

鋼製門形ラーメン橋脚のモデル化とそれを用いた耐震性能評価解析法に関する研究

大阪市立大学大学院 学生会員 ○本谷 幸康
 大阪市立大学大学院 正会員 松村 政秀
 大阪市立大学大学院 正会員 北田 俊行

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、鋼構造物の耐震設計とその重要性が再認識され、構造全体系の適切な耐荷力および変形性能を保証できる設計・評価手法の構築が望まれている。近年では、解析環境の整備や解析ツールの高度化に伴い、構造全体を板要素やシェル要素を用いて立体的にモデル化し、局部座屈変形を考慮する三次元弾塑性有限変位解析も可能になってきている。しかし、現行の実務設計においては、データ入力が容易で、短時間で数値演算が実行可能な、梁・柱要素を用いる弾塑性骨組構造解析が今なお主流である。薄肉断面部材を有する補剛板構造、特に、複数の断面に、塑性ヒンジが形成される鋼製ラーメン橋脚の面内耐震性能評価において、局部座屈変形の影響を考慮することは重要である。そこで、本研究では、鋼製門形ラーメン橋脚の耐震性を評価する際に必要となる、高精度な簡易解析手法を提案するとともに、既存の各種解析モデルの得失について明らかにしている。

2. 対象橋脚

実際に都市内高架橋を支持する鋼製橋脚の中から、一般的な形状を有する、既設の一層門形鋼製ラーメン橋脚を対象とした。対象橋脚の概略寸法を図-1に示す。

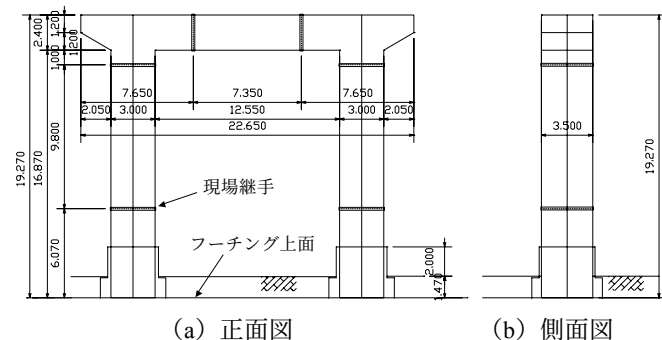


図-1 対象橋脚とその概略寸法 (単位: m)

3. 単調載荷解析

3.1 解析モデル

解析には、弾塑性有限変位解析プログラム EPASS/USSP¹⁾を用いた。解析モデルの内訳は、図-2に示すとおりである。解析モデル R-S は、対象条件を考慮して、全ての構造部材の断面方向に 1/2 した部分を三角形板要素でモデル化し、他の解析モデルと比較するための基準となる解析モデルである。解析モデル R-B は、Euler-Bernoulli の初等はり理論に基づく箱形断面梁・柱要素のみでモデル化した解析モデルである。解析モデル R-BS は、解析モデル R-B において、局部

変形の発生が予測される柱基部、および梁・柱要素では厳密にモデル化できない隅角部を三角形板要素でモデル化した解析モデルである。対象橋脚に用いられている主要鋼材は SM50Y (現 SM490Y) であり、ポアソン比 ν を 0.3 とし、解析には図-3 に示す応力-ひずみ関係を設定した。境界条件は、全ての解析モデルで柱基部を完全固定とし、ラーメン面外変位を拘束した。

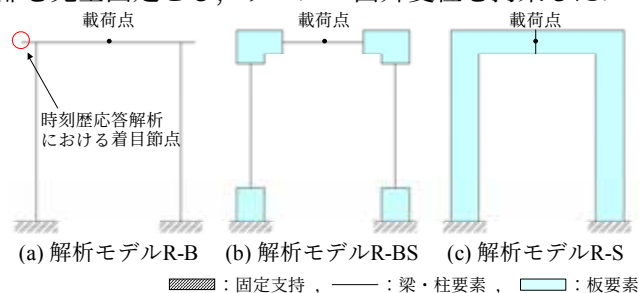


図-2 解析モデル内訳

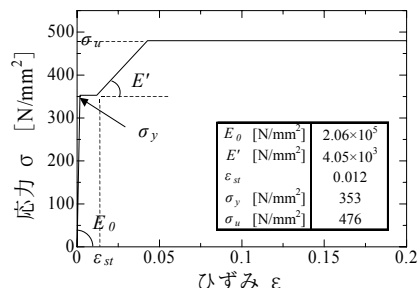


図-3 解析に用いた鋼材の応力-ひずみ関係

3.2 解析結果

解析モデル R-S は、梁部材中央断面内の全節点と剛部材で結合した図心位置を、それ以外の解析モデルについては、梁部材中央の節点に、水平変位 δ を $\delta=1.00$ m まで増加させる単調載荷解析を行った(図-2 参照)。水平荷重-水平変位関係を図-4 に示す。ここで、解析モデル R-S については、EPASS/USSP を用いる数値解析では、 $\delta=0.13$ m のとき、収束解が得られず、演算が終了した。そこで、同様の解析モデルを用いた、汎用の FEM 解析コード ABAQUS による解析結果をプロットしている。

梁・柱要素を用いた解析モデルの初期剛性はいずれも、解析モデル R-S に比べて剛に算定されていることがわかる(後述する表-1 参照)。これは Euler-Bernoulli の梁・柱要素では、せん断変形、および、せん断遅れ現象の影響を考慮できないためである。しかし、終局荷重レベルは概ね一致している。解析モデル R-B においては、局部座屈が発生しないため、ひずみ硬化の影響を受け、全塑性状態まで荷重が増加している。

キーワード：鋼製門形ラーメン橋脚、面内挙動、弾塑性有限変位解析、せん断変形、せん断遅れ
 連絡先：〒558-8585 大阪府大阪市住吉区杉本 3-3-138 TEL(FAX) 06-6605-2765

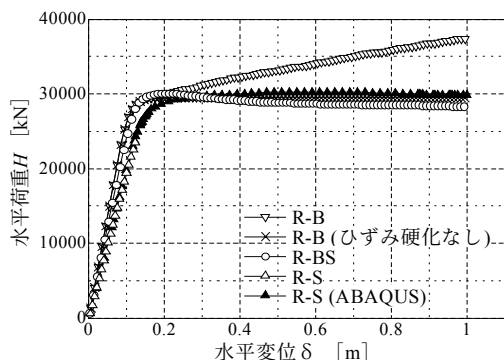


図-4 水平荷重—水平変位関係

4. せん断変形およびせん断遅れ現象の定量的評価

一層門形鋼製ラーメン橋脚の柱部材を想定した無補剛箱形断面柱を対象に有限変位解析を行った。全ての構造部材を三角形板要素でモデル化した解析モデル C-S と、Euler-Bernoulli の梁・柱要素のみを用いた解析モデル C-B を対象とする。

解析モデル C-S および解析モデル C-B の水平荷重—水平変位関係から得られた初期剛性を、それぞれ K_s および K_b とし、初期剛性比 α_R を式 (1) で定義する。

$$\alpha_R = K_s / K_b \quad (1)$$

ここで、梁・柱要素を用いた骨組構造解析において、せん断変形とせん断遅れ現象の影響を考慮する場合、この α_R を用いて、梁・柱要素の弾性係数 E_0 を以下の式 (2) で補正する。

$$E^* = \alpha_R \cdot E_0 \quad (2)$$

ここに、 E_0 は材料の弾性係数であり、初期剛性比 α_R は、以後、弾性係数の低減係数と呼ぶ。

5. 簡易解析手法の検証

5.1 単調載荷解析 (補正後)

各解析モデルに補正した弾性係数 E^* を入力し、単調載荷解析を行った。初期剛性および終局荷重の比較結果を表-1 に示す。なお、弾性係数を補正した解析モデルについては、解析モデル名に*を付し、補正前の解析モデルと区別している。

表-1 初期剛性および終局荷重の比較

解析モデル	初期剛性比 (補正前)	初期剛性比 (補正後)	終局荷重[kN]	低減係数 α_R
R-B	1.376	1.003	37,076.2*	0.73
R-B*	1.245	0.975	29,460.5	0.53
R-S (ABAQUS)	1.005	—	30,239.3	—
R-S	1.000	—	—	—

※は、 $\delta=1.00\text{m}$ における水平荷重であることを示す。

表-1 より、補正した弾性係数 E^* を入力すると、梁・柱要素を用いた解析モデルであっても、解析モデル R-S の初期剛性と概ね一致していることが確認できる。また、局所変形の発生が予想される領域を板要素でモデル化した解析モデル R-B* では、崩壊メカニズムに違いはあるものの、非線形領域においても、解析モデル R-S の結果と良好に一致した。

5.2 時刻歴応答解析

上部構造の死荷重に相当する鉛直荷重を導入した状態を初期状態として、東神戸大橋周辺で観測された、III種地盤に対するレベル 2・タイプ II の地震加速度波形²⁾を、面内方向に入力する時刻歴応答解析を行った。

減衰効果には、部材減衰および粘性減衰を考慮できる Rayleigh 減衰を用いている。解析モデル R-B の着目節点 (図-2(a)参照)における補正前後の応答変位を、解析モデル R-S の結果とともに、図-5 に示す。各解析モデルの主な結果を、表-2 にまとめて示す。

図-5 より、梁・柱要素を用いた解析モデルの結果を解析モデル R-S と比較すると、いずれも初期微動から差異が認められ、応答変位が小さい。しかし、補正した弾性係数 E^* を梁・柱要素に入力することで、梁・柱要素を用いた解析モデルであっても、解析モデル R-S の地震時挙動を良好に再現することが可能である。

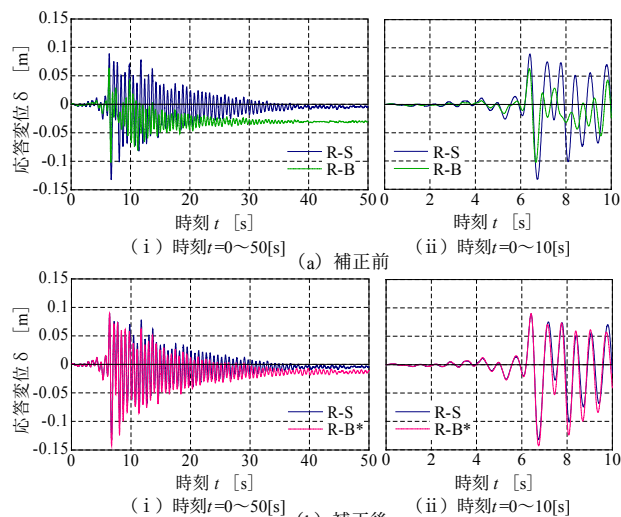


図-5 着目節点の時刻歴応答変位

表-2 最大応答変位および残留変位の比較

解析モデル	最大応答変位 δ_{max} [m]	時刻 t [s]	最大水平荷重 H_{max} [MN]	残留変位 δ_R [m]
R-B	-0.143 (-0.102)	6.74 (6.67)	-21.0 (-20.7)	-0.013 (-0.030)
R-B*	-0.135 (-0.102)	6.72 (6.67)	-22.6 (-23.2)	-0.006 (-0.003)
R-S	-0.132	6.74	-20.4	-0.004

() 内は補正前の解析モデルの応答値であることを示す。

6. まとめ

本研究では、一層門形鋼製ラーメン橋脚の地震時面内挙動を解析的に評価する簡易解析手法を提案した。本研究により、得られた主な結果を以下に示す。

- 1) Euler-Bernoulli の初等はり理論に基づく梁・柱要素を用いた解析モデルでは、せん断変形およびせん断遅れ現象の影響を考慮できないため、板要素のみを用いた解析モデルと比較して、構造全体系の初期剛性が大きく算定され、とりわけ地震時応答解析において著しい差異が認められた。
- 2) 上記 1) を解決するため、Euler-Bernoulli の梁・柱要素に、入力する弾性係数を補正し、せん断変形およびせん断遅れ現象の影響を定量的に評価する簡易解析手法を提案し、その適用性を確認した。
- 3) 本手法を、対象橋脚とは異なる構造物に適用するには、別途、梁・柱要素に入力する弾性係数の定式化が必要である。

参考文献 1) 狩野正人, 田中克弘, 山口隆司, 北田俊行: 橋梁構造物の動的弾塑性有限変位解析システムの開発, 鋼構造年次論文報告集, 第 13 巻, pp.425-430, 2005. 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 2002.