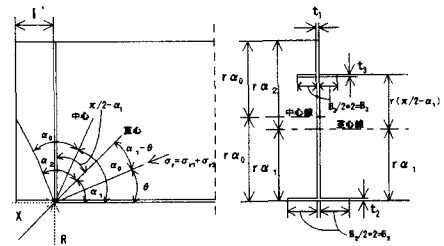


図-1 支点付近の応力分布図

梨ノ木橋の各支点到に生ずる水平支承反力を、上式を用いて誘導する。ただし、各主桁下フランジの支間中央と支点近傍のひずみは計測されてるものとする。梨ノ木橋 G₁ 桁、G₂ 桁、G₃ 桁の固定支点の水平支承反力を X_{1f}、X_{2f}、X_{3f} とし、拘束を受ける可動支点の水平支承反力を X_{1m}、X_{2m}、X_{3m} とすると、

$$X_{if} = a_{if} \varepsilon_{if} + b_{if} \beta_i R_i \cdots (2), \quad X_{im} = a_{im} \varepsilon_{im} + b_{im} \beta_i R_m \quad (i=1, 2, 3) \cdots (3)$$

ここで、 ε_{if} : G_i 桁の固定支点到から r cm 離れた点の下フランジの実測ひずみ、 ε_{im} : G_i 桁の可動支点到から r cm 離れた点の下フランジの実測ひずみ、 $a_{if} \cdot b_{if}$: G_i 桁の固定支点到から r cm 離れた点の係数 a(r)・b(r)、 $a_{im} \cdot b_{im}$: G_i 桁の可動支点到から r cm 離れた点の係数 a(r)・b(r)、R_f・R_m: 橋全体を単純梁とした時の固定側と可動側の鉛直支点到反力、 β_i : G_i 桁の荷重分配係数

G_i 桁のスパン中央の下フランジの実測ひずみを ε_i とすると、図-2より、 ε_i は次式のようになる。

$$\varepsilon_i = \frac{\beta_i M_0}{E_s I_i} y_i - \frac{X_{if} + X_{im}}{2 E_s I_i} (y_i^2 + r_i^2) \quad (i=1, 2, 3) \cdots (4)$$

ここで、M₀: 橋全体を単純梁とした時の支間中央の曲げモーメント

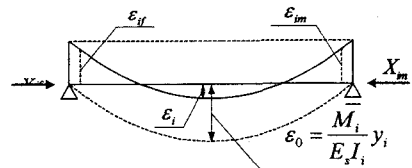


図-2 水平支承反力を受ける主桁のひずみ分布

I_i : G_i 桁の支間中央の断面2次モーメント

y_i : G_i 桁の支間中央の中立軸から下フランジ下面までの距離

r_i : G_i 桁の支間中央の断面2次半径, $r_i = \sqrt{I_i/A_i}$, A_i は支間中央の断面積

式(2),(3)を式(4)に代入して, β_i について整理すると

$$\beta_i = \frac{D_i}{C_i} \quad (i=1,2,3) \quad \dots (5) \quad \text{ここで, } D_i = E_i I_i \varepsilon_i + \frac{1}{2} (a_y \varepsilon_y + a_m \varepsilon_m) (y_i^2 + r_i^2), \quad C_i = M_0 y_i - \frac{1}{2} (b_y R_f + b_m R_m) (y_i^2 + r_i^2)$$

式(5)を, 式(2), (3)に代入することにより, 各主桁の固定側と可動側の水平支承反力を求めることができる。

3. 解析結果と考察

梨ノ木橋静的載荷試験における全荷重ケースの中から図-3に示す20tfと25tfのトラックを幅員中央に縦列載荷したケースを解析対象とする。式(5)と式(2), (3)を用いて推定した中桁の可動側支点の水平支承反力は20tfである。中桁のみをモデル化した3次元FEM解析を用いた推定結果は, 18tfである。10%の差があるが, 梨ノ木橋で生じる水平支承反力の大方の傾向を把握するには2次元弾性論に基づく推定法で十分であるといえる。次に, 3次元FEM全体モデルについて床版・ソールプレートにソリッド要素で, 鋼桁をシェル要素で, 対傾構・横構をビーム要素にて作成した。支承条件はピン・ローラー支持とし, 可動側支点に2次元弾性論で推定した各桁の水平支承反力を初期値として作用させ解析した。図-4, 5はそれぞれG1桁, G2桁における支間全長にわたる橋軸方向ひずみの実測値とFEM解析値を比較したグラフである。両図とも支間全長にわたって実測値と解析値はよい一致を示している。従って, 2次元弾性論で推定した水平支承反力は3次元FEM解析の初期値として十分有効といえる。しかし, 表-1に示すように支間中央のたわみの解析値は, 実測値と10%の差が生じている。これは, これまで述べた推定法が実測ひずみのみから水平支承反力を推定しているためである。そこで, 3次元FEM全体モデルの水平支承反力や床版剛性の初期値を変化させて実測たわみに合うよう繰り返し計算を行った。その結果, 詳細は省略するが, 床版剛性を若干低下させた場合に解析値と実測たわみが一致した。このように, 2次元弾性論による推定法にFEM解析を併用することで, より実測値にあったひずみやたわみを再現できた。

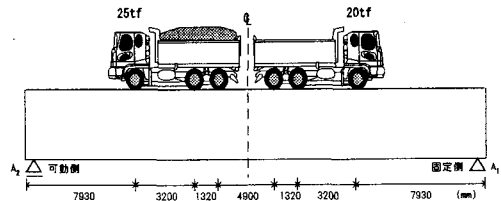


図-3 幅員中央におけるトラックの載荷位置

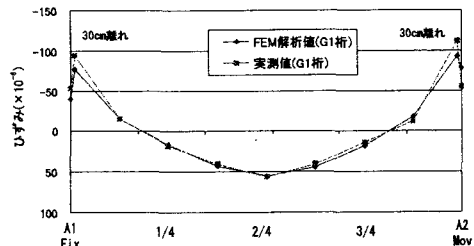


図-4 G1桁におけるひずみ比較

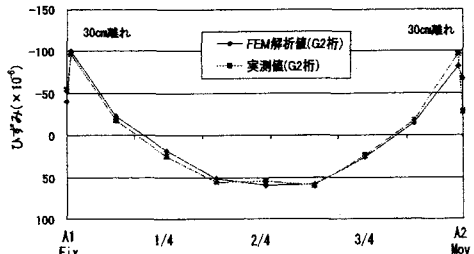


図-5 G2桁におけるひずみ比較

表-1 実測値とFEM解析のたわみ比較 (単位: mm)

	初期計算			再計算後		
	実測値	FEM解析値	比率	実測値	FEM解析値	比率
G1桁	3.6	3.28	0.91	3.6	3.63	1.01
G2桁	4.2	3.84	0.91	4.2	4.23	1.01
G3桁	3.7	3.29	0.89	3.7	3.62	0.98

※比率=FEM解析値/実測値

参考文献

- 1) 岩崎正二, 出戸秀明, 新銀武, 兼子清, 藤武秀文: 2次元弾性理論による既設合成鋼板桁橋の水平支承反力推定法, 鋼構造年次論文集, 第11巻, pp503-510, 2003