

古レール造乗換え跨線橋の耐震性能評価に関する一考察

JR 東日本 建設工事事部 正会員 ○齋藤 聡 首都大学東京大学院 正会員 長嶋 文雄
JR 東日本 建設工事事部 正会員 工藤 伸司 JR 東日本 設備部 正会員 土屋 尚登

1. はじめに

近年、古レール造跨線橋の耐震診断として、非線形特性を H 型断面の鋼部材と仮定し、計算した例¹⁾があるが、あくまで H 型断面の評価、非線形特性も完全弾塑性型としてモデル化したものであり、降伏点以降のモデル化が適切に評価されているかどうか分からない実状がある。

そこで、本稿では、文献2)にて提案した P.C.Jennings の骨格曲線・履歴曲線に関する定式化理論(図-1 参照)を用いて、古レール柱の耐震性能を動的非線形解析により適切に評価することを目的とした。本検討結果について報告する。

2. 動的非線形解析概要

実構造物(写真-1 参照)を対象³⁾に、構造全体系の耐震性能の検討を文献2)にて提案した非線形特性により実施した。具体的には、古レール造乗換え跨線橋の応答値の算定は、時刻歴応答解析法により、DYNA2E⁴⁾を用いて行った。なお、既設の古レール造乗換え跨線橋で用いられている標準的な形式として、門型ラーメン橋脚について耐震性能の検討を行った。

2-1. 解析モデル

動的非線形解析モデルを図-2 に示す。古レール柱、横梁部材、古レールブレース材の諸元は、既設の諸元と同程度になるように設定したものである(表-1 参照)。解析ではモデル化および入力地震波を以下のように設定した。

古レール柱部材(強軸載荷)の非線形特性は、文献2)の Case7 を用いて、 $\alpha = 0.049$ 、 $\gamma = 7$ に設定した。また、古レール横梁部材(弱軸載荷)の非線形特性は、古レール柱部材に準じ、文献2)の Case8 を同様に算出し、 $\alpha = 0.016$ 、 $\gamma = 7$ を用いた。さらに、文献5)の検討結果より、強軸載荷で 1000mm までを塑性化影響範囲とし、本影響範囲を 100mm で細分化、柱部材(要素番号 102~117, 202~217)を非線形梁要素としてモデル化した。部材特性は、ブレース材について線形部材とした。地盤・基礎の影響は、基礎を支持ばね(線形ばね)に置換した解析モデル(SR モデル)を用いた(節点番号 120, 220)。すなわち、基礎ばねについては、既設乗換え跨線橋の諸元を用いたものである。また、フーチング部(要素番号 118, 119, 218, 219)は、2@950mm で、剛性を 100 倍として設定した。ブレース

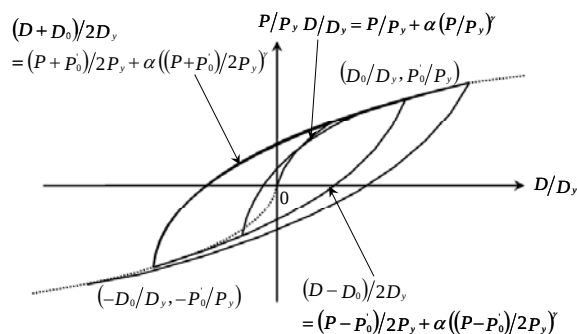
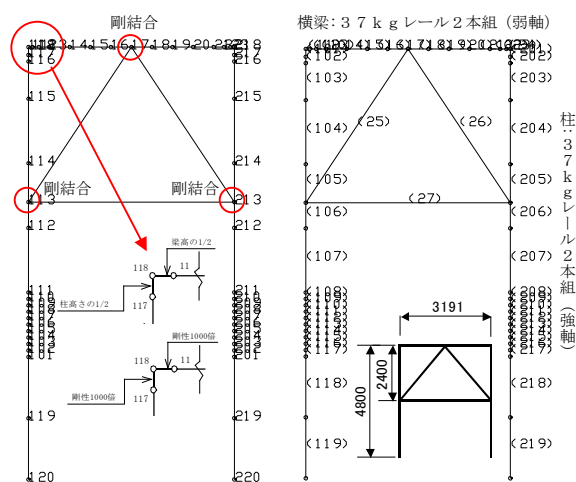


図-1 P.C. Jennings の骨格曲線・履歴曲線に関する定式化理論



写真-1 検討対象古レール造乗換え跨線橋



(a) 節点番号および接合部 (b) 要素番号および部材寸法

図-2 動的非線形解析に用いる対象構造物のモデル図(強軸載荷)

キーワード: 乗換え跨線橋 古レール柱 耐震性能評価 非線形特性

連絡先: JR 東日本 建設工事事部 構造技術センター 鋼構造 G 〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2 TEL.03-5334-1288 FAX.03-5334-1289

表-1 古レール柱, 横梁部材, 古レールブレース材の諸元

No.	4		
Case	7	8	8
部材種別	古レール柱	古レール横梁	古レールブレース材
レール種別	37kg	37kg	37kg
組数	2	2	1
載荷方法	強軸	弱軸	弱軸
ヤング率(N/mm ²)	218485	218485	218485
降伏点(N/mm ²)	376	376	376
断面積(mm ²)	8828	8828	4414
断面2次モーメント(mm ⁴)	36463427	4144163	2072082

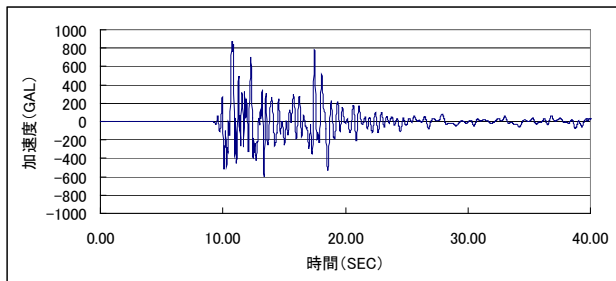


図-3 入力加速度波形図 (L2 地震動 G2 地盤)

表-2 古レール柱の最大応答 (強軸載荷)

解析手法	動的時刻歴応答解析
構造物の耐震性能	耐震性能Ⅲ
構造物最大応答位置	要素番号117
応答値 $\phi d(1/m)^3$	0.138018
限界値 $\phi d(1/m)^3$	0.172522
γ_i	1.0
$\gamma_i \cdot \phi d / \phi md$	0.800
損傷レベル	損傷レベル3

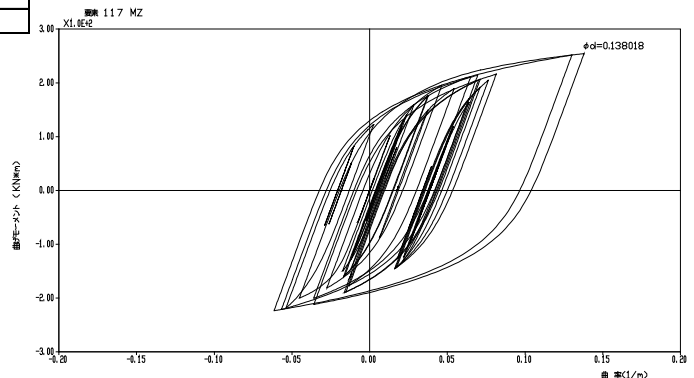
*) 損傷レベル3の制限値⁵⁾に対する部材係数1.15⁶⁾

図-4 最大応答履歴曲線図 (要素番号 117)

材の諸元は, 37kg レールが使用されていることから, 本諸元を解析に入力することとした(表-1 参照). また, ブレース材とガセットプレートの接合部, 柱と梁の接合は, 剛結合とした. 入力地震波は, 耐震設計標準⁶⁾で提案している L2 地震動スペクトルⅡの G2 地盤適合波を用いた(図-3 参照). 活荷重については, 旅客・保守施設構造物設計マニュアル⁷⁾に定められている地震時の活荷重(群集荷重)1.5kN/m²を用いた. 構造物の耐震性能および部材の損傷レベルの制限値は, L2 地震動に対して耐震性能Ⅲ, 部材の損傷レベル3とした⁶⁾. 耐震照査の検討に用いる荷重の組合せは, 死荷重, 活荷重, 地震の影響とした⁷⁾.

各部材の部材別減衰定数は, 強軸載荷において, 古レール柱部材(強軸)0.02, 古レール横梁部材(弱軸)0.07, 古レールブレース材 0.02, 基礎 0.20 とし, 対象構造物の減衰として Rayleigh 減衰を用いた. 数値積分法は Newmark β 法($\beta = 0.25$)を用い, 積分時間間隔は 0.002 秒とした. なお, 古レール柱部材の減衰定数は, 文献 2)より, 降伏変位時の減衰定数が一般的な鉄骨造の場合, 約 0.02 であるのに対して, 強軸載荷のものが 0.024~0.042, 弱軸載荷のものが 0.067~0.126 となり, 一般的な鉄骨造と同程度かそれ以上の値になることがわかった. 従って, 本解析において, 古レール柱部材(強軸)の減衰定数は 0.02, 古レール横梁部材(弱軸)の減衰定数については, 古レール柱部材に準じて, 0.07 を用いることとしたものである. また, 古レール柱部材の最大軸力比は, 0.045 を用いた.

2-2. 対象構造物(強軸載荷モデル)の検討

提案した部材の非線形特性を用いて, 動的非線形解析を行った結果を表-2, 図-4 に示す. 表-2, 図-4 より, 対象構造物(強軸載荷モデル)では, 柱は損傷レベル 3(補修が必要な損傷)となり, 部材の損傷レベルの制限値である損傷レベル3を満足する結果となった.

3. まとめ

P.C.Jennings の骨格曲線・履歴曲線に関する定式化理論を用いて, 実構造物の強軸載荷における古レール造乗換え跨線橋の耐震性能評価を行い, 柱部材の損傷レベルを判定する一手法を示した. 本手法に基づき, 古レール造乗換え跨線橋の耐震性能評価(強軸載荷)を執り行うことが可能になったものと考えられる.

4. 今後の課題

本解析においては, 弱軸載荷における実構造物の耐震性能評価がなされていない. 今後は, 既設レール造の損傷状態を確認するため, 古レール造乗換え跨線橋の耐震性能評価(弱軸載荷)について検討を行っていく予定である.

- 【参考文献】 1) 田上, 今枝, 澤田: 古レール造跨線橋の耐震診断, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, pp. 679-680, 2007. 9
 2) 齋藤, 長嶋, 工藤, 土屋: 乗換え跨線橋に用いた古レール柱の復元力特性に関する検討, 土木学会地震工学論文集, 第 30 巻, pp. 244-254, 2010. 2
 3) 齋藤, 長嶋, 工藤, 土屋: 古レール造乗換え跨線橋の耐震診断解析に関する一考察, 第 7 回日本地震工学会大会 2009 梗概集, pp. 100-101, 2009. 11
 4) 2 次元/3 次元骨組構造物非線形動的解析システム, 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社, Ver7.2.18, 2007. 7
 5) 齋藤, 工藤, 土屋, 長嶋: 乗換え跨線橋に用いた古レール柱の変形性能に関する検討, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 16 巻, 第 62 号, pp. 47-58, 2009. 6
 6) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 鉄道総合技術研究所編, 1999. 10
 7) 設計マニュアル第 1 巻 I 共通編 旅客・保守施設構造物設計マニュアル, 東日本旅客鉄道株式会社, pp. 16-25, 2004. 12