

鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震設計法に関する一研究

池田 学^{*} 山田 正人^{**} 市川 篤司^{***} 安波 博道^{****} 富永 知徳^{*****}

*工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

**工修 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2)

***工博 東京工業大学 土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

****工博 新日本製鐵株式会社 建材開発技術部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

*****工修 新日本製鐵株式会社 鋼構造研究開発センター (〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)

大規模地震動まで考慮した鉄道鋼構造物の耐震設計法を構築することを目的に、鋼ラーメン橋脚を対象とした一連の実験および解析を実施した。その成果として、比較的簡易な解析モデルにより鋼ラーメン橋脚の耐震性能を評価する手法を既に提案している。しかしながら、ラーメン橋脚供試体による実験は二体のみであり、提案している解析法の妥当性を十分に検証しているとは言い難い。そこで、FEM解析により実験結果の再現性を確認した上で、より高い軸力が作用した場合および既設橋脚程度の部材パラメータの場合の2ケースについてFEM解析を行ない、鋼ラーメン橋脚の耐震性能について検討した。さらに、簡易解析モデルによる耐震性能の評価法について、軸力比の影響および部材パラメータの影響をFEM解析結果と比較することより検討した。その結果、簡易な解析モデルにより、鋼ラーメン橋脚の耐震性能をほぼ妥当に評価できることを確認した。

Key Words :Steel rigid frame pier for railway, Seismic design method, Simple analytical model, FEM analysis

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、鉄道構造物にも多くの被害が生じた。鉄道関係では、この被害を教訓として、従来の耐震設計を見直すべく、新しい耐震設計法に関する検討を鋭意実施してきた。そして、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」¹⁾ (以下、新耐震標準とする) がまとまり、1999年10月に発刊されるに至った。

新耐震標準では、設計地震動として中小地震であるL1地震動と、内陸直下型地震を含む大規模地震動のL2地震動の二段階の地震動を考慮する。これらの地震動に対して、構造物に要求される耐震性能を満足することを照査する。具体的には、目標とする構造物の耐震性能を設定し、設計地震動を入力して構造物の応答値を算定し、あらかじめ設定した耐震性能を満足することを照査する。構造物の耐震性能は、柱、梁および杭等の各部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルにより評価する。

これらの基本的な考えに基づき、著者らは、鋼鉄道構造物の耐震性能の照査方法について、一連の実験および解析を実施し検討を行ってきた。鋼鉄道構造物としては、単柱式橋脚よりもラーメン橋脚を用いるケースが多いため、主にラーメン橋脚を対象として検討した。まず、

ラーメン橋脚の柱部に着目し、片持柱供試体による交番載荷実験を実施し、部材の損傷レベルの区分方法および非線形特性の定量評価手法について検討した^{2),3)}。次に、ラーメン隅角部に着目し、柱および梁部材に先行して隅角部が破壊しないための隅角部の設計法について検討した^{4),5)}。さらに、ラーメン橋脚の構造系に着目し、構造系の耐震性能および地震時の挙動について検討することを目的に、ラーメン橋脚供試体による交番載荷実験および実地震波を入力したハイブリッド地震応答実験を実施した^{2),6)}。また、ラーメン橋脚供試体の実験結果を基に、耐震性能を比較的簡易に評価する解析手法について検討した^{2),6)}。これら一連の検討により、鋼ラーメン橋脚の耐震性能を照査する手法が構築され、その成果が新耐震標準に取り入れられている。

しかしながら、ラーメン橋脚供試体による実験は非常に少なく、簡易解析モデルによる耐震性能の評価法の妥当性を十分に検証していないのが実状である。

そこで本研究では、まず、FEM解析により、ラーメン橋脚の交番載荷実験結果の再現性を確認した。そして、ラーメン橋脚の耐震性能に影響を及ぼすと考えられる軸力および部材諸元を変えてFEM解析を実施し、その影響について検討した。さらに、その2ケースについて、

表-1 供試体および解析モデルの諸元一覧

断面寸法 (mm)	供試体(Model A)						Model B					
	柱		梁		隅角部		柱		梁		隅角部	
B_f t_f	450	9	450	12	450	12	450	8	450	9	450	9
B_w t_w	420	9	420	12	...	12	422	7	420	9	...	9
B_s t_s	73	73	73	9	73	9	37	8	37	8	37	8

※鋼材(SM490)引張試験結果…降伏強度437N/mm² (t=9mm), 364N/mm² (t=12mm)

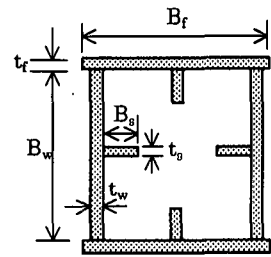


表-2 部材のパラメータ

パラメータ	供試体(Model A)	Model B
幅厚比パラメータ R_t	0.557(0.472)	0.575
細長比パラメータ λ	0.301(0.255)	0.264
補剛材剛比の パラメータ γ/γ^*	3.33	0.657
曲げ剛比 K_b/K_c	1.13	0.979

※曲げ剛比… K_b : 梁の曲げ剛度, K_c : 柱の曲げ剛度

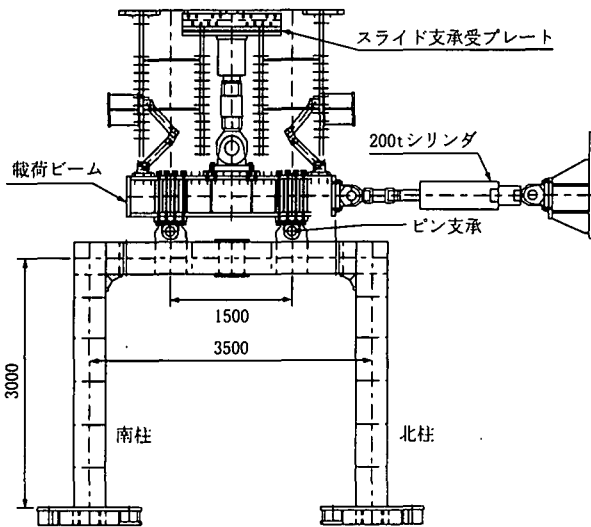


図-1 供試体および载荷装置の概略図

簡易解析モデルによる解析を行い、FEM解析結果と比較することより提案する耐震性能の評価法の妥当性について検討した。

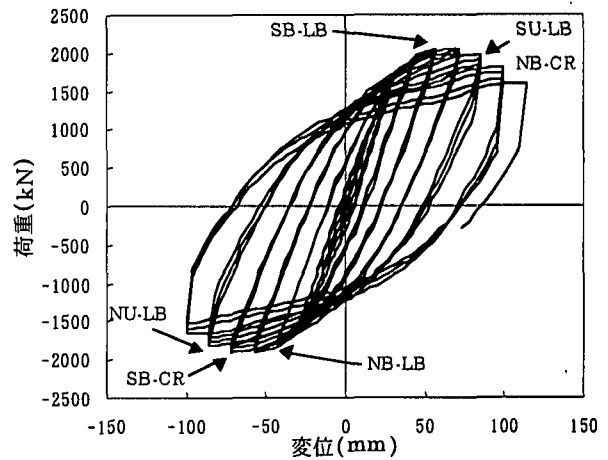
2. FEM解析による実験再現

2.1 実験の概要

ラーメン橋脚の交番载荷実験は2体について実施したが、ここでは、解析の対象とした供試体のみについて記述する。また、実験の内容については文献(2), (6)等に記述しているため、ここでは概要のみ記述する。

図-1に供試体および载荷装置の概略図を、表-1, 2に供試体諸元および部材のパラメータを示す。供試体は、実構造物の1/3程度スケールとし、補剛材剛比を大きくして、変形性能が比較的大きく得られるプロポーションとした。これは新設構造物を想定したものである。

また、隅角部は、柱と梁を直交させて内側にハンチプレートを取り付ける構造とした。これは、通常、鉄道の鋼ラーメン橋脚では隅角部にハンチを付ける構造を採用することが多いことによる。表-2の幅厚比パラメータ R_t と細長比パラメータ λ は柱部材についての値を示しており、鋼材の引張試験結果の降伏強度から、および()内は鋼材の基本強度(SM490の場合315N/mm²)¹⁾からそれぞれ算定した値を示している。パラメータの定義は新耐震標準による。なお、表-1, 2のModel AおよびModel Bは、後述する解析に用いたモデルを表している。



※記号の説明

- NB-LB: 北柱基部局部座屈発生, SB-LB: 南柱基部局部座屈発生
- NU-LB: 北柱上部局部座屈発生, SU-LB: 南柱上部局部座屈発生
- NB-CR: 北柱基部亀裂発生, SB-CR: 南柱基部亀裂発生

図-2 荷重-変位履歴曲線(実験結果)

载荷は、図-1に示すように、実構造物の桁の支承部を想定し2点でピン支持する载荷梁を取り付け、载荷梁に、鉛直方向には一定の鉛直荷重を作用させ、水平方向(面内方向)には1ステップ3サイクルの漸増型交番荷重を変位制御により载荷した。なお、鉛直荷重は、柱の全断面降伏軸力(鋼材の引張試験結果の降伏強度を用いて算定)に対する作用軸力の比、すなわち軸力比が5%となる荷重とした。

図-2に、载荷点における水平荷重-水平変位の履歴曲線を示す。図には、供試体の柱の主な損傷状況も記している。なお、ジャッキの押し側から開始し、南側の柱が先に圧縮側となる方向が正側である。実験上の降伏点は、2本の柱の上下端部の4箇所計測されたひずみのいずれかが、鋼材の引張試験結果の降伏ひずみに達した時点とした。最初に降伏に達したのは、圧縮側の南柱上部で

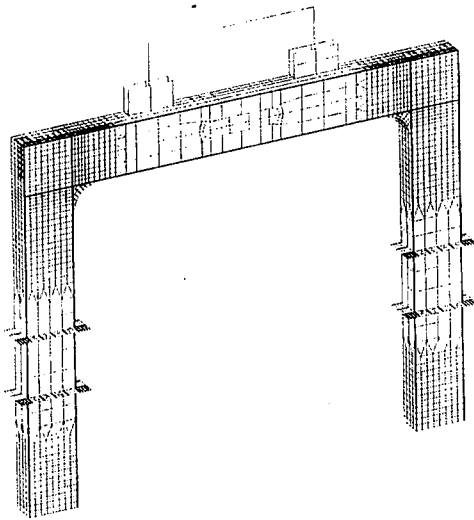


図-3 FEM解析モデル

表-3 FEM解析条件

解析モデル	水平方向荷重の鉛直面を対称面とした全体の1/2モデル
使用要素	4節点および3節点shell要素 3次元ソリッド要素, 3次元梁要素
積分点	面内1, 板厚方向5
剛性評価	ロッキングシエアの除去
応力評価点	積分点
$\sigma - \epsilon$ 曲線	鋼材の引張試験結果に基づくBi-linear型
降伏条件	Von Mises
硬化則	移動硬化則
幾何学的非線形	①ひずみ, 応力表示: Cauchyの応力 ②定式化: Updated Lagrangian
初期条件	初期不整, 残留応力なし

あり, その時の変位は14.3mmであった。

不静定構造物であるラーメン橋脚は, 片持柱供試体と比較して, 降伏点以後最大荷重に達するまでの荷重の増大が大きく, また最大荷重以後も荷重の低下は比較的緩やかであった。ただし, 本供試体のように柱部材より梁部材の耐力が大きい場合には, 部材の損傷と荷重-変位履歴の関係は, 片持柱供試体の交番荷重実験結果と同様の傾向を示していた。すなわち, 最大荷重時程度で柱に局部座屈が観察され, その後局部座屈の進展とともに荷重が低下する傾向は片持柱供試体と同様であった。

2.2 FEM解析の再現性の確認

上記の実験結果について, FEM解析を行い, その再現性について確認する。解析ツールとしては, 汎用構造解析ソフトABAQUSを用いた。

図-3にFEM解析モデルを示す。また, 解析条件を表-3に示す。解析モデルは, 供試体の対称性を考慮し全体の1/2モデルとした。ラーメン橋脚く体は, 隅角部のハンチ部に一部ソリッド要素を用いたが, 他は全てシェル要素

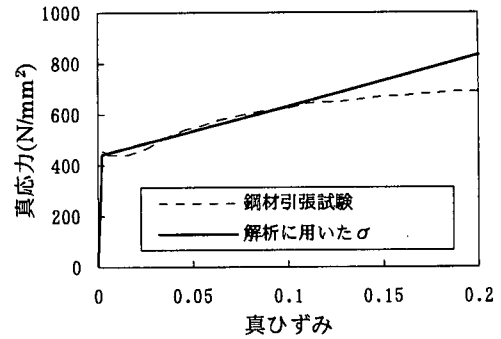


図-4 応力-ひずみ曲線

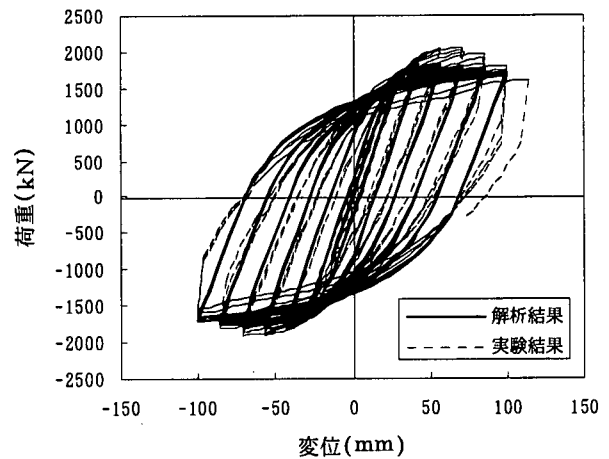


図-5 FEM解析結果 (実験結果再現)

でモデル化した。載荷部は, 載荷位置の影響を考慮して, 3次元梁要素によりモデル化した。実験結果より局部座屈が発生した柱上下端部, 局部的に高い応力を示したラーメン隅角部近傍については, メッシュ分割を細かくした。メッシュ分割の程度は, 事前に単柱式橋脚およびラーメン隅角部についてFEM解析を実施し, 所要の解析精度を確保できることを確認している。

鋼材の非線形特性は, 鋼材の引張試験結果の応力-ひずみ関係から, 下降伏点とひずみが10%となる点を結ぶバイリニア型に近似したモデルとした。図-4には, 柱のフランジおよびウェブに使用した鋼材の引張試験結果と解析に用いた真応力と真ひずみの関係を示す。なお, ひずみが10%となる点を通るように定めたのは, 実験では最大10%程度のひずみが生じていたこと, および, このように設定することにより, ひずみが10%となる点までは引張試験結果を比較的良く近似できることによる。

なお, 鋼材の構成則には, 主として鋼製橋脚の交番荷重実験等により検討が種々行われており, 精度の良いモデルが提案されている^{3), 9)}。また, 応力-ひずみ関係をバイリニアとし移動硬化則を用いた場合でも, 最大荷重程度までの範囲ではかなり精度良く算定することが可能であるといわれている⁹⁾。

新耐震標準では, 鋼部材は最大耐力の95%まで低下した時点を限界点と考えている。解析では, ピーク以降若干

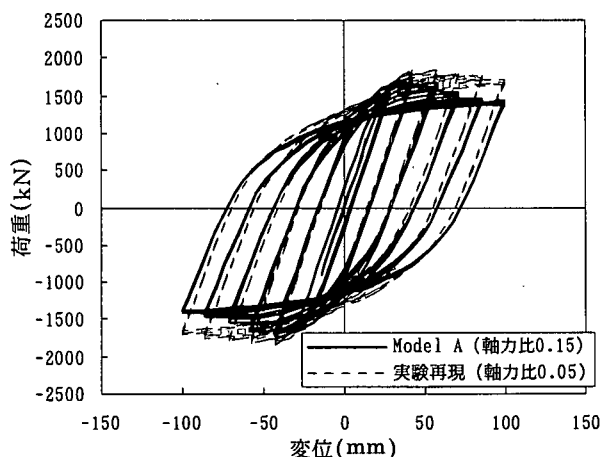


図-6 FEM解析結果
(軸力比の影響)

低下した時点までの精度を確保すればよいと考え、鋼材の構成則には移動硬化則を用いることとした。

荷重は、供試体の載荷梁を模擬した梁要素の中央の節点に、実験結果の繰返し変位を強制変位として作用させた。

図-5に、解析結果の荷重-変位の履歴曲線を実験結果と比較して示す。正側では最大荷重を若干過小評価しているものの、全体的な傾向は実験結果と良く一致している。さらに、文献9),10)には、単柱式橋脚の場合、荷重の低下域においては上記の構成則を用いたFEM解析結果は、実験結果より荷重を過大に評価する傾向にあることが述べられている。本解析結果では、最大荷重以後の剛性の低下は比較的小さい傾向は認められるものの、変位が大きい領域においても実験結果との相違は小さく、特に負側ではほぼ一致している。

また、柱の上下端部のみならず局部座屈が発生し、局部座屈の進展とともに荷重が低下していく傾向は実験結果と同様であった。

すなわち、上記の条件のFEM解析により、実験結果をほぼ妥当に再現できることが確認された。

3. FEM解析による検討

3.1 軸力の影響

単柱式橋脚の耐力および変形性能に影響を及ぼすパラメータとして、軸力比が挙げられる。ラーメン橋脚についても、同様に、柱の軸力比が耐震性能に影響を及ぼすものと推定される。実験における軸力比0.05は、既設の標準的な門型ラーメン橋脚においては、ほぼ下限値に相当する。

そこで、軸力比0.15に相当する鉛直荷重を作用させてFEM解析を実施し、軸力による影響について検討することとする。柱の軸力比0.15は、既設ラーメン橋脚では上限に近い値である。なお、解析モデルには供試体と同じ(表-1,2のModel A)のものを用い、荷重についても実験を再現した解析と同様とした。

図-6に、解析結果の荷重-変位履歴曲線を、実験を再

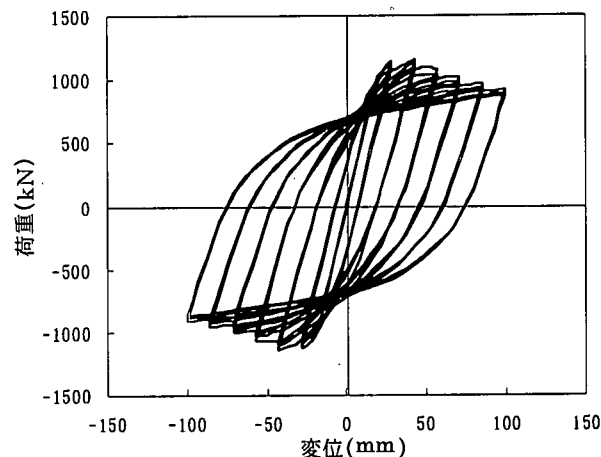


図-7 FEM解析結果 (Model B)

現した解析結果と比較して示す。図より、実験を再現した結果と比較して、最大荷重が若干低下し、またピークとなる点も早くなっている。さらに、ピーク以降の軸力剛性の低下が大きくなっている。これは、単柱式橋脚の場合と同様な傾向である。

3.2 部材のパラメータの影響

実験の供試体は、新設構造物を想定したものであり、変形性能が比較的期待できるプロポーションに設定したものである。ここでは、FEM解析により、既設構造物程度のプロポーションの場合の耐震性能について検討する。解析で対象とした構造物の諸元を表-1,2に示す(Model B)。これは、既設の標準的なラーメン橋脚を1/3程度に縮小した構造物である。実験供試体と比較して、幅厚比パラメータが若干大きく、特に補剛材剛比が小さくなっている。なお、鉛直荷重は、柱の軸力比が0.1となる荷重を作用させた。また、鋼材の応力-ひずみ関係には、供試体の板厚12mmの応力-ひずみ関係を用いることとした。荷重については、実験を再現した解析と同様とした。

図-7に、解析結果の荷重-変位履歴曲線を示す。単柱式橋脚では、薄肉構造になると耐力および変形性能が期待できなくなり、特に補剛材剛比が小さいと最大荷重以後耐力が急激に低下すると言われている¹⁾。図-7より、ピーク以降、荷重の低下が大きくなる傾向が認められる。なお、用いた構成則の特性上、荷重の低下域においては過大評価となっている可能性もあり、実際にはさらに急激に荷重が低下するものと推定される。

4. 簡易解析モデルによる耐震性能の評価

4.1 簡易解析モデルの概要

(1) 部材の損傷レベルおよび非線形特性の評価

新耐震標準では、構造物の耐震性能は部材の損傷レベル等と関連付けて評価される。部材の損傷レベルは、損傷度と補修の難易性を示す指標として導入したものであ

表-4 鋼部材の損傷レベル

部材の損傷レベル	部材の損傷状況の例	補修工法	荷重-変位関係の包絡線上の特性
1	無損傷	無補修	最外縁の降伏
2	局部座屈の発生	必要により局部座屈の修復	最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変位
3	局部座屈の進展	局部座屈の程度により補修	最大荷重の95%を維持する最大変位
4	局部座屈の進展、場合により亀裂発生	補修、場合により部材の取り替え	最大荷重の95%を維持する最大変位以降

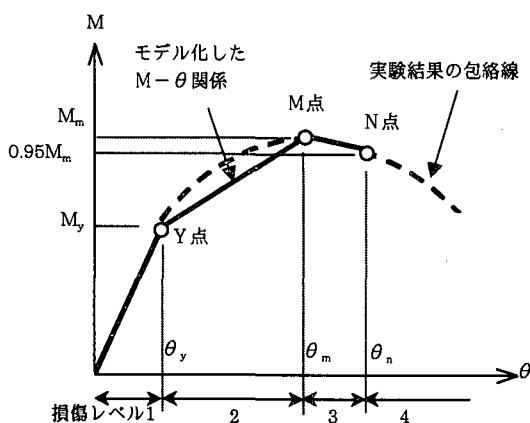


図-8 部材の損傷レベルとモデル化

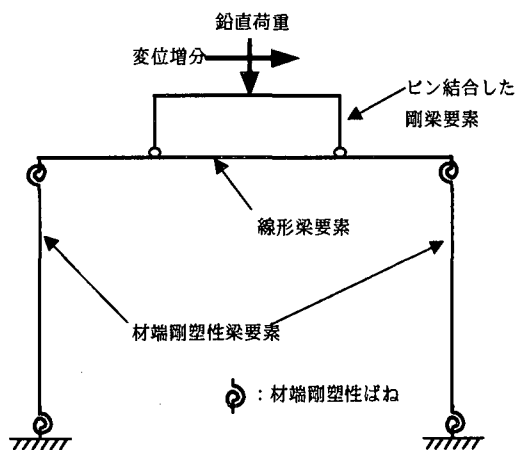


図-9 簡易解析モデル

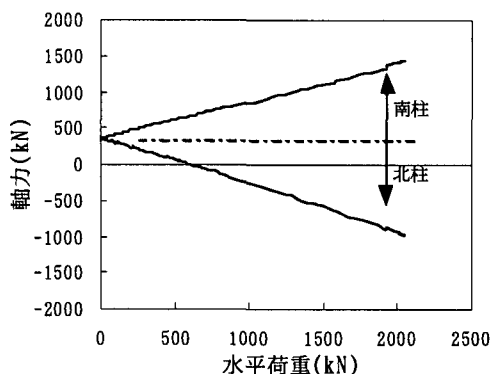


図-10 柱の推定軸力 (実験結果)

る。鋼部材の損傷レベルは、片持柱供試体の交番載荷実験結果における荷重-変位曲線の特性や供試体の損傷状況を勘案し、表-4および図-8のように4段階に区分することとした³⁾。

鋼部材の非線形特性は、図-8に示すように、トリリニア型のモデルで表現することができる。図中、Y点、M点およびN点は、それぞれ各損傷レベルの限界点に相当する。各点の算定方法は、文献8)に提案されている荷重-変位関係の推定式を参考に、曲げモーメントと部材角の関係（以下、M-θ関係）に変更した推定式により算定する。詳細については、新耐震標準および文献3)等を参考にされたい。

(2) 簡易解析モデル

解析モデルは、図-9に示すように、平面骨組モデルとした。このモデルを、本論文では、簡易解析モデルという。実験では、供試体の損傷は柱上下端部に集中し、そ

の他の箇所では外観上の損傷は認められなかったため、柱部材は材端剛塑性ばねを有する非線形梁要素、梁部材は線形要素でモデル化した。隅角部は、柱と梁の要素を剛結しており、剛域は設けていない。隅角部をこのようにモデル化することにより、実験結果の荷重-変位関係と初期剛性が一致することを確認している。

柱の非線形特性は、図-8に示すトリリニアモデルとするが、図-10のように実験では柱に作用する軸力が変動しており、その影響を考慮して曲げ耐力と軸力の相関（M-N相関）関係を設定した。なお、図-10は、正側ピーク時について、柱中央高さにおける軸方向ひずみから推定した軸力を示している。

荷重は、実験での載荷高さと合わせるために、図-9に示すように梁上に剛梁要素をフレーム形状にモデル化し、載荷梁に相当する要素の節点に作用させた。この節点に、一定の鉛直荷重を作用し、水平方向に変位増分させて解析を行った。

なお、実験結果については、上記の簡易解析モデルを用いることにより耐震性能をほぼ妥当に評価することを確認している^{2), 6)}。

4.2 軸力の影響

軸力の影響として、柱の軸力比0.15の場合について、FEM解析結果と比較することより、提案する評価法の妥当性について検証する。

表-5に、解析に用いた柱の非線形M-θ関係を示す (Model A)。この非線形特性は新耐震標準により算定

表-5 柱の損傷レベルと骨格曲線 (M- θ 関係)

		Model A	Model B
軸力比		0.15	0.1
損傷レベル 1 限界点	M_y (kN·m)	889	662
	θ_y (rad)	0.0041	0.0036
損傷レベル 2 限界点	M_m (kN·m)	1332	924
	θ_m (rad)	0.0167	0.0118
損傷レベル 3 限界点	M_n (kN·m)	1265	877
	θ_n (rad)	0.0210	0.0146

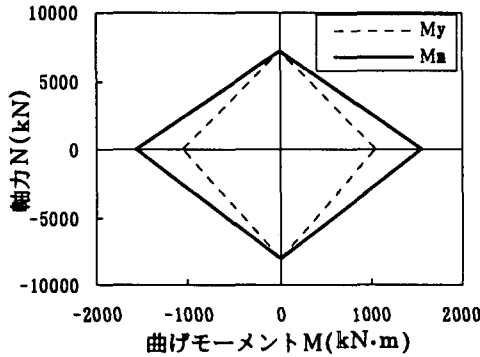


図-11 M-N相関 (Model A)

したものである。また、図-11に、解析で設定したM-N相関を示す。なお、新耐震標準に示す最大モーメント M_u の算定手法は軸力比0~0.3において適用可能であるが、ここでは、解析上、全軸力範囲において算定したM-N相関を設定している。

図-12に、解析結果の荷重-変位曲線を、FEM解析結果の荷重-変位包絡曲線と比較して示す。簡易解析モデルを用いた解析による荷重-変位曲線は、FEM解析結果と比較して、降伏点以後の剛性が小さく、また最大荷重点が遅く現れている。これは、部材の骨格曲線の影響によるものと考えられる。すなわち、図-8に示すように、実際のM- θ 関係は曲線形状となるが、それをトリリニア型の骨格曲線に近似しているために、降伏以後剛性が小さくなっているものと考えられる。

図-12において損傷レベル1,2,3限界点と記している点は、解析結果において柱部材のいずれかが最初に各損傷レベルの限界点に達した時点を示している。新耐震標準では、ラーメン橋脚の場合、部材の損傷レベルは、L1地震動に対しては損傷レベル1に、L2地震動に対しては損傷レベル3まで許容する。すなわち、図-12に示す損傷レベル3限界点が構造物の許容する最大変位の点とみなすことができる。

図-12の損傷レベル3限界点は圧縮側の柱上部において一番早く達したが、この点の変位は、FEM解析結果においては最大荷重を若干超えた点の変位に相当する。また、図-13には、FEM解析結果の 5δ (変位約70mmの点)における変形図を示している。図より、柱の上下端

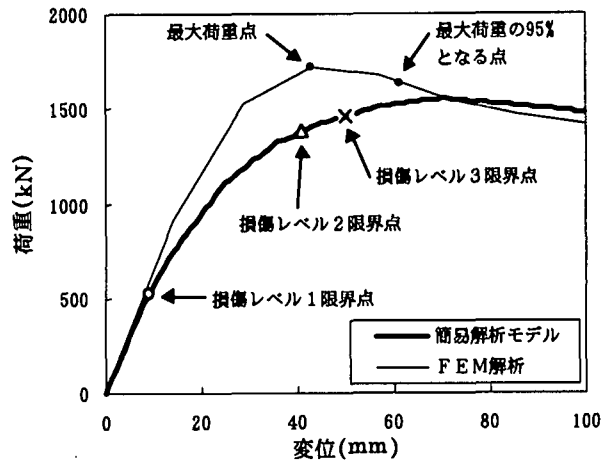


図-12 簡易解析モデルによる解析結果 (Model A (軸力比0.15))

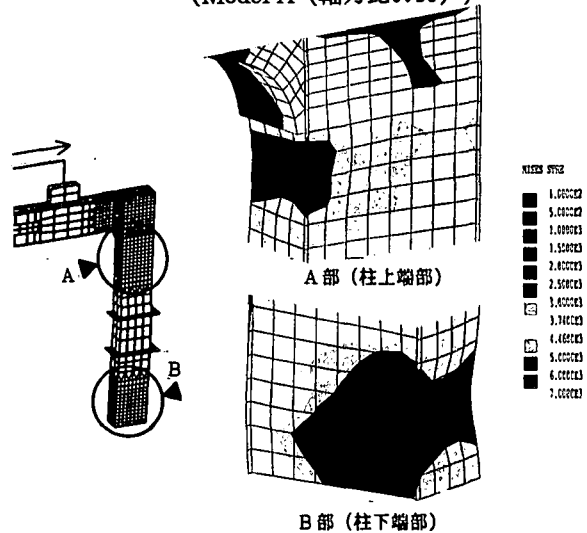


図-13 5δ 時 (変位70mm程度)の変形図および応力図 (Model AのFEM解析結果)

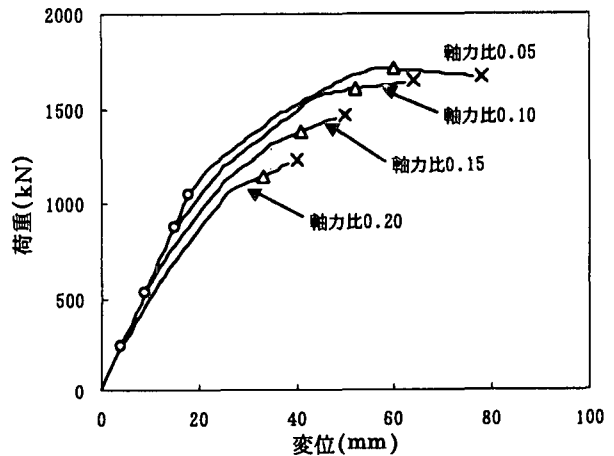


図-14 簡易解析モデルによる柱の軸力比の影響

部とも局部座屈がかなり進展している。

柱に作用する軸力が比較的高いラーメン橋脚では、最大荷重以後は局部座屈の進展とともに急激に荷重が低下するため、設計時に、最大荷重以後の荷重低下域まで考慮することは危険側の評価となる。このことを考慮する

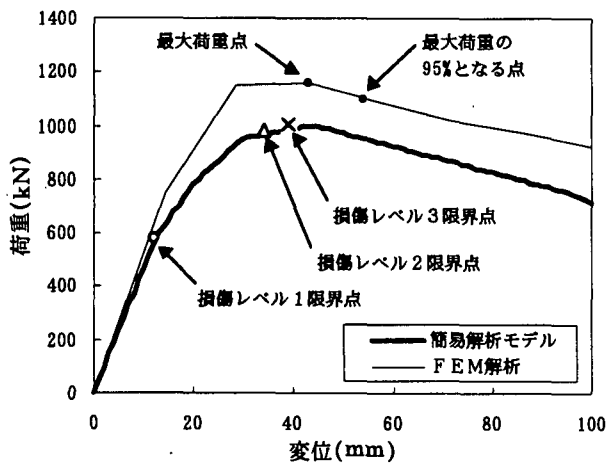


図-15 簡易解析モデルによる解析結果
(Model B (既設橋脚程度のプロポーシオン))

と、提案する評価手法は、荷重はやや過小評価となるものの、変位についてはほぼ妥当に評価しているものと考えられる。

対象とした構造物と同程度のプロポーシオンのラーメン橋脚については、実構造物で想定される軸力範囲において、提案する評価手法が適用できることがわかった。

図-14に、軸力の違いによる影響をみるために、軸力比0.05~0.20の4ケースについて、簡易解析モデルを用いた解析結果を示す。軸力が大きくなるにつれ、最大荷重が小さくなること、各損傷レベル限界点が小さくなること、さらに損傷レベル2限界点から損傷レベル3限界点までの変位が小さくなる傾向として認められる。既設のラーメン橋脚の軸力比はほとんど0.1以下であるが、軸力比が0.1を超えると降伏点がかかなり低下し、最大荷重点より前に損傷レベル3限界点に達している。

4.3 部材パラメータの影響

提案する評価手法の部材パラメータの影響について検討するため、FEM解析に用いたモデル(表-1,2のModel B)について、簡易解析モデルによる解析を実施した。解析に用いた柱の非線形M-θ関係は表-5に示している。なお、新耐震標準に示す算定方法は、補剛材剛比のパラメータは1.0以上を適用範囲としているため、対象とするモデルの柱部材には適用できないことになる。しかし、同程度のパラメータを有する片持柱供試体の交番載荷実験結果では、新耐震標準の算定方法により比較的精度良く損傷レベル限界点を算定できることを確認しており、ここでは適用できるものと考えられる。

図-15に、解析結果の荷重-変位曲線を、FEM解析結果の荷重-変位包絡曲線と比較して示す。簡易な解析モデルによる荷重-変位曲線は、FEM解析結果と比較して全体的に荷重が小さくなっている。これは、部材の最大荷重の算定のばらつきの影響や、部材の骨格曲線の

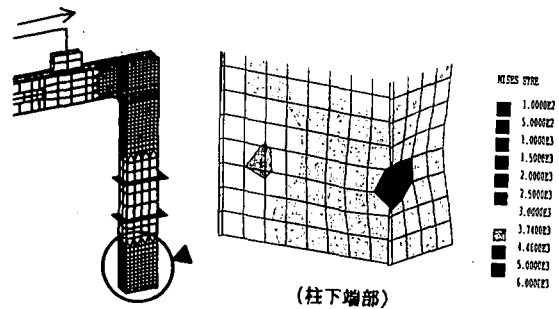


図-16 最大荷重時の変形図および応力図
(Model BのFEM解析結果)

形状の影響によるものと考えられる。

図-15には、各損傷レベル限界点を示しているが、損傷レベル3限界点は圧縮側の柱上部において一番早く達した。その直後に圧縮側の柱下部が損傷レベル3限界点に達した。図-15の損傷レベル3限界点は、FEM解析結果においてほぼ最大荷重点の変位に相当する。対象とした構造物の柱部材程度のプロポーシオンでは、軸力が高い場合と同様に、局部座屈の発生以後は急激に耐力が低下し、変形性能はあまり期待できない。このことから、簡易解析モデルによる解析結果はほぼ妥当な評価をしていると考えられる。

また、図-16には、FEM解析結果の最大荷重時における柱上下端部の変形図を示す。図より、柱下端部には局部座屈が認められる。なお、この時点では、柱上端部には顕著な変形は認められなかった。この損傷状況から部材の損傷レベルを推定すると、表-4より損傷レベル3程度と考えられ、簡易解析モデルによる評価はほぼ妥当なものであると考えられる。

以上より、提案する簡易解析モデルによる耐震性能の評価は、既設のラーメン橋脚程度のプロポーシオンの構造物についても、適用が可能であることがわかった。

ただし、全体的に荷重を過小に評価する傾向が現れており、設計上は安全側の評価と考えられるが、その原因については今後検討する必要がある。また、提案する評価手法は、構造物の1箇所が最初に損傷レベル3限界点に達した点を構造系の限界点と考えているため、不静定次数の高い構造物についてはかなり過小評価となることが予想される。今後、種々の構造形式についても検討する必要がある。

5. まとめ

鋼ラーメン橋脚供試体の交番載荷実験結果を基に、FEM解析および簡易解析モデルによる解析を行い、鋼ラーメン橋脚の耐震性能およびその評価法について検討

した。本論文での結論をまとめると以下ようになる。

- ① 本論文で示す FEM 解析手法により、鋼ラーメン橋脚の交番載荷実験を再現できることを確認した。
- ② FEM 解析結果より、ラーメン橋脚に作用する鉛直荷重を大きくすると、単柱式橋脚と同様に、最大荷重がやや小さくなり、特に最大荷重以後の荷重の低下が急激になる。
- ③ 簡易解析モデルを用いて耐震性能を評価する手法は、実構造物で想定される上限の軸力とした場合、FEM 解析結果と比較して、荷重はやや過小に評価する傾向にあるものの、変形はほぼ妥当に評価している。実構造物で想定される軸力範囲については、提案する評価手法が適用できることを確認した。
- ④ 同様に、既設橋脚程度のプロポーションとした場合についても、荷重は全体的に過小評価ではあるものの、変形はほぼ妥当に評価している。既設構造物の耐震性能の評価にも、提案する手法が適用できることを確認した。

今後は、さらに種々の構造形式について検討する必要がある。なお、本研究の一部は、運輸省からの国庫受託により実施したものである。

謝辞

一連の実験に際しては、名古屋大学宇佐美教授より様々なお助言を賜りました。また、FEM 解析に際しては関西設計株式会社構造計画部にお世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.10

- 2) 池田学，山田正人，市川篤司，安波博道，富永知徳，寺田昌弘：鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震設計法に関する検討，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.143-150,1998.11
- 3) 池田学，市川篤司，山田正人，平暁，安原真人：鋼部材の変形性能と復元力特性，鉄道総研報告，Vol.13, No.4, pp.53-58,1999.4
- 4) 池田学，山田正人，市川篤司，安原真人，寺田昌弘，安波博道：鉄道鋼製ラーメン橋脚隅角部の交番載荷試験，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，I-B107, pp.214-215,1998.10
- 5) 池田学，市川篤司，山田正人，安原真人：鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験，鉄道総研報告，Vol.13, No.4, pp.41-46,1999.4
- 6) 山田正人，市川篤司，池田学，安原真人：鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価実験，鉄道総研報告，Vol.13, No.4, pp.47-52,1999.4
- 7) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善，1992.10
- 8) 土木学会：鋼構造新技術小委員会 最終報告書（耐震設計研究），1996.5
- 9) 後藤芳顯，王慶雲，高橋宣男，小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則，土木学会論文集，No.591/I-43, pp.189-206,1998.4
- 10) 太田孝二，中村聖三，小林洋一，中川知和，水谷慎吾，野中哲也：鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性，橋梁と基礎，pp.33-39,1997.12

(1999年11月19日受付)

A STUDY ON SEISMIC DESIGN METHOD OF STEEL RIGID FRAME PIERS FOR RAILWAY

Manabu IKEDA, Masato YAMADA, Atsushi ICHIKAWA,
Hiromichi YASUNAMI, and Tomonori TOMINAGA

For the purpose of evaluating seismic resistance capacity of steel rigid frame piers for railway, we carried out cyclic loading tests of steel rigid frame pier models. In this study, we simulated the test results by FEM analysis at first. By FEM analysis, we investigated the influence of the axial force ratio and the section parameters of columns on the seismic resistance capacity of steel rigid frame piers. Moreover we investigated the simple analysis method of evaluating the seismic resistance capacity by compared with FEM analysis results. We have verified that it is possible to appropriately evaluate the seismic resistance capacity of steel rigid frame piers applied usual vertical load and existing railway steel structures by the simple analysis method introduced in this paper.