支承部に変状をもつ短スパン I ビーム鉄道橋の弾性挙動

関西大学大学院 学生員 古重 豊 南海電気鉄道 正会員 宮野 誠 関西大学工学部 正会員 坂野昌弘

1.はじめに

既報 1)2)の I ビーム鉄道橋の増桁補 強前後における実働応力測定結果から, 補強前の既設桁の 2 主桁間,および各 主桁内において著しい応力の偏りが確 認された.そこで本研究では,補強前 の各主桁の応力変形挙動を明らかにす るために,地盤上でのレールの支持条 件や支承部の状況,主桁と横桁の接合 条件を考慮して, FEM 解析を行なった.

2.解析方法

図-1に示す対象橋梁をビーム要素を 用いてモデル化を行った.支承条件は, 健全な支承部について剛性を無限大と, 損傷のみられた支承部について剛性0 の2ケースを設定した.

次に,レールを支持する地盤の剛性を考慮した.図-2のような軌道を図-3のようにモデル化し,地盤のバネ定数を変えた時のレール沈下量の関係を求め,両対数グラフにプロットすると図-4のようになる.高低狂いの整備標準(±4mm)から圧縮域では地盤剛性を5MN/mと仮定し,引張域では圧縮域の地盤剛性の1/1000の5kN/mと仮定した.(図-5)

また,横桁の接合条件として,剛結とピンの2ケースを仮定した.荷重は推定実働軸重である117kNを各桁のスパン中央付近にあるマクラギ直上に載荷し,ゲージ貼付け位置での最大応力を求め,実測値と比較した.

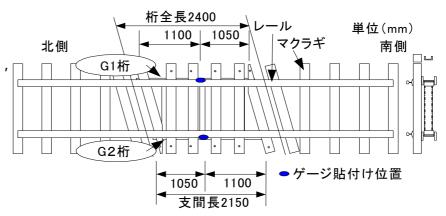
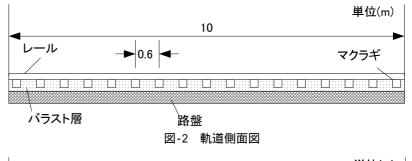


図-1 解析対象



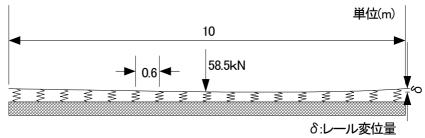


図-3 軌道のモデル化とレール変位量

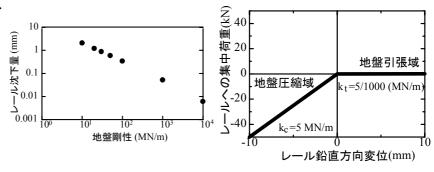
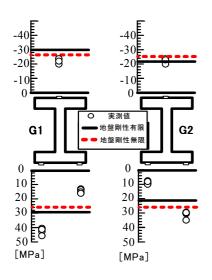


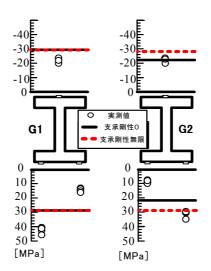
図-4 地盤剛性とレール沈下量の関係

図-5 解析に用いた地盤剛性

キーワード : 短スパン I ビーム鉄道橋,地盤剛性,支承剛性, FEM 解析

連絡先 : 〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35 TEL: 06-6368-0850





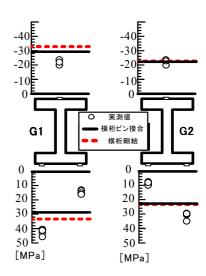


図-5 地盤剛性の影響

図-6 支承剛性の影響

図-7 横桁接合条件の影響

3.解析結果

3.1地盤剛性の影響

図-5 では損傷のある支承部の剛性を 0, 横桁の接合条件を剛結として, 地盤剛性が有限と無限のケースと比較することによって, 地盤剛性の影響を検討した. 地盤剛性を無限より有限の方が G1 桁の上フランジ以外で実測値に近いといえる.

3.2支承剛性の影響

図-6 では地盤剛性を有限とし,横桁接合条件を剛結として,支承剛性の影響を検討した.支承剛性の低下を考慮することにより,G2 桁の応力低下を説明することができる.

0.8 6.0 g 実測値 6 0.4 地盤剛性無限横剛(支承剛性無限) 地盤剛性無限横剛(支承剛性0) 地盤剛性有限横剛(支承剛性無限) 地盤剛性有限横剛(支承剛性0) 地盤剛性無限横ピン(支承剛性無限 0.2 地盤剛性無限横ピン(支承剛性0) 地盤剛性有限横ピン(支承剛性無限 地盤剛性有限横ピン(支承剛性0) 0 20 30 桁下フランジ応力 σ ω (MPa)

図-8 G1 桁での応力と G1 桁と G2 桁の応力の比

3.3 横桁接合条件の影響

図-7では地盤剛性を有限とし,支承の損傷を考慮

して,横桁の接合条件の影響を検討した.ピン接合よりも剛結と仮定した方が実測値に近いといえる.

3.4主桁間の応力の比

実測と解析値について、G1 桁と G2 桁の応力の比(σ_{G2}/σ_{G1})を図-8 に示す、実測の応力比率の範囲は 0.62-0.78 (平均 0.68)である.これに一番近いのは,地盤剛性有限で支承の損傷を考慮し横桁ピン接合の 0.67 であり,次は,同じく地盤剛性有限の支承の損傷を考慮し横桁剛結の 0.74 である.

4.おわりに

補強前での I ビーム鉄道橋の各主桁間での応力差に関して,地盤剛性,損傷のある支承部の支持条件,横桁の接合条件を考慮することにより,実測値とおおよその傾向の一致することが確認できた.同桁内における応力分布,増桁補強後の応力変形挙動,増桁補強効果の検討等については今後の課題と考えている.

参考文献

- 1)尾山他:鋼Iビーム桁鉄道橋の実働応力と疲労耐久性評価,土木学会第57回年次学術講演会,I-166,2002
- 2)坂田他:鋼鉄道橋の実働応力測定による増桁補強効果の検討,土木学会第58回年次学術講演会,I-418.200