

鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震設計法に関する検討

池田 学 山田 正人* 市川 篤司* 安波 博道** 富永 知徳*** 寺田 昌弘****

*工修 (財) 鉄道総合技術研究所 橋梁担当 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

**工博 東京工業大学 土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山2-12-1)

***工修 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)

*****工修 新日本製鐵株式会社 鉄構海洋事業部 (〒229-1131 神奈川県相模原市西橋本5-9-1)

現在、鉄道では新しい耐震設計基準の制定作業を進めている。新しい耐震設計基準(案)では、設計地震動を入力して動的解析により得られる応答値が、設定した耐震性能を満足しているかどうかを照査する性能照査型の設計体系を目指している。この中で、構造物の耐震性能は、部材の損傷レベルと関連付けて評価される。鋼構造物に関しては、鋼製ラーメン構造物の耐震性能の照査方法について検討するため、単柱式橋脚、隅角部およびラーメン橋脚の模型供試体を用いた一連の実験を実施した。本論文では、ラーメン橋脚の実験(準静的交番載荷実験2体、ハイブリッド地震応答実験1体)を対象に、新しい耐震設計基準(案)による評価方法の妥当性について、簡易な解析モデルを用いて検討した結果を示す。解析モデルには、部材を軸力変動を考慮したバイリニアモデルでモデル化した多質点モデルを用いている。その結果、簡易な解析モデルにより、耐震性能および動的応答値を設計に適用可能な精度で評価できることが明らかとなった。

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

1. はじめに

現在、鉄道では新しい耐震設計基準(案)を作成している。この耐震設計基準では、まず構造物の目標とする耐震性能を設定し、設計地震動を入力して動的解析により得られる応答値が、あらかじめ設定した耐震性能以下に収まっているかどうかを照査する設計体系の構築を目指している。構造物の耐震性能は、構造物を構成する部材の損傷レベルと関連付けて評価される。部材の損傷レベルは、単柱の交番載荷実験結果を基に、損傷状況と補修工法の観点から4段階に区分する。

このような耐震設計法を目指すにあたり、鋼構造物に関しては、鉄道では単柱式の鋼製橋脚が非常に少なく、鋼ラーメン橋脚が採用されることが多いことから、鋼ラーメン橋脚に対しても適用できるようにすべく検討を行った。しかし、部材レベルでの実験や解析は多機関で実施されているが、構造系での実験はほとんど実施されていない。そのため、部材の損傷レベルと構造物の耐震性能の関連性について確認するデータはほとんどないのが現状である。

このようなことから、ラーメン橋脚を対象として一連のシリーズの実験を実施した(図-1)。まず、第1ステップとして、ラーメン橋脚の柱部材に着目し、その耐力および変形性能を確認することを目的に準静的交番載荷実験を実施した。第2ステップとして、隅角部に着目し、主に隅角部の耐力評価を目的として準静的交番載荷実験を実施した。さらに、第3ステップとして、構造全

体系に着目し、ラーメン橋脚の模型供試体を用いて、面内方向に載荷する、準静的交番載荷実験(2体)および地震波を入力したハイブリッド地震応答実験(1体)を実施した。

本論文では、最初に新しい耐震設計基準(案)における鋼構造物の耐震性能の評価方法について紹介し、次に、ラーメン橋脚の模型供試体を用いた実験を対象に、その耐震性能の評価方法の妥当性について検討した結果を述べる。

2. 新しい耐震設計基準(案)における鋼構造物の耐震性能の評価方法

2.1 構造物の耐震性能と部材の損傷レベル

新しい耐震設計基準(案)では、構造物が定められた耐震性能を満足することを照査する設計法を目指している。構造物の耐震性能は、以下の3段階に区分される。

耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持できる。

耐震性能Ⅱ：適度な補修を必要とするが、地震後に機能が短時間で回復できる。

耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

これらの耐震性能は、構造物の構成要素である部材の損傷レベルと関連付けて評価される。鋼部材の損傷レベルについては、鋼製柱部材の交番載荷実験結果を基に、表-1に示すように損傷状況と補修工法の観点から4段階に区分している。

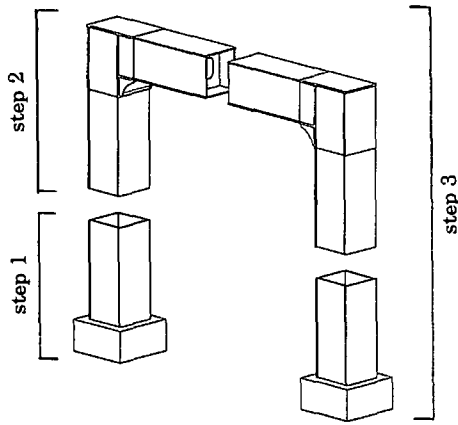


図-1 実験シリーズ

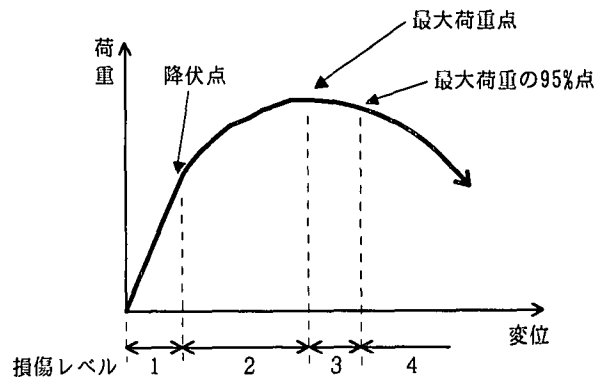


図-2 荷重-変位包絡線と損傷レベルの関係

表-1 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	ほぼ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	局部座屈の進展または亀裂発生	補修または部材の取り替え	最大荷重の95%を維持する最大変位以降

ラーメン橋脚の場合、耐震性能Ⅰは部材の損傷レベルが1以下、耐震性能Ⅱ、Ⅲについては部材の損傷レベルは2または3まで許容することになっている。

2.2 部材の各損傷レベルの限界点の算定方法

鋼部材の各損傷レベルの限界点は、表-1に基づき、単柱の荷重-変位の包絡線において図-2のように定める。損傷レベル3の限界点は宇佐美等の提案¹⁾⁻⁵⁾に基づき、最大荷重の95%まで降下した点とした。交番載荷実験では、この段階では局部座屈が観察されており、これ以降には部材のプロポーシオンによっては局部座屈の進展に伴い耐力が急激に低下する可能性がある。一般的には、3回づつ繰り返す交番載荷実験は、実際の地震と比較すると大変位での繰り返し数が多く厳しい載荷状態であるため、図-2に示した損傷レベルは安全側に評価するものと考えられる。

各損傷レベルの限界点は、宇佐美等により提案されている手法¹⁾⁻³⁾を基に以下の式より算定する。ここでは、一例として補剛断面の場合の評価手法について示す。

①損傷レベル1限界点(降伏点)

荷重 H_y : 次式のうち小さい値とする。

$$H_y = 117 \frac{M_{y0}}{h} \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \left(1 - \frac{P}{P_u}\right)$$

$$H_y = \frac{M_{y0}}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)$$

$$\text{変位 } \delta_y : \delta_y = \left(1 + \frac{3EI}{GA_w h^2}\right) \cdot \frac{H_y \cdot \delta_{y0}}{H_{y0}}$$

②損傷レベル2限界点(最大荷重点)

$$\text{荷重 } H_m : \frac{H_m}{H_y} = 0.0723 \cdot (R_r \cdot \bar{\lambda})^{-1.0} + 1.17$$

$$\text{変位 } \delta_m : \frac{\delta_m}{\delta_y} = 0.00759 \cdot (R_r \cdot \sqrt{\bar{\lambda}})^{-3.5} + 2.59$$

③損傷レベル3限界点(最大荷重の95%点, 終局点)

$$\text{荷重 } H_n : H_n = 0.95 H_m$$

変位 δ_n :

$$\frac{\delta_n}{\delta_y} = 0.0144 \cdot \left\{ (1 + P/P_y) R_r \cdot \sqrt{\bar{\lambda}} \right\}^{-3.5} + 4.52$$

○適用範囲

$$0.3 \leq R_r \leq 0.7, \quad 0.21 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$$

$$0.0 \leq P/P_y \leq 0.2, \quad \gamma/\gamma^* \geq 3.0$$

ここに、

M_{y0} : 水平力のみ作用した時の降伏モーメント

P_u : 中心軸圧縮柱強度

P : 作用軸力, P_y : 全断面降伏軸力

P_E : 片持ち柱のオイラー座屈荷重

H_{y0} : 水平力のみ作用した場合の降伏荷重

δ_{y0} : H_{y0} に対応する水平変位

A_w : ウェブの断面積 h : 部材長

R_r : 補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ

$$\left(R_r = \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot k}} \right)$$

k : 座屈係数で、補剛断面の場合 $k = 4\pi^2$

$$\bar{\lambda} : \text{細長比パラメータ } (\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{l}{r})$$

$$\gamma : \text{縦方向補剛材と板の剛比 } (\gamma = \frac{I_s}{b \cdot t^3 / 11})$$

γ^* : 線形座屈理論から求められる最適剛比

上記の式は、文献^{1)~3)}に掲載されている単柱の交番載荷実験結果に、本実験シリーズで実施した単柱の交番載荷実験結果を追加し、さらに偏心軸力による付加モーメントの影響(P-Δ効果)を考慮して整理し直したものである。偏心軸力の影響の補正は、部材の非線形性を部材端部のM-θあるいはM-φで表すために行ったものである。また、部材長hは、ラーメン橋脚の場合、厳密には部材端部から反曲点までの長さとするのが理想であるが、反曲点が作用荷重により変動し長さを特定できないため、ここでは柱長の1/2を部材長hと考えることにしている。

なお、新しい耐震設計基準(案)では、鋼構造物は、局部座屈発生以降も急激な耐力低下が起こらず、十分な変形性能が期待できるように、部材のパラメータを以下

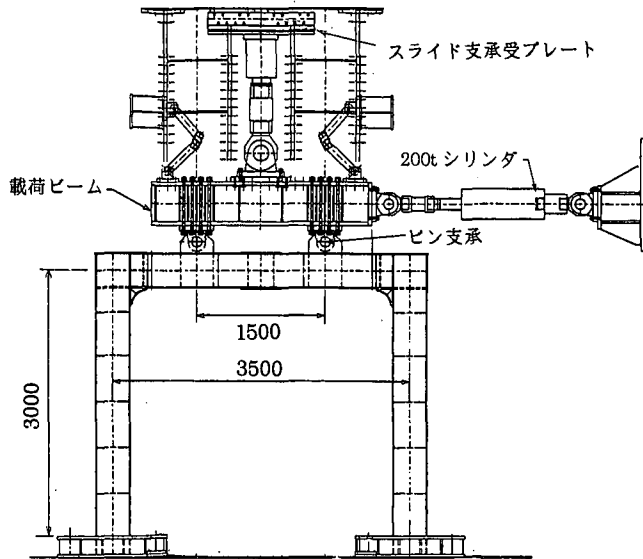


図-3 供試体および荷装置の概略図

の範囲以内に収めることにした。

$$R_r \leq 0.5, \bar{\lambda} \leq 0.5, \gamma / \gamma^* \geq 3$$

2.3 応答値の算定および耐震性能の照査

新しい耐震設計基準(案)では、地震時の応答値の算定および構造物の耐震性能の照査を以下のように行う。

- ① 柱・梁部材を線材に置き換えたモデルにより、ブッシュオーバー解析を行う。このとき、鋼部材の非線形情報は、後述するバイリニアモデル等の簡易なモデルにより与える。
- ② ①で用いた解析モデルまたは①の結果を基に置換した簡易なモデルにより動的応答解析を行い、構造系としての応答値を算定する。
- ③ ①と②の結果より、動的解析での最大応答時における各部材の損傷レベルを求め、構造系としての耐震性能を照査する。

3. ラーメン橋脚供試体の準静的交番載荷実験

3.1 実験の概要

供試体諸元の一覧を表-2に、供試体および荷装置の概略図を図-3に示す。ここでは、ハイブリッド地震応答実験に用いた供試体も併せて示している。供試体は実構造物の1/3程度のスケールを想定し、変形性能が比較的大きく得られるパラメータ範囲に収まるプロポーションとした。供試体R-1では補剛材剛比を大きくし、供試体R-2では無補剛で厚肉な断面とした。供試体R-3は供試体R-1と同一形状の供試体で、ハイブリッド地震応答実験に用いている。

梁部材は、実際の鉄道鋼ラーメン橋脚では柱部材より剛性が大きいことを考慮して、供試体は梁部材が先行して降伏しないように柱部材より板厚を大きくした。

また、隅角部は、全供試体とも柱と梁を直交させ内側にR=200mmのハンチプレートを取り付ける構造とした。これは、通常、鉄道の構造物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。隅角部の板厚は、隅角部の交番載荷実験の検討結果⁶⁾より、柱部材の降伏耐力を基にせん断遅れを考慮せずに平均応力で算定される板厚とした。

表-2 供試体諸元一覧

供試体	柱断面			梁断面			隅角部
	Bf×tf	Bw×tw	Bs×ts	Bf×tf	Bw×tw	Bs×ts	tf/tw
R-1	450×9	420×9	73×9	450×12	420×12	73×9	12/12
R-2	410×12	380×12	...	410×16	380×16	...	16/16
R-3	450×9	420×9	73×9	450×12	420×12	73×9	12/12

供試体	柱部材のパラメータ			曲げ剛比 Kb/Kc	荷方法
	R _r	$\bar{\lambda}$	γ / γ^*		
R-1	0.557(0.472)	0.301(0.255)	3.33	1.13	準静的交番載荷
R-2	0.670(0.619)	0.290(0.269)	...	1.16	準静的交番載荷
R-3	0.557(0.472)	0.301(0.255)	3.33	1.13	ハイブリッド地震応答

※曲げ剛比...Kb: 梁の曲げ剛度、Kc: 柱の曲げ剛度

鋼材(SM490)引張試験結果...t=9mm: 降伏点437MPa、t=12mm: 降伏点364MPa

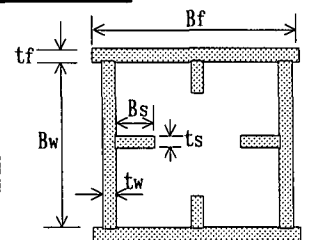
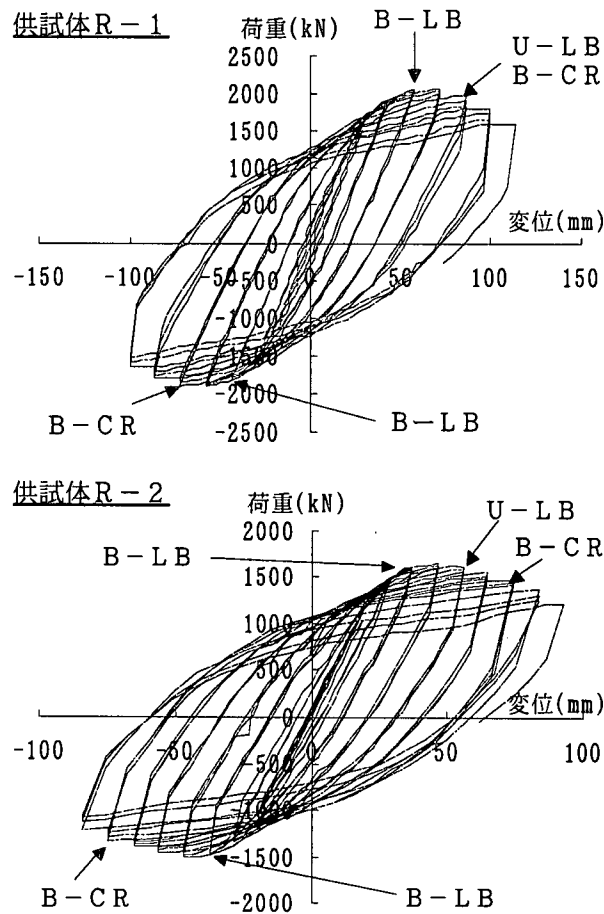


表-2の幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は、鋼材の引張試験から得られた降伏強度から、また()内は鋼材の基本強度(SM490, 315MPa)⁷⁾からそれぞれ算定した値を示している。補剛断面の供試体R-1およびR-3は、鋼材の引張試験から得られた降伏強度が鋼材の基本強度よりかなり高かったため、幅厚比パラメータ R_f は0.5を超えた値となっている。

載荷は、図-3に示すように、実構造物の桁の支承部を想定し2点でピン支持する載荷梁を取り付け、載荷梁に、鉛直方向には一定の軸力(柱の軸力比0.05)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載荷した。なお、柱の軸力比は、鋼材の引張試験から得られた降伏強度を基に算定している。

3.2 実験結果

図-4には、準静的交番載荷実験での載荷梁中央点における荷重-変位履歴曲線を示す。図には、供試体の柱の主な損傷状況を記している。3 δ_y でほぼ最大荷重程度



※記号の説明

- B-LB : 柱基部局部座屈発生
- B-CR : 柱基部亀裂発生
- U-LB : 柱上部局部座屈発生

図-4 交番載荷試験結果

となり、柱基部にわずかな局部座屈が発生し、以降その局部座屈が進展し、最大荷重をやや下回る5 δ_y 程度に柱上部にも局部座屈が観察された。この時点で、供試体R-1は、柱基部のベースプレートとの溶接部に亀裂が認められたが、その後も急激な耐力低下は認められなかった。また、供試体R-2は、最大荷重以降かなり変形が進んだ7 δ_y で、柱基部の角部の局部座屈部分に亀裂が発生した。なお、損傷は柱部材に集中し、載荷最終段階まで梁や隅角部には外観上の損傷は認められなかった。

4. 簡易なモデルを用いた耐震性能の評価

4.1 部材のモデル化の検討

構造解析の際の部材のモデルについて検討した。設計に用いる解析モデルは、所要の精度を確保しつつ極力簡易なものが望ましい。本論文では、柱および梁を線材として表し、その復元力特性に主としてバイリニアモデルを用いる手法について検討した。

最初に、単柱の交番載荷実験結果を基に、履歴吸収エネルギー量が実験結果と等価となるバイリニアモデルについて検討した。その結果、図-5に示すように、折れ点を降伏点の1.3倍に延長した点とし、その点からは損傷レベル3の限界点(最大荷重の95%を維持する最大変形点)を指向するモデルにより、履歴吸収エネルギー量が概ね等価となった。結果の一例として、無補剛断面の単柱の交番載荷実験結果とバイリニアモデルの比較を図-6に示す。図には、累積履歴吸収エネルギー量の比較も示している。

図-7は、ラーメン橋脚の交番載荷実験結果と、部材を上記のバイリニアモデルでモデル化して交番載荷したラーメン構造に関する解析結果の比較を示したものである。また、図-8に累積履歴吸収エネルギー量の比較を示す。解析モデルを図-9に示す。このモデルでは、柱部材は、材端剛塑性バネ要素を模擬して、端部に非線形要素を設けている。非線形要素は、折れ点の耐力と軸力の相関曲線を設定することにより、軸力変動を考慮した。

図-7, 8より、バイリニアモデルでは、モデルの特

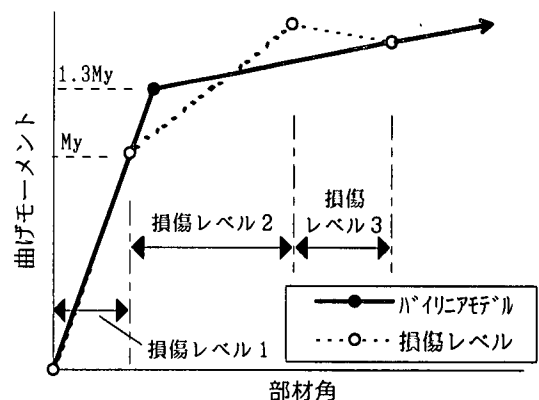


図-5 部材の損傷レベルとバイリニアモデル(曲げモーメントと部材角の関係)

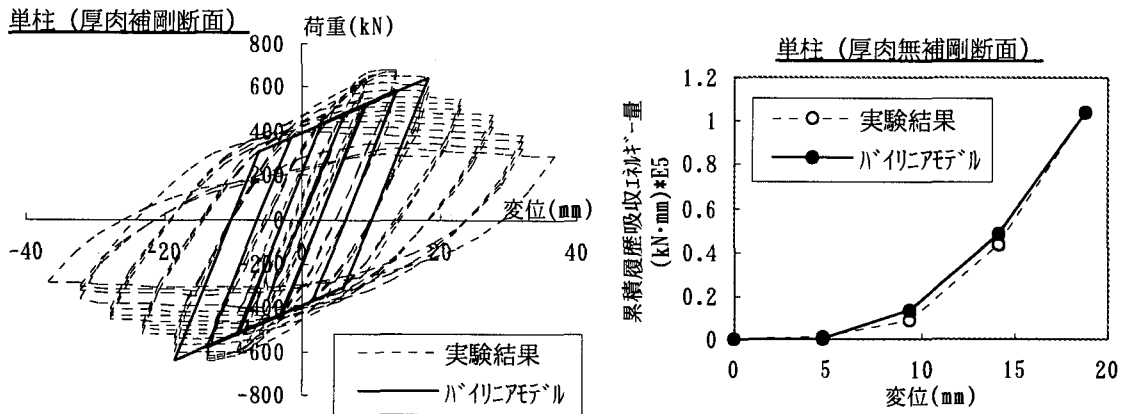


図-6 単柱の交番載荷試験結果とハイニアモデルとの比較（厚肉無補剛断面の供試体の例）

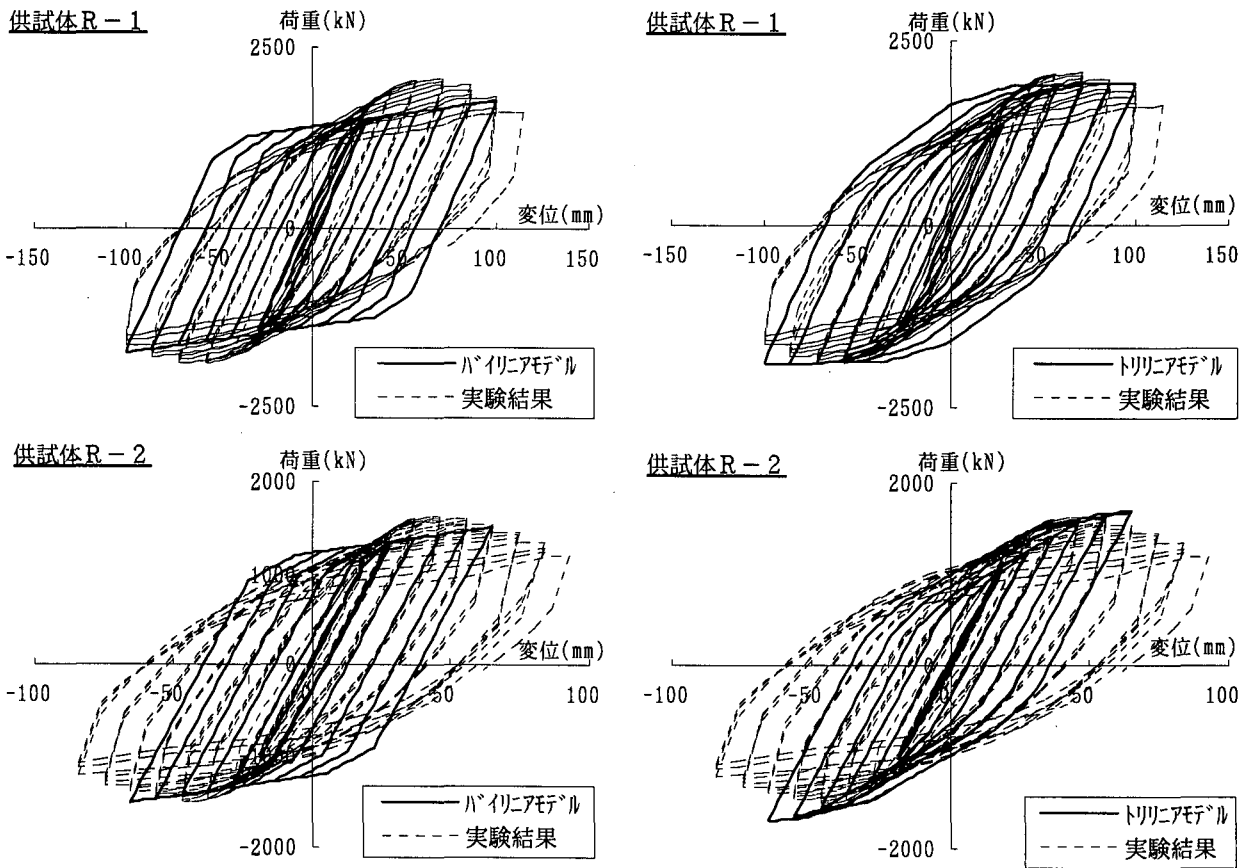


図-7 簡易モデルによる解析結果と実験結果との比較（上側：供試体 R-1，下側：供試体 R-2）

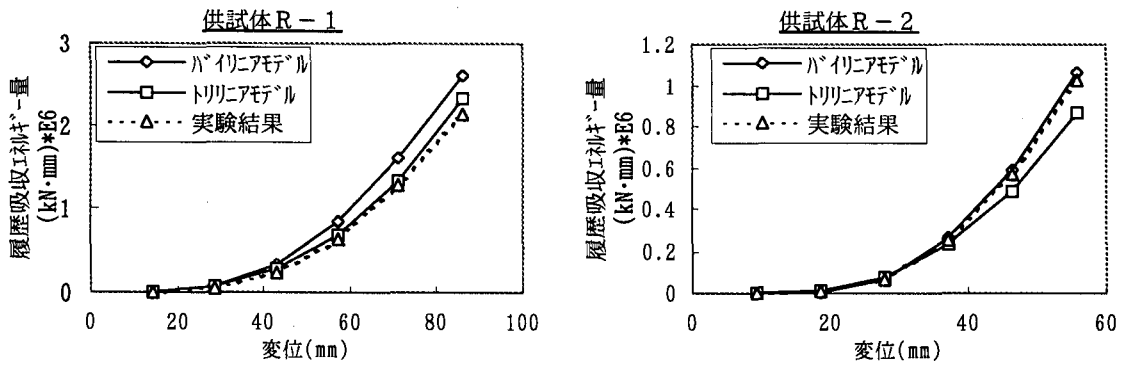


図-8 累積履歴吸収エネルギー量の比較

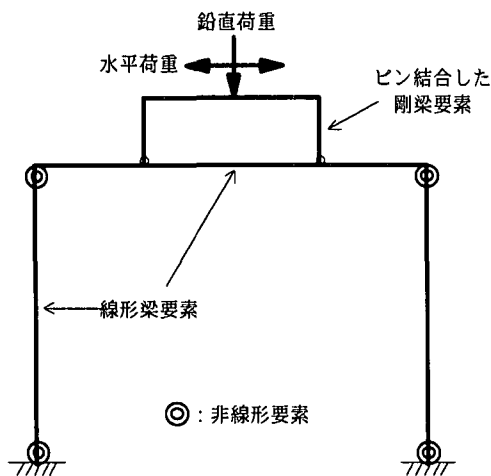


図-9 解析モデルの概略図

性上最大耐力を評価することはできないこと、履歴吸収エネルギーに関しては、供試体R-1では多少大きくなるものの、供試体R-2ではほぼ等価となっていることがわかる。

なお、図-7, 8には部材を簡易なモデルとしてトリリニアモデルでモデル化した時の結果も示している。トリリニアモデルのスケルトンカーブは、第1折れ点は降伏点に、第2折れ点は最大耐力の95%と最大耐力時の部材角となる点、第2折れ点からは微小な勾配に設定した。ただし、このモデルでは、解析ツールの制約上から軸力変動を考慮していない。そのため耐力が多少大きくなるが、履歴特性は、バイリニアモデルより忠実に表現できるものと考えられる。

4.2 プッシュオーバー解析と実験値の比較

図-10は、図-9に示すモデル(部材の非線形性はバイリニアモデル)を用いてプッシュオーバー解析を行った結果を実験結果の包絡線(正側荷重)と比較して示したものである。図において、解析結果で損傷レベル1, 2, 3限界点と記している点は、柱部材のいずれかが各損傷レベルの限界点に達した時点を示している。また、包絡線上には、正負関係なく最も早く現れた損傷を記している。

実験および解析の結果を比較すると、以下の傾向が認められる。

- ①実験での降伏(柱の計測されたひずみのいずれかが鋼材の引張試験結果から得られた降伏ひずみに達した時点をも、実験での降伏と定義した。)は、計算上の降伏(損傷レベル1限界点)に比べて小さく、また、やや早く現れている。ただし、この付近では供試体は無損傷であった。
- ②計算上の損傷レベル2限界点は、実験で局部座屈が発生した点とほぼ一致している。実験ではそれ以降に最大荷重に達した。なお、荷重は実験結果に比べてかなり小さいが、これは、解析では部材を図-5に示すようなバイリニアモデルにモデル化したため

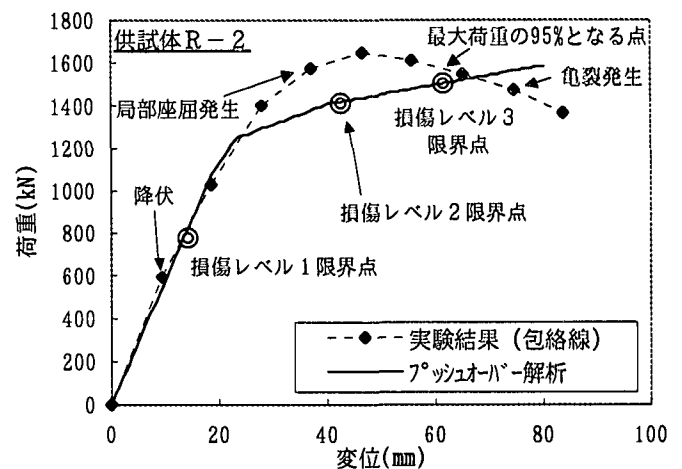
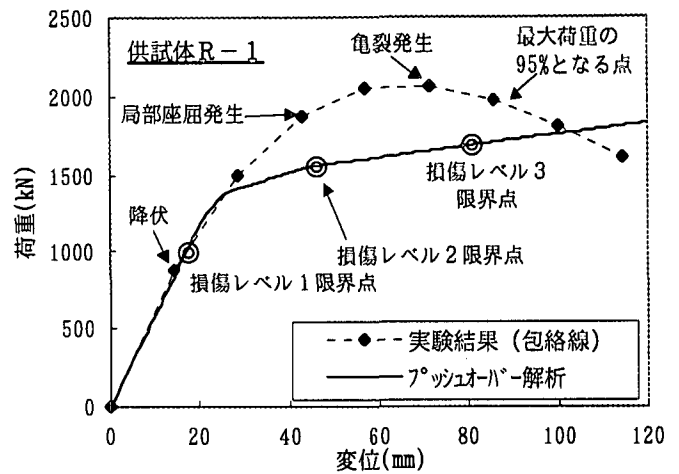


図-10 プッシュオーバー解析結果
(上側: 供試体R-1, 下側: 供試体R-2)

である。

- ③計算上の損傷レベル3限界点は、実験では、両供試体とも柱の局部座屈が多少進展していた。変位に関しては、最大荷重に達して以降柱部材と同様95%程度に低下する点にほぼ一致する。荷重に関しては、実験結果の方が少し大きい。

以上のように、部材を単柱の交番荷重実験結果を基にバイリニアモデルでモデル化したプッシュオーバー解析結果は、実験結果での供試体の損傷状況および損傷が現れる変位と比較的よく一致する。このようなことから、本実験のように柱に比べて梁の耐力が大きい構造のラーメン橋脚では、ここで示した簡易なモデルを用いて動的応答解析を行い応答変位を求めれば、部材の損傷レベルがある程度の精度で予測でき、構造物の耐震性能を照査することが可能となると考えられる。

5. 地震波入力による応答値の評価

ラーメン橋脚のハイブリッド地震応答実験の結果を用いて、地震波入力による応答値の算定結果およびそれに対する評価を行った。

5.1 ハイブリッド地震応答実験

ハイブリッド地震応答実験に用いた供試体は、交番載荷実験に用いた補剛断面の供試体と同一形状の供試体 (R-3) である (表-2)。鉛直荷重は、実構造物で想定される柱の軸力比0.1となるように載荷した。応答計算は、ラーメン橋脚を等価な質量を持つ1質点モデルにモデル化して行った。等価な質量は、柱の軸力比0.1の条件から定まる上部工重量とラーメン橋脚駆体重量の0.4倍を足し合わせた重量を等価重量⁸⁾とし、これを質量に換算した。実構造物と供試体の相似比Sは3とした。また、時間刻みは地震波の時間刻みと同様に0.01(sec)とし、減衰定数は5%とした。なお、本論文では以後実構造物レベルの値 (供試体の結果に相似比を考慮した値) で示す。

5.2 地震波入力結果に対する評価

新しい耐震設計基準 (案) では2段階の地震波に対して照査を行うこととなっており、本実験では、その考えに基づき以下のように地震波を入力した。

(1) L1地震動入力に対する検討

L1地震動は、新しい耐震設計基準 (案) では、「構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動」と定義されている。

本実験では、新しい耐震設計基準 (案) の設計地震動が確定していなかったため、L1地震動としてはやや大きめであるが、兵庫県南部地震以後これまで暫定的にL2地震用に用いていた地震波形 (G2b波)⁸⁾ (図-11) の最大加速度を300galに縮小した地震波を入力した。

新しい耐震設計基準 (案) では、L1地震動に対する照査は、部材が損傷レベル1限界点、すなわち降伏点以下に収まっていることを照査することにより行う。図-12に、L1地震動を入力した結果の時刻歴応答変位波形を示す。

入力地震動がやや大きめであったため、損傷レベル1限界点 (降伏点) 変位を若干超えている。しかし、載荷終了時にも外観上の損傷は認められなかった。

(2) L2地震動入力に対する検討

L2地震動は「構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低い非常に強い地震動」と定義されている。

本実験ではG2b波を入力した。なお、G2b波は、新しい耐震設計基準 (案) の設計地震動と比較してやや大きめの地震波である。新しい基準では、L2地震動に対する照査は、あらかじめ設定される構造物の耐震性能 (耐震性能IIまたはIII) 以内に収まっているかどうか照査することにより行う。ここでは、柱部材の損傷レベルが損傷レベル3限界点となる変位以下に収まっているかどうかについて着目

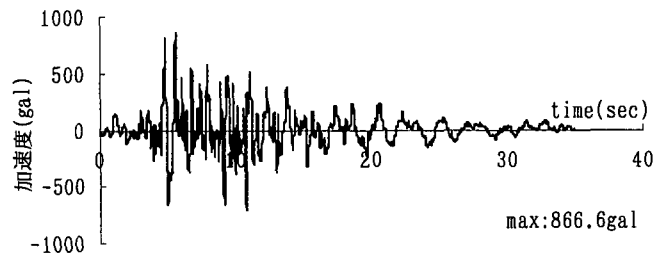


図-11 入力地震波 (G2b波)

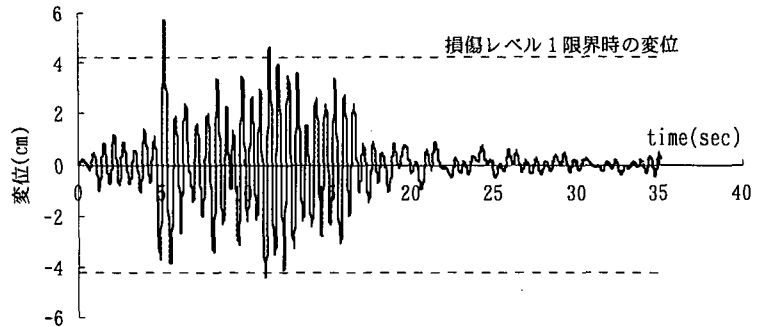


図-12 G2b縮小波 (最大加速度300gal) 入力による時刻歴応答変位波形

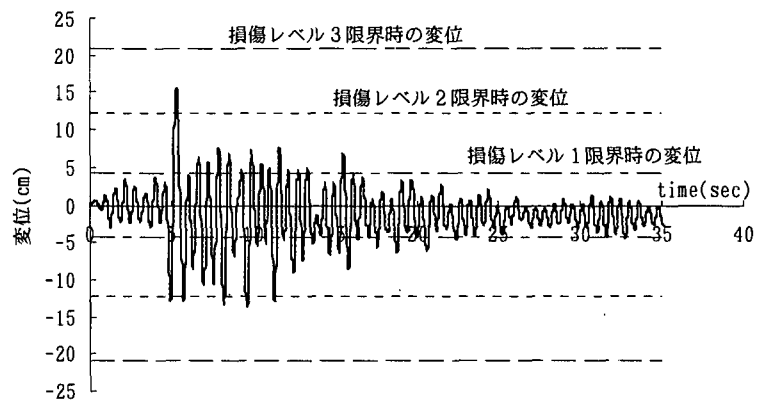


図-13 G2b波入力による時刻歴応答変位波形

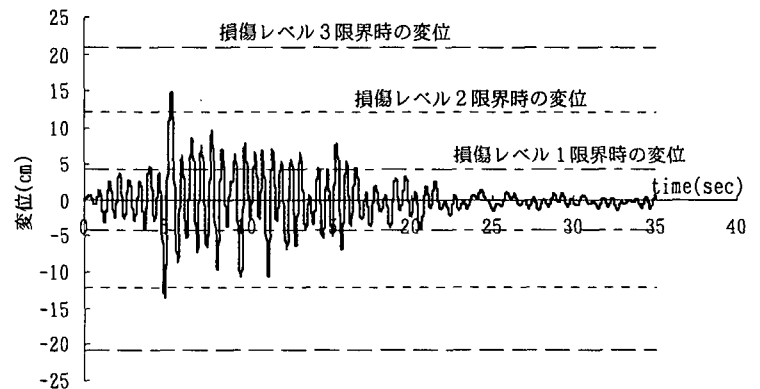


図-14 G2b波入力による時刻歴応答変位波形 (解析結果)

した。

実験の結果得られた時刻歴応答変位波形を図-13に示す。図-13には、プッシュオーバー解析の結果から得られる各損傷レベルの限界点に達する変位も示している。

図-13より、最大応答変位は損傷レベル2限界点における変位を超えてはいるが、損傷レベル3限界点の変位には達していないことがわかる。このことから、入力地震動(G2b波)に対して、部材は損傷レベル3以下に収まっているものと考えられる。供試体の損傷状況についても、波形がピークとなる時点で僅かな局部座屈が認められたが、載荷終了時においてもほとんど進展していなかった。本実験ではひずみ速度の影響を考慮していないこと、また基礎構造物や地盤の影響を考慮していないこと等を考慮すると、必ずしも本実験結果のみで実構造物を評価できるものではないが、用いた供試体と同程度のプロポーションの構造物であれば、兵庫県南部地震規模の地震動に対しても損傷は小さく、優れた耐震性能を有しているもの考えられる。

また、解析の結果得られた時刻歴応答変位波形を図-14に示す。解析モデルは、ブッシュオーバー解析に用いたモデルと同様、部材の非線形情報を軸力変動を考慮したバイリニアモデルで与えた多質点モデルを用いている。図-14よりバイリニアモデルでも、比較的精度良く実験結果を再現できることがわかる。

6. まとめ

鋼ラーメン橋脚を対象として、実構造物の1/3程度のスケールの供試体での実験結果および簡易解析モデルによる解析結果により、鉄道構造物の新しい耐震設計基準(案)に基づいた耐震性能の評価を行った。本論文での結論をまとめると以下ようになる。

- ① 鉄道構造物の新しい耐震設計基準(案)における鋼構造物の耐震性能と部材の損傷レベルの関係、および損傷レベルの評価方法について紹介した。
- ② 本実験で用いた供試体のように柱より梁の耐力が大きい構造のラーメン橋脚では、部材のモデルをバイリニアモデルとした簡易なモデルによるブッシュオーバー解析は、部材のモデル化の特性上荷重を過小評価するが、交番載荷実験での供試体の損傷状況および損傷が現れる変位をある程度の精度で評価することが可能である。
- ③ 本実験に用いた供試体と同程度のパラメータを有する鋼構造物であれば、兵庫県南部地震規模の地震動に対

しても、損傷は小さく、十分な耐震性能が期待できる。ブッシュオーバー解析の結果と比較しても、部材の損傷レベルは3以下に収まっている。

- ④ 本論文で示した簡易なモデルを用いて時刻歴応答解析を行った結果、設計に用いるに問題のない精度で実験結果をシミュレートできる。

今後は、実験結果をより精査するとともに、トリリニアモデル等の解析モデルに関しても検討していく予定である。また、一連の実験シリーズの詳細な結果については、別途報告する予定である。

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、名古屋大学宇佐美教授より様々なご助言を賜り、また、貴重なデータを提供して頂いた。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 鈴木森晶, 宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究, 1997.3
- 3) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, pp.30-36, 1997.6
- 4) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp99-108, 1995.1
- 5) 鈴木森晶, 宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.115-125, 1995.7
- 6) 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の隅角部の交番載荷試験, 土木学会第53回年次講演会, 1998.10
- 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) 鉄道総合技術研究所編：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料, 共進, 1996.3

(1998年8月17日受付)

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

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

For the purpose of evaluating seismic resistance capacity of steel rigid frame piers for railway, a series of experiments of steel pier, column-beam connection and rigid frame pier models were carried out. In this paper, we introduce a evaluating method of seismic resistance capacity of steel structures in a new seismic design code for railway, describe the result of cyclic loading tests and pseudo-dynamic tests of steel rigid frame pier models, and describe that the seismic resistance capacity of steel rigid frame piers can be evaluated by simple analytical method as compared to the experimental result.