

鋼ラーメン高架橋の局部座屈を考慮した 弾塑性地震応答解析と面外変形量の推定

垣内辰雄¹・葛西昭²・稲垣冨城³

¹ 正会員 西日本旅客鉄道㈱（〒530-8341 大阪市北区芝田二丁目4番24号）

² 学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

³ 正会員 名古屋大学講師（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

1. 緒言

従来の耐震性能評価は部材セグメントごとの照査であるため、高次不静定構造物の場合、必ずしも構造物全体の耐震性能を評価することはできない。そこで垣内ら¹⁾は、ひとつの部材セグメントが終局を迎えても、構造物全体としては十分安全である点に着目し、シェル要素を用いた耐震照査の一手法を提案した。この手法は従来の等価1自由度系構造物に対する変位照査法²⁾を発展させたもので、静的・動的解析併用法のPushover解析時にシェル要素を用いて局部座屈を考慮する点が特徴である。

この手法は、構造物全体の耐震性能評価には有効であるが、等価1自由度系モデルによる簡易な地震応答解析を用いるため、局部座屈が地震時にどのように進展するか分からない。そこで本研究では、地震時における局部座屈の発生と進展状況を調べるために、鋼ラーメン高架橋に対してシェル要素を用いた全体系モデルで地震応答解析を実施し、部材セグメントの最大面外変形量を求め、Pushover解析時との比較検討を行う。

2. 設計条件と解析モデル

対象橋梁の設計条件を表-1に示す。構造形式は上下部一体構造を有する4径間鋼ラーメン高架橋である（図-1）。詳細については文献³⁾を参照されたい。ただし、本研究ではシェル要素を用いた地震応答解析を行うことを目的としており、解析時間の制約等から、杭基礎部分

表-1 設計条件

構造形式	4径間鋼ラーメン高架橋
支間長	183.4m
支間	39.2m+40.0m+52.5m+51.7m
桁幅	11.8m
桁高	2.8m

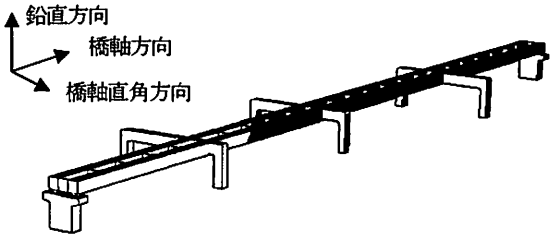


図-1 対象橋梁

は解析領域から除外した。

図-2に解析モデルの全体図を示す。シェル要素でモデル化したセグメントは、ラーメン橋脚の基部、上部工との剛結部付近のラーメン橋脚の梁および上部工に近い側の隅角部である。基部および梁のシェル要素には初期たわみを導入した。初期たわみ波形は全体的な初期たわみと補剛材間の局所的な初期たわみをそれぞれ1次モードの正弦波とし、それらを重ね合わせたものである。初期たわみ量の最大値については座屈設計ガイドライン³⁾

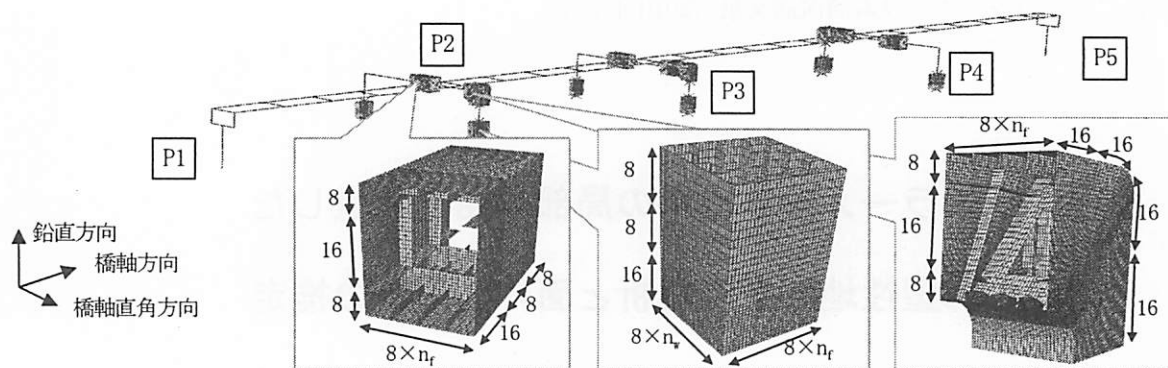


図-2 解析モデル

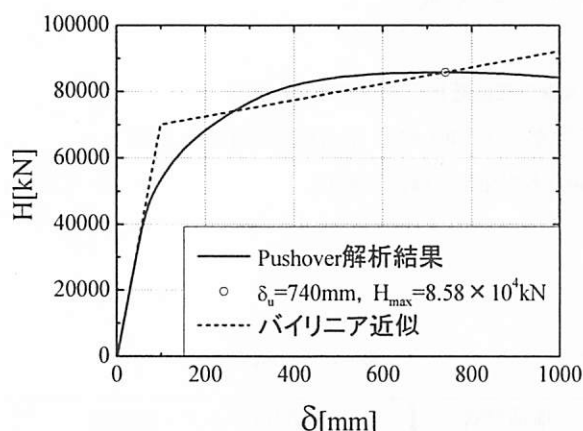


図-3 水平荷重-水平変位関係

を参考に決定した。また、鋼材の材料構成則としては、Pushover 解析では、降伏棚を有するひずみ硬化型モデルであるマルチリニア型を、地震応答解析ではバイリニア型移動硬化則を用いた。

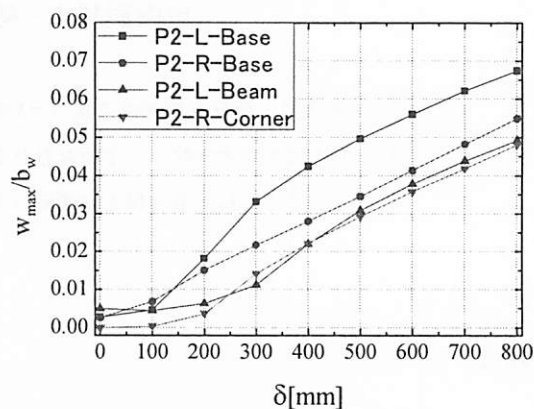
3. Pushover 解析結果

図-3 に Pushover 解析結果から得られた水平荷重-水平変位関係と、最大荷重 H_{max} 、終局変位 δ_u を示す。ただし、最大荷重時を終局状態と見なした。

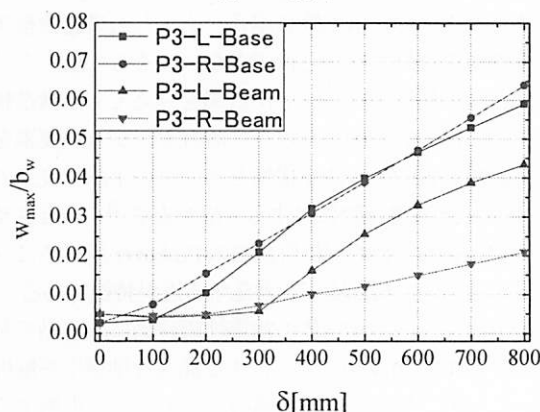
面外変形量の推移を見るため、最大面外変形量 w_{max} をウェブ幅 b_w で除した値を縦軸に、水平変位 δ を横軸にとり、橋脚の各セグメントの値をプロットしたものを図-4 に示す。ここで面外変形量の算定方法は文献¹⁾の手法を用いた。なお、 $\delta=0\text{mm}$ における値は初期たわみの最大値 $w_{0,max}$ である。これより、橋脚基部で面外変形が発生しやすいことが分かる。

4. シェル要素を用いた全体系モデルでの弾塑性地震応答解析

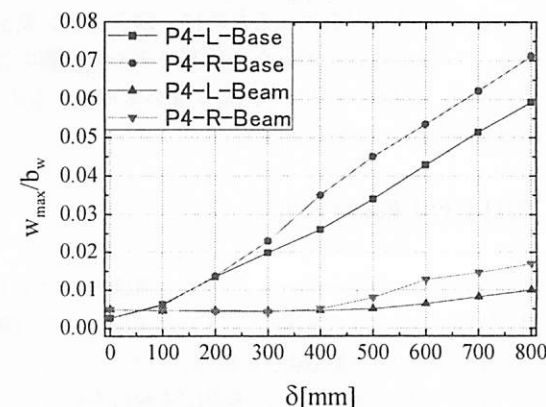
入力地震動は鉄道構造物等設計標準⁴⁾で規定されてい



(a) P2 橋脚



(b) P3 橋脚



(c) P4 橋脚

図-4 Pushover 解析時の面外変形量の推移

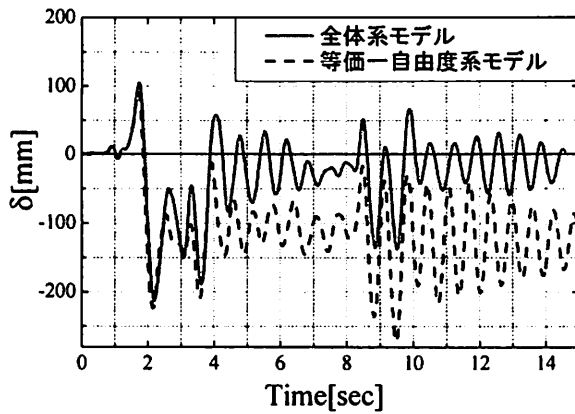


図-5 応答変位の時刻歴

る L2 地震動スペクトルⅡの直下型地震動を用いた。

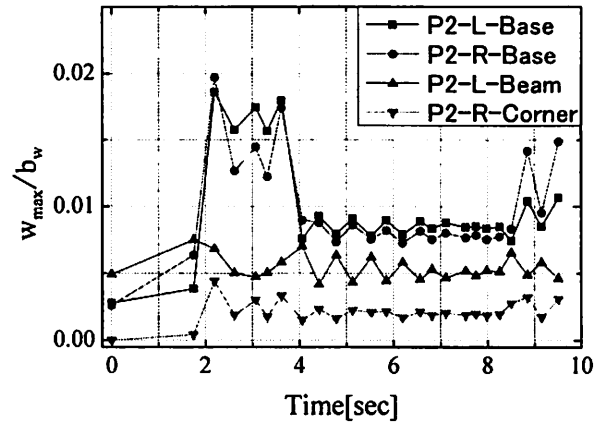
図-5に P3 橋脚上の上部工の応答変位の時刻歴を示す。ここで、応答変位は上部工と基部の相対変位を求めることで算出した。また比較として、等価 1 自由度系モデルを用いた結果も併せて示す。最大応答変位 δ_{max} は、全体系モデルでは $\delta_{max} = 210\text{mm}$ ，等価 1 自由度系モデルでは $\delta_{max} = 262\text{mm}$ となった。

応答変位履歴の各折返し点における最大面外変形量 w_{max} をウェブ幅 b_w で除した値を縦軸に、時刻を横軸にとり、橋脚の各セグメントの値をプロットした時刻歴を図-6に示す。

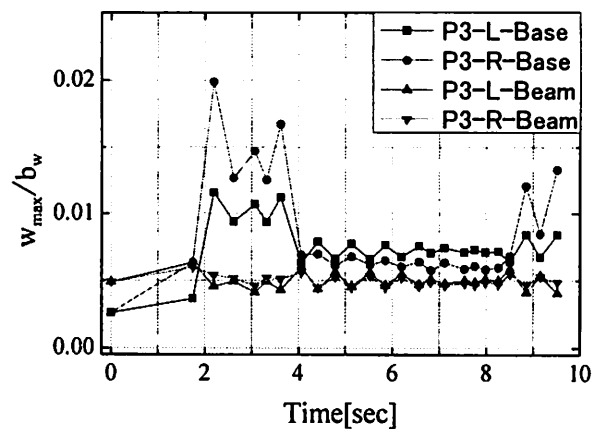
図-5 より、両者の結果は 2 秒程度までは良く一致している。それ以降は応答が異なっており、全体系モデルの振幅は 1 自由度系モデルに比べて、6 秒程度までは大きく、それ以降は小さくなっている。また、図-6 より、2 秒程度で各橋脚の基部に大きな面外変形が生じていることが分かる。これより、大きな応答変位 ($\delta = 210\text{mm}$) が生じた際に局部座屈が発生・進展し、その後の応答に影響を与えたと考えられる。

表-2 に地震応答解析時と Pushover 解析時の最大面外変形量の比較を示す。表の数値は、地震応答解析で大きな応答が発生した際の最大面外変形量を、Pushover 解析による最大面外変形量で除した百分率である。ここで Pushover 解析の最大面外変形量は、地震応答解析の応答変位量を強制変位とした際の値である。着目した応答変位は図-7 中における○の箇所である。また表-3 に、地震応答解析時と Pushover 解析時の $\delta = -137\text{mm}$ における P2 橋脚の面外変形状況を示す。

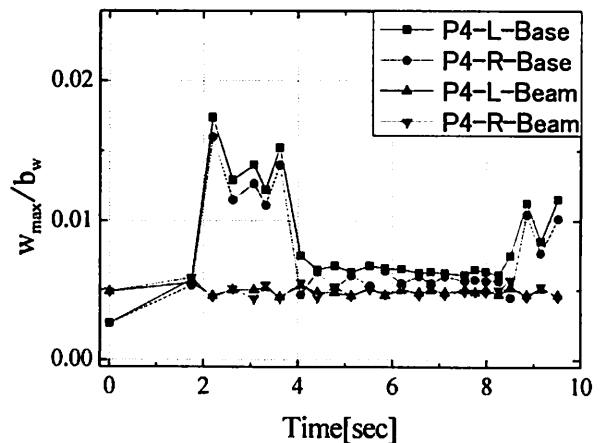
両者を比較した結果、地震応答解析時の面外変形量は Pushover 解析時に比べて基部では変形量が大きく、梁ではほぼ同じであることがわかる。なお、隅角部に関しては初期たわみを導入していないため、局部座屈の発生・進展が他のセグメントとは異なっており、過度に差が生じた可能性がある。また、基部の面外変形量の差は、繰



(a) P2 橋脚



(b) P3 橋脚



(c) P4 橋脚

図-6 地震応答解析時の面外変形量の推移

り返し塑性履歴を受けるにつれて大きくなる傾向がある。これより、地震応答解析では Pushover 解析とは局部座屈の発生・進展状況が異なり、特定のセグメントに変形が集中する可能性があると言える。

表-2 最大面外変形量の比較

応答変位 δ [mm]	105	-210	-188	-137
P2-L-Base	106	94	110	139
P2-R-Base	101	126	123	149
P2-L-Beam	102	104	96	91
P2-R-Corner	107	97	116	427
P3-L-Base	108	102	118	173
P3-R-Base	108	123	114	125
P3-L-Beam	102	102	99	101
P3-R-Beam	102	109	110	108
P4-L-Base	96	123	117	132
P4-R-Base	107	114	114	123
P4-L-Beam	102	99	97	96
P4-R-Beam	103	101	98	100

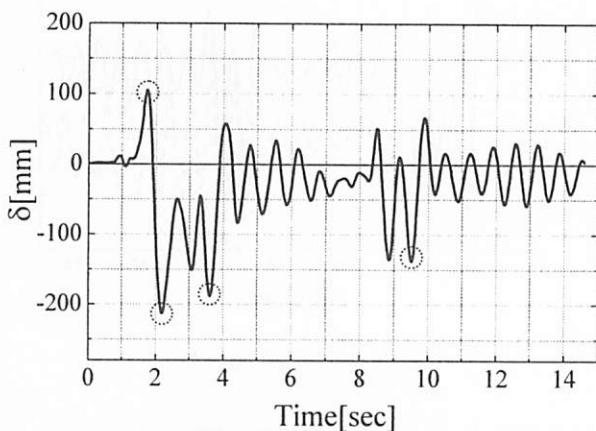


図-7 着目した応答変位

表-3 P2 橋脚の変形状況： $\delta=-137$ mm (倍率 5 倍)

	P2-L-Base	P2-R-Base	P2-L-Beam	P2-R-Corner
地震応答解析				
Pushover 解析				

5. 結論

本研究では、高次不静定の鋼ラーメン高架橋について、シェル要素を用いた全体系モデルと等価 1 自由度系モデルで地震応答解析を実施し、応答変位と面外変形量を算定した。その結果は以下の通りである。

- (1) 前者の地震応答解析の応答変位は、後者より小さく、耐震性能照査において信頼性が高い。
- (2) 面外変形量を比較した結果、前者の地震応答解析の方が、基部では変形量が大きく、梁ではほぼ同じであり、地震時における局部座屈の発生と進展状況を精度良く評価できる。

参考文献

- 1) 垣内辰雄, 葛西 昭, 稲垣冨城, 藤原良憲, 宇佐美勉: 上下部一体鋼ラーメン高架橋の耐震性能評価, 構造工学論文集 Vol.55A, pp.564-572, 2009.
- 2) 宇佐美勉編著: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, pp.103-164, 2006.9.
- 3) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, pp.55-59, 2005.
- 4) 鉄道総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善, 1999.