

鋼製門形ラーメン橋脚の地震時面内挙動の解析モデルに関する研究

本谷 幸康¹・松村 政秀²・北田 俊行³

¹学生会員 大阪市立大学大学院 工学研究科 都市系専攻 前期博士課程（〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138）

²正会員 博（工） 大阪市立大学大学院 工学研究科 都市系専攻 講師（〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138）

³正会員 工博 大阪市立大学大学院 工学研究科 都市系専攻 教授（〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138）

1. はじめに

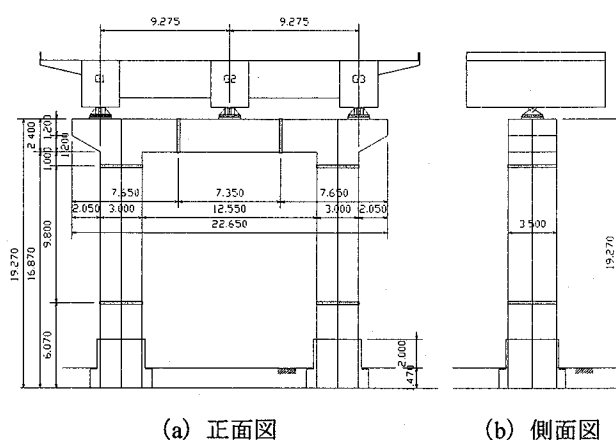
平成7年に発生した兵庫県南部地震では、鋼製門形ラーメン橋脚において、柱部材の鋼製板パネルの圧縮座屈変形や梁部材のせん断座屈変形、隅角部溶接部の割れなど、多数の被害を被った。したがって、これ以降、鋼構造物の耐震設計の重要性が再認識されるとともに、ラーメン構造の面内耐震性能に対しても、構造全体系として適切な耐荷力および変形性能を保証できる設計・評価手法の構築が望まれている。近年では、解析環境の整備や解析ツールの高度化に伴い、板の座屈現象なども考慮でき、比較的、実挙動に近い現象を忠実に再現できる三次元弾塑性有限変位解析も可能になってきている^{1),2)}。しかし、実務設計においては、データ入力が容易で、短時間で数値演算が実行可能な弾塑性骨組解析がまだ主流である。局部座屈変形の影響が無視できない場合もあることから、骨組解析において、局部変形の発生が予測される領域のみを板要素でモデル化する、板要素と梁・柱要素とを接合する弾塑性有限変位解析も採用されている³⁾。しかし、モデル化の妥当性や有効性についての検証や議論が必ずしも十分でないと考えられる。

本研究では、高精度の鋼製ラーメン橋脚の解析手法を提案することを目的として、板要素と梁・柱要素とを結合する各種解析モデルの得失について検討している。具体的には、一般的な既設の鋼製ラーメン橋脚を対象に、全ての構造部材を板要素でモデル化した静的な弾塑性有限変位解析を行い、板要素と梁・柱要素とを結合した解析モデルと比較し、その

適合性について検証する。また、解析結果に基づいて、せん断変形およびせん断遅れ現象の影響を近似的に評価できる簡易解析モデルを提案する。さらに、提案した解析モデルの動的な弾塑性有限変位挙動の適合性についても検証するため、時刻歴応答解析を実施している。

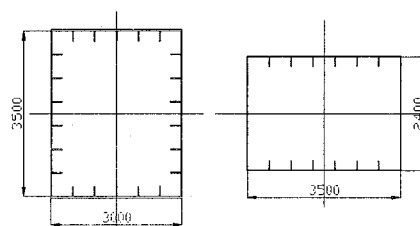
2. 対象橋脚

既設の一層鋼製門型ラーメン橋脚¹⁾の面内挙動に着目する。この橋脚が支持する上部構造の形式は、3主桁の鋼製床版箱桁橋である。対象橋脚の概略寸法を図-1、部材断面を図-2に示す。また、対象橋脚の設計条件を、表-1にまとめて示す。



(a) 正面図 (b) 側面図

図-1 概略寸法（単位：m）



(a) 柱断面 (b) 梁断面

図-2 部材断面（単位：mm）

表-1 設計条件

橋梁形式	一層門形鋼製ラーメン橋脚
部材断面	補剛箱形断面
支承条件	ピン支承 (固定)
設計水平震度	$k_h = 0.3$ (橋軸直角方向)
主要鋼材	SS41, SM50Y
適用示方書	道路橋示方書 (S55.2)
上部構造 死荷重反力 (R_1)	G1, G3 : 4759.8kN G2 : 4794.1kN
備考	上部構造死荷重による水平地震力 $H_1 = R_1 \cdot k_h$ $M_1 = H_1 \cdot h$ h : 主桁腹板上縁から梁軸線までの距離=5.500m

3. 解析モデル

解析には、本専攻科・橋梁工学分野開発の弾塑性有限変位解析プログラム EPASS/USSP⁴⁾を用いた。解析モデルの内訳は、図-3(a)~(f)に示すとおりである。

まず、解析モデル S は、全ての構造部材を三角形板要素でモデル化しており、他の解析モデルとの比較のための基準としている。ここで、板の局部座屈を精度良く再現できるように、縦補剛材間を 4 分割、縦補剛材高さを 3 分割とし、柱の高さ方向にも十分な要素分割を行っている。また、対象橋脚の構造条件、荷重の載荷条件、および、たわみ波形の対称性を考慮して、断面方向に 1/2 のみをモデル化した。要素の分割状況を図-4 に示す (総節点数 47359, 総要素数 93612)。なお、梁部材の両端張出し部分は、この張出が全体挙動に与える影響は小さいと考えられるため、モデル化していない。また、簡単のため充填コンクリートは考慮していない。

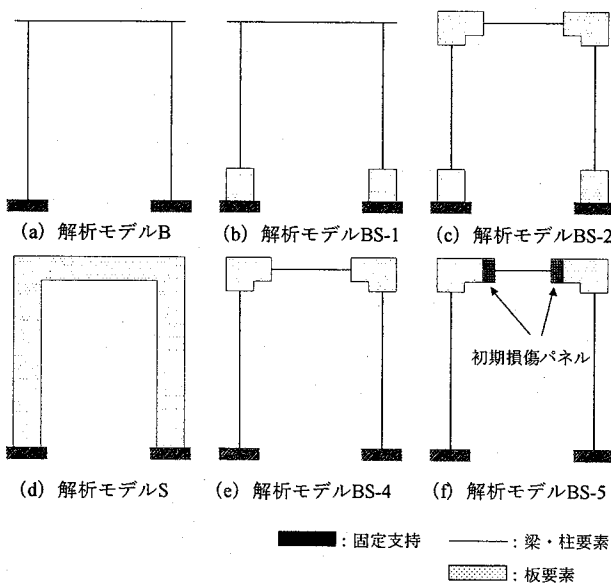


図-3 解析モデルの内訳

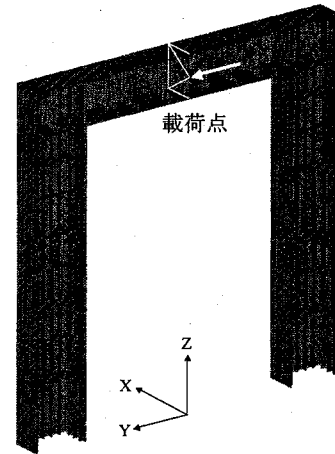


図-4 解析モデル S の要素分割状況

次に、解析モデル B は、Euler-Bernoulli の初等はり理論に基づく箱形断面梁・柱要素のみを用いた解析モデルである。解析モデル BS-1 は解析モデル B から、局部変形の発生が予測される柱基部を三角形板要素でモデル化した解析モデルである。さらに、解析モデル BS-2 は、解析モデル BS-1 から、梁・柱要素では厳密にモデル化できない隅角部にも三角形板要素を用いた解析モデルである (図-3(e)および(f)に示す解析モデル BS-4 および BS-5 については、後述する)。

主要鋼材は SM50Y (現 SM490Y) であり、弾性係数 E_0 を 2.06×10^5 [N/mm²], ポアソン比 ν を 0.3 とし、降伏棚およびひずみ硬化を考慮できるように、解析には図-5 に示す応力-ひずみ関係を設定した。

なお、本研究では、鋼製ラーメン橋脚の基本的な面内挙動にのみ着目しているため、残留応力、および初期たわみは考慮していない。また、境界条件は、図-3 に示した各解析モデルの柱基部を完全固定とし、面外変位を拘束した。解析モデル S は、対称鉛直面内の全ての節点について、x 軸方向、y 軸回り、z 軸回りの変位を拘束している。

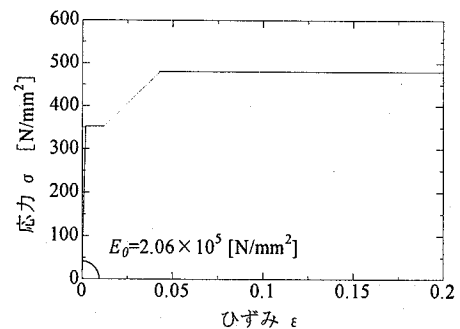


図-5 解析に用いた鋼材の応力-ひずみ関係

4. Pushover 解析

(1) 解析条件

解析モデル B, BS-1, および BS-2 については、梁中央の節点を載荷点とし、解析モデル S については、載荷断面である梁中央の断面に剛部材を配置し、その重心位置を載荷点とした (図-4 参照)。各解析モデルの梁軸線に沿って、水平変位 δ を一方向に単調増加させた。そのため、硬化則には等方硬化を適用している。また、本解析は、各モデルの適合性を検証するものであるため、上部構造による死荷重は考慮していない。

(2) 解析結果

図-3 に示した各解析モデルにおいて、水平変位 δ を橋脚高さの約 5%, すなわち $\delta=1.00$ m まで単調増加させた際の、水平荷重—水平変位関係を図-6 に示す。なお、解析モデル S について、EPASS/USSP を用いる数値解析では、 $\delta=0.13$ m のとき、座屈パネルが終局状態に至り、不安定領域に入ること、収束解が得られず、演算が終了した。そこで、解析モデル S の Pushover 解析については、汎用の FEM 解析コード ABAQUS (ver6.6) を用いている。

解析モデル S においては、 $\delta=0.09$ m のとき、梁部のウェブプレートに弾性座屈が先行・発生し、その後、フランジの座屈を伴いながら、座屈パネルが降伏した。以降、このパネルを初期損傷パネルと呼ぶ。さらに、 $\delta=0.23$ m のとき、柱基部が降伏し、基部からダイアフラム間のフランジに局部座屈が発生した。これ以降は、水平荷重はほぼ横ばいのままである。

次に、各解析モデルの水平荷重—水平変位関係を比較してみると、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 S に比べて剛であることがわかる (表-2 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。崩壊メカニズムに違いはあるものの、終局荷重レベルは、良好に一致している。ただし、解析モデル B においては、全塑性状態まで荷重が増加するため、鋼材の応力—ひずみ関係の設定により、ひずみ硬化の影響を

受け、荷重が上昇し続けることもある。

以上から、板要素と梁・柱要素を結合した通常の解析モデルを用いる場合に、実際の門型ラーメン橋脚の面内挙動を精度良く再現できるとは限らないことがわかる。

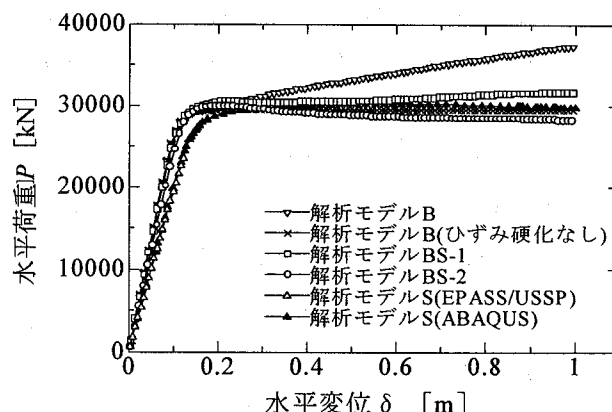


図-6 各解析モデルの水平荷重—水平変位関係

表-2 Pushover 解析結果の比較

解析モデル	初期剛性比	終局荷重[kN]
B	1.37	37437.5*
B (ひずみ硬化なし)	1.37	29514.2
BS-1	1.33	30523.8
BS-2	1.24	30052.9
S	1.00	30239.3

* $\delta=1.00$ mにおける水平荷重

(3) せん断変形およびせん断遅れ現象の影響

前節で述べたとおり、実務設計に用いられることの多い Euler-Bernoulli の梁・柱要素を用いる場合には、せん断変形およびせん断遅れ現象の影響により、初期剛性を剛に評価していることがわかった。ここでは、Euler-Bernoulli の梁・柱要素を用いる場合の、せん断変形およびせん断遅れ現象の近似的な再現方法を提案する。

簡単のため、対象橋脚の柱部材と、断面形状、曲げモーメント分布、および細長比パラメータが、同じ条件となるような無補剛断面柱を対象として、Pushover 解析を行った。ここで、断面を梁・柱要素でモデル化した解析モデルの初期剛性は、全て板要素でモデル化した解析モデルよりも 22.0%も剛な値を示した。そこで、ここでは、解析に inputs する弾性係数を以下のように補正した。

$$E = \alpha E_0 \quad (1)$$

ここに、 E_0 は材料の弾性係数、 α は弾性係数の低減

係数であり、ここでは解析結果に基づいて $\alpha=0.8$ とした。

図-7には、式(1)を用いて補正した後の水平荷重—水平変位関係の比較結果を示す。なお、補正した解析モデルについては、*を付随している。また、解析モデルBS-4は、梁・柱要素では厳密なモデル化が困難である隅角部のみを板要素でモデル化した解析モデルである（図-3(e)参照）。

式(1)を用いた補正後の解析モデルB*の初期剛性は解析モデルSよりも9.5%ほど高い。しかし、隅角部を板要素でモデル化した解析モデルBS-2*およびBS-4*では、ほぼ同等の1%程度に抑えられていることがわかる。また、非線形領域においても、解析結果が良好に一致していることが確認できる。

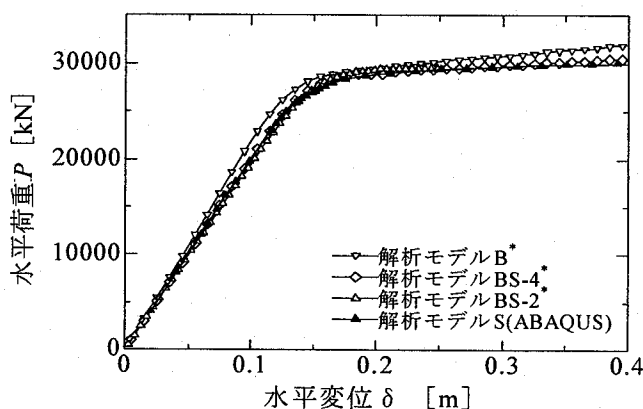


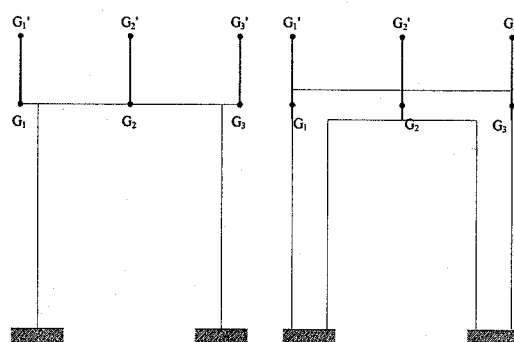
図-7 補正後の水平荷重—水平変位関係
($\delta=0.4\text{m}$ まで)

5. 時刻歴応答解析

図-3に示した各解析モデルについて、地震波を面内方向に作用させる動的応答解析を実施している。

(1) 载荷方法

解析では、支承位置の断面に剛部材を設け、断面の重心位置（節点 G_1, G_2, G_3 ）と設計地震荷重の作用位置（節点 G'_1, G'_2, G'_3 ）である、主桁腹板上縁とを剛棒要素で結んだ（図-8参照）。節点 G_1, G_2, G_3 に、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、節点 G'_1, G'_2, G'_3 に地震加速度による慣性力を作用させる。なお、ここでは、等方硬化の発生を無視し、移動硬化のみ発生すると仮定した。



(a) 解析モデルB (b) 解析モデルS

図-8 上部構造のモデル化

(2) 入力地震波

本解析では、入力地震波として、対象橋脚の設置位置が軟弱なⅢ種地盤であることを考慮し、東神戸大橋周辺地盤で観測された、Ⅲ種地盤に対するレベル2地振動タイプⅡの地震波³⁾を用いた（図-9参照）。最大絶対加速度 $|\alpha|_{\max}$ は591.0 [gal]であり、地震波のサンプリング間隔は0.01 [s]である。

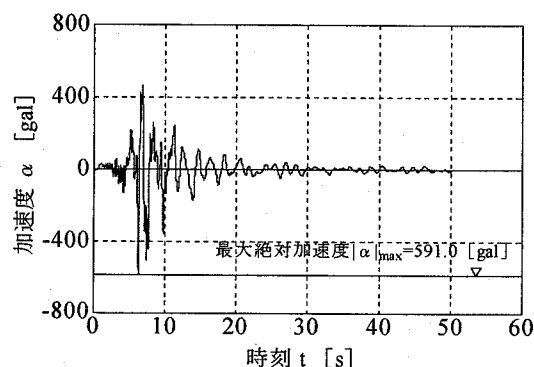


図-9 入力地震波

(3) 減衰効果の決定

解析には、部材減衰および粘性減衰を考慮できるRayleigh減衰を用いた。このとき、Rayleigh型粘性減衰マトリックス $[C]$ は、式(2)に示すように、質量マトリックス $[M]$ 、および剛性マトリックス $[K]$ の線形和で表現される。また、係数 α 、および係数 β は、式(3)より求められる。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \quad \beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi(f_1^2 - f_2^2)} \quad (3)$$

解析では、Rayleigh減衰の設定に用いる振動数 f_1 および f_2 を、固有値解析結果において、刺激係数の高かった、2つの主要な振動モード（1・3次モード）

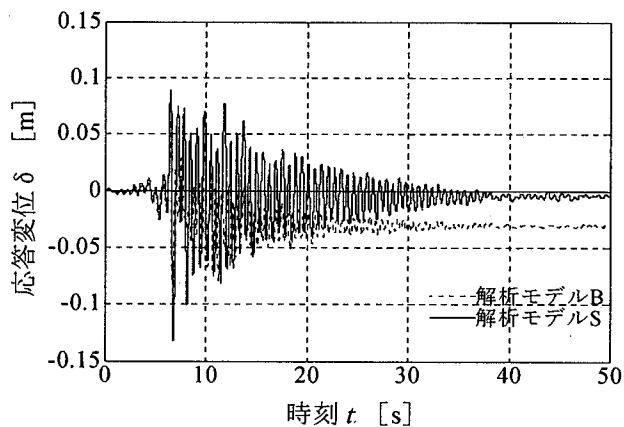
の振動数とした。また、各振動モードに対する減衰定数 h_1 および h_2 は 0.01 とした。解析に用いた Rayleigh 減衰の係数 α および β を、固有値解析結果とともに、表-3 に示す。なお、解析モデル S については、固有値解析に膨大な記憶領域が必要となるため、式(1)を用いて補正した簡易評価モデルで固有値解析を行い、各係数を決定した。

表-3 固有値解析結果および減衰係数

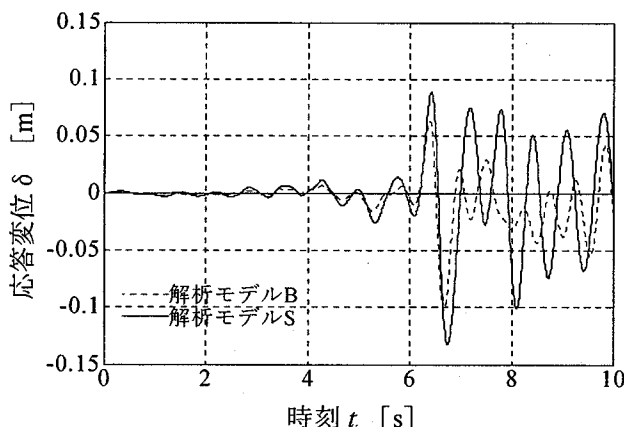
解析モデル	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	h_1, h_2	α	β
B	1.81	6.17	0.01	0.1759	0.0004
BS-1	1.80	6.14	0.01	0.1747	0.0004
BS-2	1.81	5.96	0.01	0.1746	0.0004
S	1.63	5.36	0.01	0.1574	0.0005

(3)解析結果

解析モデル B および S の、着目節点 G_1 (図-8 参照) における応答変位を図-10 に、各解析モデルの解析結果を表-4 にまとめて示す。



(a) 時刻 $t=0\sim50$ [s]



(b) 時刻 $t=0\sim10$ [s]

図-10 節点 G_1 の時刻歴応答変位

図-10 および表-4 に示すように、解析モデル S と比較すると、梁・柱要素を用いた解析モデルはいずれ

も最大応答変位が小さく、さらに、隅角部を梁・柱要素でモデル化した解析モデル B および解析モデル BS-1 においては、大きな残留変位を示している。次に、時刻 $t=10$ [s]までに着目すると、初期微動から違いが認められ、梁・柱要素を用いた解析モデルは各ピークの応答変位も小さいことがわかる。また、解析モデル S においては、梁部材の両端が座屈し、塑性ヒンジが形成されることによって長周期化している。そのため、他の座屈を考慮できない解析モデルとは 7.0 秒以降の弾塑性挙動に大きな違いが見られる。

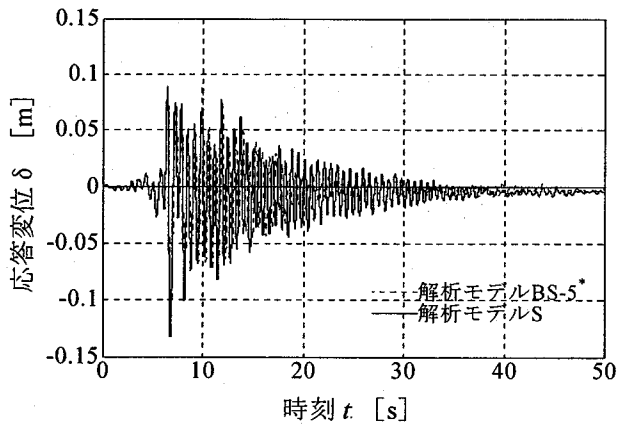
表-4 主な時刻歴応答解析結果の比較

解析モデル	最大応答変位 $\delta_{\max}$ [m]	時刻 t [s]	残留変位 δ_R [m]
B	0.102	6.67	0.030
BS-1	0.104	6.68	0.031
BS-2	0.106	6.67	0.003
S	0.132	6.74	0.004

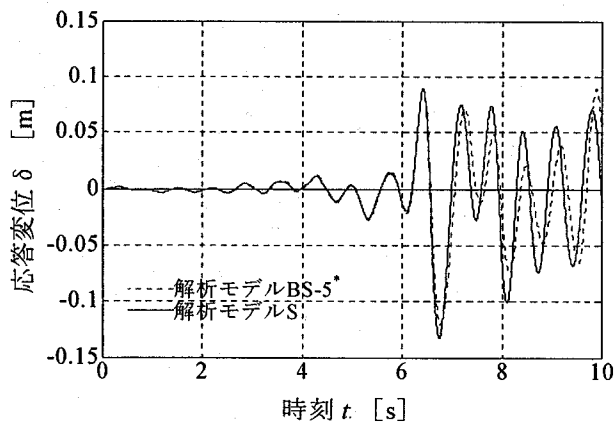
次に、前章で提案した方法で補正した簡易評価モデルを用いて、同様な解析を行った。ここで、梁・柱要素では厳密なモデル化ができない隅角部のみを板要素でモデル化した解析モデル BS-4、および、座屈発生後の挙動を再現するため、座屈が発生する初期損傷パネルまで板要素の領域を拡大した解析モデル BS-5 を追加している (図-3(e), (f)参照)。補正後の解析モデル BS-5* および解析モデル S の、着目節点 G_1 における応答変位を図-11 に、各モデルの解析結果を表-5 にまとめて示す。

図-11 および表-5 に示すように、補正前と比較すると、どの解析モデルも解析モデル S に近い結果が得られているのがわかる。しかし、隅角部を梁・柱要素でモデル化した解析モデル B* は、補正前と同様に、大きな残留変位を示している。次に、時刻 $t=10$ [s]までに着目すると、解析モデル BS-5* と全て板要素の解析モデル S とは、初期微動も良好に一致していることが確認できる。最大応答変位については、初期損傷パネルを加える前の解析モデル BS-4* の方が、解析モデル S に近い結果となっているが、座屈発生後など、全体的な挙動は、初期損傷パネルを追加した解析モデル BS-5* が、最も解析モデル S に近い挙動となった。なお、20 秒以降の応答変位が解析モデル S と比較して、小さくなっている。これは、減衰

の扱いが厳密ではないことに起因していると考えられる。



(a) 時刻 $t=0\sim50$ [s]



(b) 時刻 $t=0\sim10$ [s]

図-11 節点 G_1 の時刻歴応答変位 (補正後)

表-5 補正後の時刻歴応答解析結果の比較

解析モデル	最大応答変位 $\delta_{\max}$ [m]	時刻 t [s]	残留変位 δ_R [m]
B*	0.129	6.72	0.013
BS-4*	0.130	6.71	0.004
BS-5*	0.121	6.76	0.003
S	0.132	6.74	0.004

6. まとめ

本研究では、一層の鋼製門形ラーメン橋脚の面内挙動を対象に、Pushover 解析、および時刻歴応答解析を実施し、全ての構造部材を板要素で構成した解析モデルをベンチマークとすることで、板要素と梁・柱要素とを結合したモデルの適合性について検証した。得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) Pushover 解析において、梁・柱要素のみを用いた解析モデルでは、局部変形を考慮できないため、断面が全塑性状態に至るまで荷重が増加した。しかしながら、局部変形の発生が予測される領域を板要素でモデル化することで、終局荷

重レベルは概ね再現することができることがわかった。

- (2) Euler-Bernoulli の梁・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、板要素のみの解析モデルと比較して、初期剛性が大きくなった。
- (3) 上記 (2) を解決するため、鋼材の弾性係数に補正係数を乗じる方法を提案した。
- (4) ただし、梁・柱要素のみを用いた解析モデルでは、補正後も、全て板要素の解析モデルと比較して、初期剛性で 10% 程度の誤差が生じた。つまり、梁・柱要素では隅角部の挙動を忠実に再現することができないことがわかった。
- (5) そこで、局部変形の発生が予測される領域、および隅角部を板要素でモデル化し、解析に用いる弾性係数を適切に補正した。その結果、板要素と梁・柱要素を用いた解析モデルであっても、全てが板要素の解析モデルと同様な解析結果を得ることが可能となった。ただし、提案した補正手法では、対象橋脚について、せん断変形およびせん断遅れ現象の影響を近似的に扱っているため、他の構造物に適用する際は、部材形状による補正式の定式化などを行う必要があることを示唆した。

参考文献

- 1) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征, 足立幸郎, 陵城成樹: 面内水平力を受ける鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程の解明, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.427-434, 2003.
- 2) 佐々木栄一, 三木千壽, 市川篤司, 高橋和也: 構成ラーメン橋脚の大規模地震時挙動, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1467-1477, 2004.
- 3) 局部座屈を考慮した鋼製橋脚の弾塑性動的応答解析: 奈良 敬, 村上茂之, 玉利幸一, 第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.263-270, 1998.
- 4) 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.
- 5) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V.耐震設計編, 2002.