

古レール造跨線橋の耐震診断について

○ジェイアール東海コンサルタンツ(株) 正会員 田上 和也
 正会員 今枝 潤志
 正会員 澤田 一三

1. はじめに

大規模地震による跨線橋の倒壊や落橋を防ぐため、また被災後も道路としての機能をすみやかに復旧できるよう耐震診断および補強が行われている。コンクリート橋脚や鋼橋脚において耐震診断を行う場合、道路橋示方書：耐震設計編（以下、示方書とよぶ）により部材に非線形性を与えたモデル化をすることができるが、今回対象とした跨線橋のように古レールで造られている場合、示方書に古レールの非線形特性が示されていないためモデル化ができない。そこで、古レールをH型断面の鋼部材と仮定し、主に建築学会で用いられている考え方より、古レールに非線形特性を考慮して耐震診断を3次元骨組解析により行った。

2. 跨線橋概要

写真1に古レール造跨線橋の全景を示す。対象となる跨線橋は、筑後40年以上経過しており、竣工図などの資料はないため、解析を行うのに必要な条件を現地で調査した。構造形式は、50kg 古レールを使用した3径間ラーメン構造であり、上部構造は、コンクリートスラブ単版桁である。橋脚は、写真2に示すように古レールを2本重ね、リベット接合により一体化を図った構造のものが4本並んで一つの橋脚を構成している。基礎は、コンクリートが下から2m程度巻立てられているが、土中については確認できていない。



写真1 古レール造跨線橋



写真2 橋脚

3. 解析手法の選定

図1に解析モデルを示す。解析は、古レールを棒部材でモデル化し、3次元骨組でモデル化を行い、非線形時刻歴応答解析により検討した。柱部材に非線形性を与え、 $M-\theta$ 関係で照査を行った。上部工は、地震

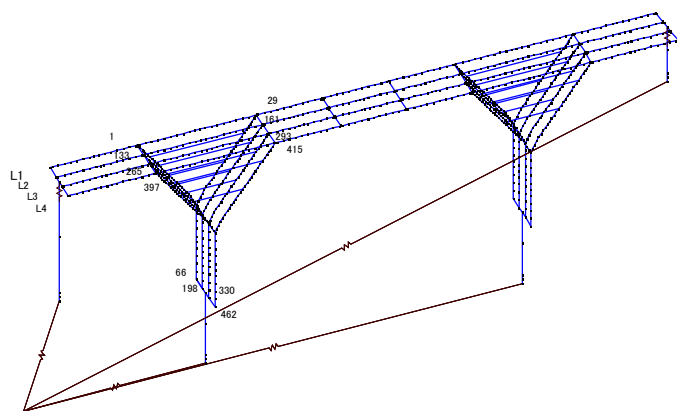


図1 解析モデル

表1 断面諸元

	50kg	
	古レール	新レール
断面積 $A(\text{cm}^2)$	54.1	64.3
断面二次率 $I_x(\text{cm}^4)$	1231	1744
断面二次率 $I_y(\text{cm}^4)$	342	377
断面係数 $W_x(\text{cm}^3)$	165	225
断面係数 $W_y(\text{cm}^3)$	53.9	59.4
環動半径 $r_x(\text{cm})$	4.7	5.1
環動半径 $r_y(\text{cm})$	2.5	2.4

キーワード：古レール、非線形、3次元骨組み解析

連絡先：名古屋市中村区名駅五丁目33番10号

TEL：052-746-7130 FAX：052-563-2065

の影響が小さい部材と考えられるため、線形部材として扱った。

4. 古レールのモデル化

古レールの断面諸元は、「跨線橋（特に古レールを使用する）の設計について（第5回停車技術講演会記録、日本国有鉄道施設局）（参考文献1）」より決定した。表1に断面諸元を示す。また、古レールの基本強度は、参考文献1と同様に提案されている $360 \sim 450 \text{ N/mm}^2$ の最低値 360 N/mm^2 を用いた。

古レール部材の非線形特性については、示方書のモデル化は適用できないため、古レールを H 型断面の鋼部材と仮定し、「鉄道総研鋼・複合 G 池田 H 型断面（開断面）鋼部材のモデル化」によりモデル化を試みた。この文献によれば、H 型断面鋼部材のモデルの一例として、建築学会で用いられている「累積塑性変形倍率」を導入し、図2に示すように実際の部材の M- θ 関係をエネルギー的に等価となるように近似したバイリニアモデルでモデル化している。図3に今回使用した古レールの M- θ 関係を示す。また、損傷レベルについても上記文献と同様に、図2より、損傷レベルを以下のように区分する。

①損傷レベル1 限界点の算定

損傷レベル1 限界点は降伏点とする。すなわち、耐力は M_u とし、部材角は θ_u とする。 ($0 \sim \theta_u$)

②損傷レベル3 限界点の算定

損傷レベル3 限界点は、耐力は M_u とし、部材角は $\theta_n = \eta \times \theta_u$ とする。 ($\theta_u \sim \theta_n$)

5. 解析結果

表2に解析結果を示す。表によれば、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動に対する耐震性能が十分に確保されていた。特にタイプⅠ地震動に対しては、弾性挙動範囲内に収まっており、無損傷の状態を維持できている。一方、タイプⅡ地震動に対しても、レールの付け根部分でわずかに弾性範囲を超えているが、大地震被災後の損傷としては非常に軽微と考えられる。

表2 解析結果

部材番号		P1橋脚												
		L1			L2			L3			L4			
		1	29	66	133	161	198	265	293	330	397	425	462	
タイプⅠ	耐震性能1	θ_d/θ_y	0.40	0.33	0.61	0.39	0.32	0.60	0.39	0.33	0.59	0.39	0.35	0.57
	耐震性能2	θ_d/θ_n	0.07	0.05	0.10	0.07	0.05	0.10	0.07	0.06	0.10	0.07	0.06	0.10
タイプⅡ	耐震性能1	θ_d/θ_y	0.83	0.67	1.47	0.81	0.66	1.37	0.81	0.68	1.28	0.82	0.71	1.19
	耐震性能2	θ_d/θ_n	0.14	0.11	0.25	0.13	0.11	0.23	0.13	0.11	0.21	0.13	0.12	0.20

6. まとめ

古レールに非線形性を考慮した3次元時刻歴非線形応答解析を行った結果、今回の古レール造跨線橋は、耐震性能2を確保できていることが分かった。

このように優れた耐震性能を確保できた背景には次の点が考えられる。

- ・レールは硬鋼に分類され、軟鋼である一般的な構造用鋼材（SS400）と比べると、降伏点が高く、弾性挙動範囲が大きい。
- ・道路幅員が狭く、橋梁規模が小さいこと、またレールによる骨組み構造であることから、橋梁全体の質量が非常に小さいため、地震時慣性力が小さい。
- ・古レールという発生材を利用した構造であるが、当時のストック材が比較的断面の大きい50PSレールであったため、結果として余裕を持った構造物である可能性が高い。参考文献によると、レール造の跨線橋は設計方法もあいまいで、かなり余裕のある構造物から全く余裕の無い構造物までかなりのばらつきがあることが確認されている。

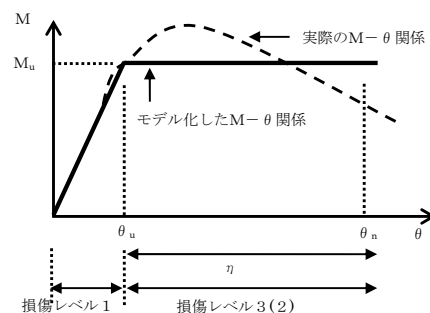


図2 M- θ 関係モデル

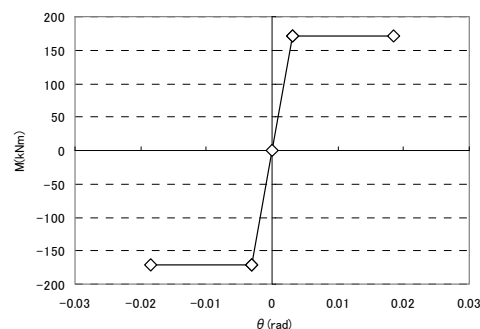


図3 今回使用した M- θ 関係