

バラスト軌道を有する鉄道免震構造の動的特性に関する研究

池田 学¹・村田清満²・岩田秀治³・家村浩和⁴・川村崇成⁵

¹正会員 工修 （財）鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 工博 （財）鉄道総合技術研究所 企画室（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 工博 東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部 技術開発部（〒485-0801 愛知県小牧市大山1545-33）

⁴フェロー 工博 京都大学大学院 工学研究科都市社会工学専攻 教授（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）

⁵学生会員 京都大学大学院 工学研究科都市社会工学専攻 修士課程（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震による鉄道構造物の被害を教訓に、平成10年に新しい耐震設計法を取りまとめた「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」¹⁾（以下、耐震標準）が発刊された。免震設計については、耐震標準の解説に触れているものの具体的な設計手法までは示されていない。実際に、鉄道橋でも免震機能を有するゴム支承を適用した事例はあるが、減衰効果を余裕代と考えて設計を行っているのが一般的である。今後、鉄道構造物に免震設計を適用していくためには、具体的な設計法の確立が急務となっている。

鉄道橋に免震設計を適用するにあたり、主として以下の2つの解決すべき課題がある。これらの課題は道路橋や建築構造と異なる鉄道橋特有の課題である。

- ・列車走行性を確保するために、最低限常時及びL1地震動時に線路直角方向の変位を制限する必要があるが、特に地震時の列車走行性に関して未解明な点があること。
 - ・軌道構造の拘束力が地震時に免震構造にどのような影響を与えるかについて未解明であること。
- 後者の課題については、軌道の拘束力が大きくなると免震効果が十分に発揮されない可能性がある²⁾。固定・可動構造より柔らかく橋桁を支持する免震構造の場合には軌道の拘束力の影響はより大きく受けることが想定され、鉄道免震構造の動的挙動を評価する上で重要な課題であるといえる。

そこで、著者らは、実大バラスト軌道を有する鉄道免震構造の模型供試体を用いて振動台実験を実施した^{3),4)}。しかし、この実験では線路方向加振時の

基本的な特性が確認されたが、今後拘束力のモデル化について検討するには十分とはいえない。例えば、実験供試体の線路方向長さが短く、線路方向の拘束力の特性が不明確であること、また線路直角方向への加振が少なく、その特性が捉えられていないことなどが挙げられる。そこで、今回、マクラギ締結本数を増やして線路方向に長い供試体を製作し、主として線路方向の軌道の拘束力の影響や線路直角方向の挙動について検討することを目的に振動台実験を実施した^{5),6)}。

本論文は、主として振動台実験の内容について記述し、さらに軌道の拘束力のモデル化について簡易な解析手法により検討したので、その内容について記述する。

2. バラスト軌道を有する免震構造の振動台実験の概要

(1) 実験装置の概要

本実験は、京都大学防災研究所内にある大規模強震応答実験装置（振動台実験装置）を用いて実施した。

実験装置の主な諸元は以下の通りである。なお、最大変位および加振周波数は、振動台テーブル上の上載荷重が150kNの時のものである。

- ・振動台テーブル（3次元6自由度）5.0m×3.0m
- ・最大変位 x方向：±300mm, y方向：±250mm
z方向：±200mm
- ・入力最大加速度 x,y,z方向
- ・加振周波数 20Hzまで

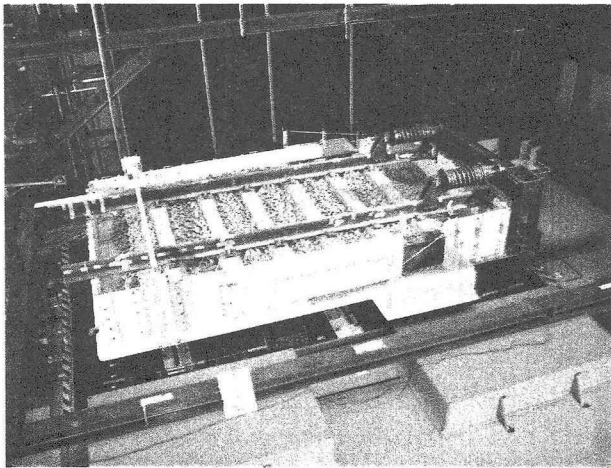


図-1 実験供試体の概要

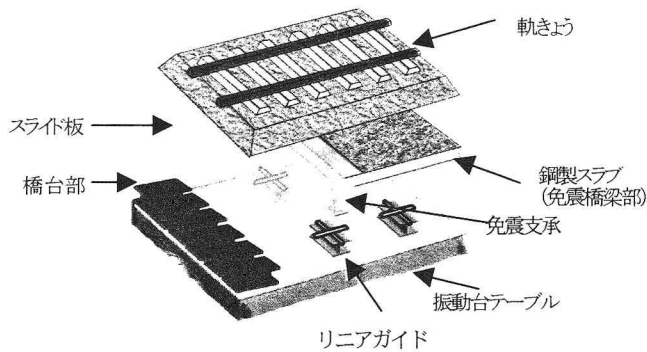


図-2 実験供試体の分解図

(2) 実験供試体の概要

実験供試体の概要図として、図-1に供試体全体の写真を、また図-2に供試体の分解図を示す。実験供試体は、免震鉄道橋の橋桁端部をモデル化したものであり、橋台部と免震橋梁部の端部を模している。

なお、振動台実験装置の制約上、全試験体総重量を150kN以下とした。

a) 橋台部

橋台部は、長さ1.0m×幅3.0m×高さ0.55mの剛な鋼製構造とし、振動台テーブルに固定した。

b) 免震橋梁部

免震橋梁部は、長さ3.5m×幅3.0m×厚さ9mmの鋼製板をリブ等で補強したものを用いた。この鋼製スラブは、免震支承1箇所とリニアガイド4箇所で支持される構造となっている。免震橋梁部と橋台部との遊間は500mm設けられており、鋼製のスライド板($t=9\text{mm}$)が設置されている。

免震支承は文献3),4)での実験と同じものを用いた。諸元は、 $\square 180\text{mm} \times 180\text{mm}$ 、高さ290.7mm、ゴム厚6mm×30層、内部鋼板2.3mm×29枚の鉛プラグ入り積層ゴム支承（鉛プラグ $\phi 40$ 、せん断弾性係数 $G=0.4\text{N/mm}^2$ ）（以下、LRB）と、同寸法の積層ゴム支承（以下、RB）を用いた。この免震支承の諸元は、

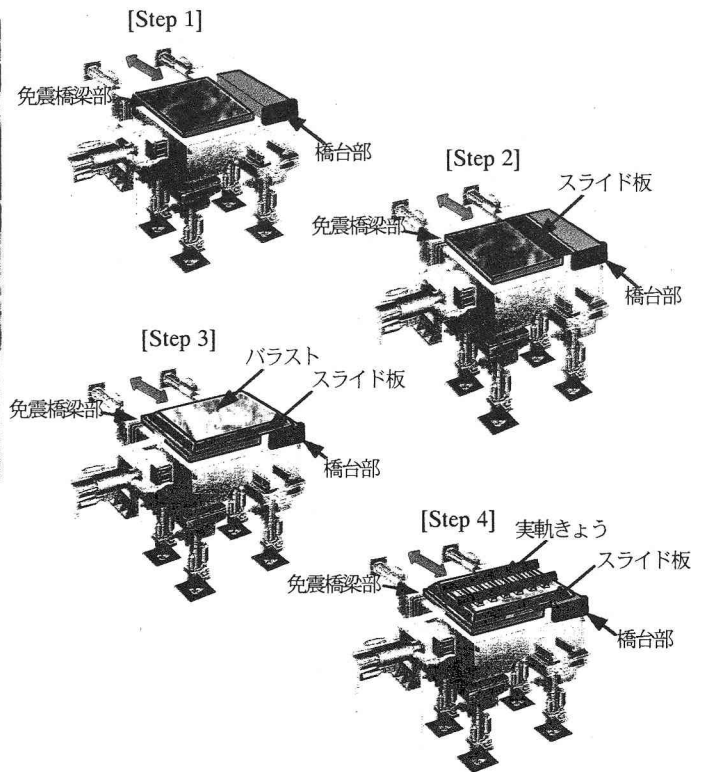


図-3 各 Step の実験供試体

表-1 実験ケース一覧

Step	実験供試体条件	入力地震動		
		L1地震動	L2地震動 スペクトル I	L2地震動 スペクトル II
Step 1	橋台部と免震橋梁部のみ	L, C	L, C	—
Step 2	Step 1にスライド板設置	L, C	L, C	—
Step 3	Step 2にバラスト上載	L, C	L, C	L, C
Step 4	軌きょう上載 (標準供試体)	マクラキ'3本締結	L	L, C
		マクラキ'4本締結	L	L, C
		マクラキ'5本締結	L	L, C
		マクラキ'6本締結	L, C	L, C

L:線路方向加振、C:線路直角方向加振

軌道の拘束力を考慮しない場合での免震橋梁部の固有周期が2.0(sec)となるように設定したものである。

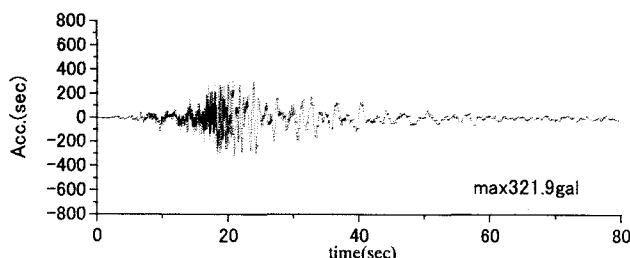
c) 軌道構造

軌道構造は、新幹線の実大バラスト軌道を想定し、レールは 60kg レールを用い、道床バラスト厚は250mm とした。また、延々と続くレールを表現するため、橋台部上のレール端部にバネを取り付けた。このバネのバネ定数は、バラスト軌道が健全な状態の道床縦抵抗力として算出したバネ定数の半分とした。これは、地震時にはバラストの剛性が低下することが想定されるためである。

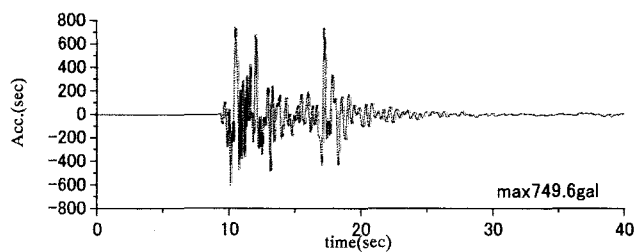
なお、比較のため、レール端部を固定した条件についても実験を行った。

(3) 実験ケース

本実験では、振動台テーブル上に実験供試体を、図-3に示すように、順次組み上げた段階で加振を行



(a)L2地震動スペクトルⅠ (G1地盤用)



(b)L2地震動スペクトルⅡ (G1地盤用)

図-4 入力地震波

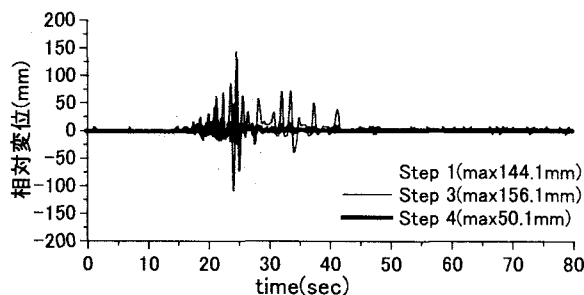


図-5 各 Step における線路方向加振時の時刻歴変位
(L2地震動スペクトルⅠ加振時)

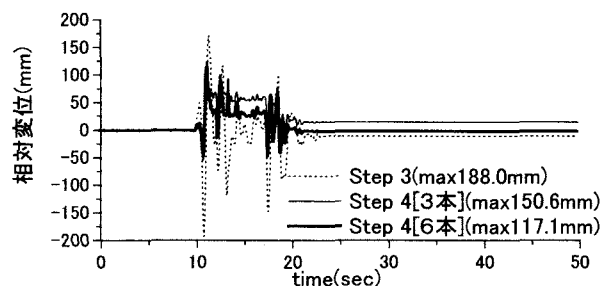


図-6 各 Step における線路方向加振時の時刻歴変位
(L2地震動スペクトルⅡ加振時)

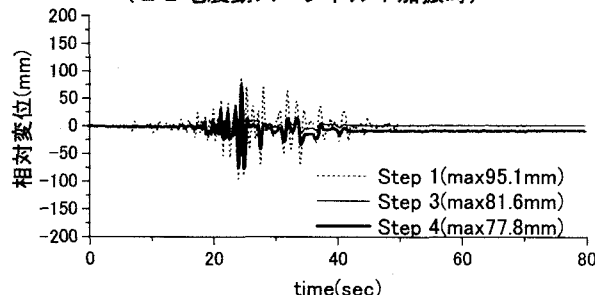


図-7 各 Step における線路直角方向加振時の時刻歴変位
(L2地震動スペクトルⅠ加振時)

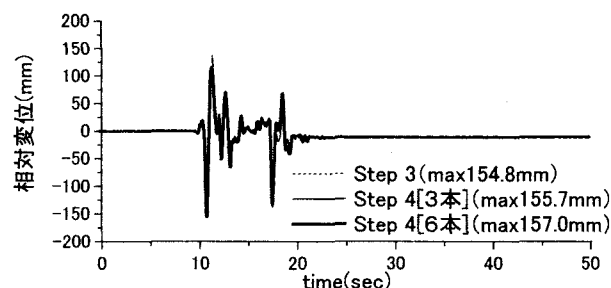


図-8 各 Step における線路直角方向加振時の時刻歴変位
(L2地震動スペクトルⅡ加振時)

い、スライド板の摩擦の影響、バラストの動的特性、レールおよびマクラギ等の軌道の拘束力の影響などについて着目できるようにした。表-1に各Stepの条件と実験ケースの一覧を示す。軌きょうを全て上載したStep 4では、マクラギの締結本数を3本から6本の4ケースに設定して加振を行った。

これら各Stepについて、加振方向としては線路方向または線路直角方向の2ケース、レール端部の固定条件としてバネ固定と固定の2ケース、支承条件としてLRBとRBの2ケース、さらにはマクラギ締結本数を3本～6本の4ケースと条件を変化させて加振した。なお、Step 1,2については、L2地震動スペクトルⅡの加振は行っていない。

また、入力地震波には、耐震標準に示す設計地震動を用いて、L1地震動、L2地震動スペクトルⅠ（海溝型）およびL2地震動スペクトルⅡ（直下型）の主としてG1地盤用（基盤面）の地震動波形を用いた。入力地震波形の例として、L2地震動スペクトルⅠ（G1地盤用）およびスペクトルⅡ（G

1地盤用）の波形を図-4に示す。

以下の実験結果は、支承はLRBとし、レール端部はバネ固定とした場合についての結果を示す。

3. バラスト軌道を有する免震構造の振動台実験結果

(1)加振時の状況

地震波を入力した際の実験供試体の外観状況を以下に記す。

L1地震動（max137gal）加振時は、バラストを上載すると橋台部と免震橋梁部が一体として挙動し、バラスト軌道には変化が認められない。また、L2地震動スペクトルⅠ（max321.9gal）加振時には、Step 4でも橋台部と免震橋梁部に若干の相対変位が生じ、バラストにも若干の流動が認められた。また、L2地震動スペクトルⅡ（max749.6gal）加振時には、免震橋梁部と橋台部の相対変位は大きく生じ、バラストの流動化も認められた。

(2)各組立Stepにおける影響

線路方向加振時の各 Step における、L2 地震動スペクトルⅠ（G1 地盤用）と L2 地震動スペクトルⅡ（G1 地盤用）加振時の相対変位の時刻歴波形をそれぞれ図-5, 6 に示す。Step 1 と Step 2 では相対変位にほとんど差はないため、Step 2 は図から割愛している。また、Step 4 についてはマクラギ 3 本締結したケース（凡例[3 本]）と 6 本締結したケース（凡例[6 本]）について示している。なお、相対変位とは、橋台部と免震橋梁部との相対変位であり、免震橋梁部が橋台部から離れる側を正側としている。

これらの図より、実験供試体を組み上げていくに従い、軌道の拘束力の影響により、相対変位が小さくなっていることがわかる。L2 地震動スペクトルⅡ加振時は、バラストのみ上載した状態では相対変位は 188mm 生じているが、軌きょうを全て上載しマクラギ 6 本締結すると 117mm まで小さくなる。また、Step 3 まではほぼ正負対称の相対変位が生じているが、Step 4 では正側の変位が大きくなっている。これは、正側に大きく変位した後に反対側に戻る際にマクラギ間のバラストによって拘束され、この影響で負側の変位が小さくなっているものと考えられる。

なお、本実験供試体では、軌道構造を実物大としており、軌道の拘束力が地震時の構造へ及ぼす影響は相対的に大きいものと考えられる。

また、同様に、線路直角方向について、各 Step における時刻歴変位波形を図-7, 8 に示す。L2 地震動スペクトルⅠ加振時は軌道を組上げていくにつれて、軌道の拘束力の影響により相対変位の減少が認められるが、L2 地震動スペクトルⅡ加振時は Step 3 と Step 4 はほとんど変わっていない。線路直角方向加振時は、線路方向加振時ほど軌道の拘束力を受けていないものと考えられる。線路方向加振時の軌道の拘束力は、スライド板とバラストあるいはスラブ板との摩擦力によるものが支配的であると考えられる。

(3)マクラギ締結本数による影響

図-6 より、線路方向加振時には、マクラギ締結本数が増えると相対変位が小さくなる、すなわち軌道の拘束力が増大する傾向が認められる。ただし、後述するように、マクラギ締結本数を 5 本から 6 本に増やしても相対変位はほとんど変わっていない。すなわち、マクラギ 5 本締結は免震橋梁部上のマクラギ締結本数が 3 本となるが、これ以上であれば、線路方向への軌道の拘束力の影響はほとんど変わら

ないものと推測される。

また、線路直角方向については、マクラギ締結本数を変えても相対変位はほとんど変わっていない。これは、線路直角方向加振の場合には、軌道の拘束力は免震橋梁部と橋台部の境界近傍のみによるため、マクラギ締結本数を変化させても、線路方向の拘束程度にはあまり影響しないものと考えられる。

(4)免震橋梁部に作用する力の推定

本実験においては、直接的に、各部位にどれだけの応力が作用するかを測定できなかったため、実験での加速度計測データを用いて、免震橋梁部に作用する力を概略算定した。この免震橋梁部に作用する力とは、支承の復元力と軌道の拘束力を含んだものである。

実験供試体を免震橋梁部の 1 質点系にモデル化すると、以下の運動方程式が成り立つ。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x) = -m\ddot{x}_g \quad (1)$$

ここに、

m : 免震橋梁部の質量

c : 減衰係数

$Q(x)$: 免震橋梁部に作用する力

$x, \dot{x}, \ddot{x}$: 相対変位, 相対速度, 相対加速度

$\ddot{x}_g$: 入力加速度

式(1)において、減衰係数 c は小さく減衰項を無視できると仮定すると、免震橋梁部に作用する力 $Q(x)$ は、免震橋梁部の絶対加速度を $\ddot{x}_a$ を用いて次式のように算定される。

$$Q(x) = -m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) = -m\ddot{x}_a \quad (2)$$

式(2)により、免震橋梁部の質量 m と免震部の絶対加速度 $\ddot{x}_a$ の計測値を用いて、L2 地震動スペクトルⅠ（G1 地盤用）線路方向加振時の免震橋梁部の作用力を算定した結果を図-9～11 に示す。これらの図は、免震橋梁部の作用力と、免震橋梁部と橋台部の相対変位の関係を示している。

線路方向加振時は、Step 3, 4 は正負非対称の傾向を示し、変位は正側（免震橋梁部が橋台部から離れる側）の方が大きくなっている。また、Step 4 では、負側の方が作用力が大きくなっており、軌道の拘束力が正側より大きいことがわかる。これは、マクラギ間のバラストの拘束によるものと考えられる。さらに、マクラギ締結本数が増えると相対変位が小さく、免震橋梁部の作用力が大きくなっている。相対変位が小さいため免震支承の復元力は小さくなっているため、この免震橋梁部の作用力の増大は軌道の拘束力の増大によるものとみなすことができる。な

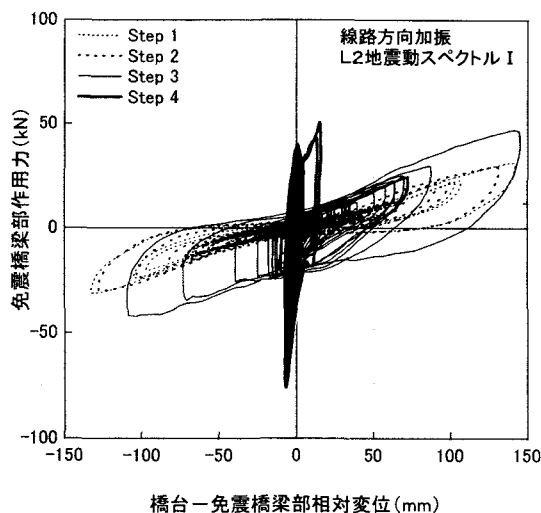


図-9 各 Step における免震橋梁部の作用力-相対変位の関係（線路方向加振時）

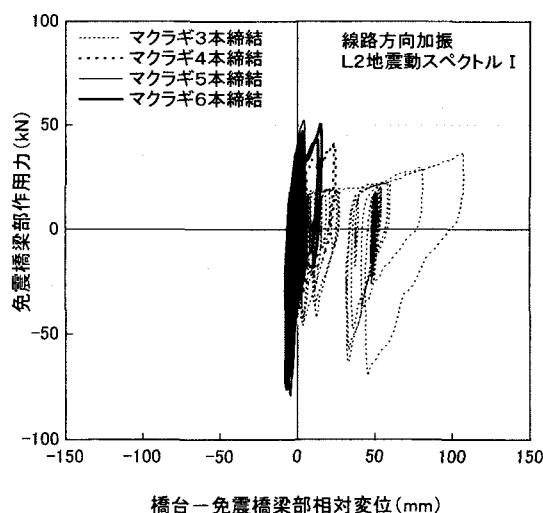


図-10 マクラギ締結本数による免震橋梁部の作用力-相対変位の関係（線路方向加振時）

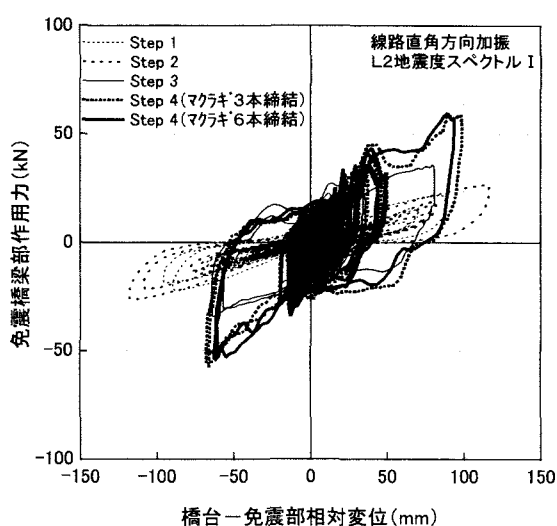


図-11 各 Step における免震橋梁部の作用力-相対変位の関係（線路直角方向加振時）

お、マクラギ 5 本締結と 6 本締結ではほぼ同じ挙動をしており、この図からマクラギ締結本数が 5 本以上の場合には軌道の拘束力の影響はほとんど変わらないことが確認できる。

一方、線路直角方向加振時には、ほぼ正負対称の傾向を示している。また、マクラギ締結本数を変化させてもほとんど違いが認められない。このことから、線路直角方向加振時にはマクラギ締結本数の影響、すなわち線路方向の拘束力の影響はほとんどないものと考えられる。

4. 軌道の拘束力のモデル化に関する検討

地震時の鉄道免震構造の挙動を算定するためには、軌道の拘束力をモデル化する必要がある。地震時の軌道の拘束力は複雑なメカニズムとなっており、厳

密にモデル化するのは煩雑となる。ここでは、設計実務への適用性を考えて簡易なモデル化を基本として検討を行った。

なお、以下は線路方向加振時のモデル化について記述する。

(1) 解析モデルおよび解析手法の概要

解析モデルは、図-12に概念図を示すように平面モデルとした。鋼製スラブやレールは線形梁要素に、橋台部は剛域としてモデル化した。また、免震支承、スライド板と鋼製スラブとの摩擦、および軌道の拘束力はバイリニア型の非線形性を有したバネ要素でモデル化した。また、橋台側レール端部には線形バネ要素を設け、そのバネ定数は実験に用いたバネのバネ定数に設定した。なお、質量は各節点に集中させたが、バラストの質量は、上下半分に分割し、レール部の節点と、鋼製スラブおよび橋台部の節点の質量に加えた。

軌道の拘束力のモデル化は、文献7)に示されている道床縦抵抗力の特性を参考に設定した。折れ点の耐力は、道床縦抵抗力の最大値が10N/mm/レール程度であり、これがマクラギ6本分に相当する長さ均一に分布しているもの仮定して算定した。また、剛性については、道床縦抵抗力が最大となる移動量を5mm程度として算定した。ただし、文献7)に示されている特性は静的载荷試験を基に定めたものであり、動的時にはバラストの剛性は低下するため、この影響として半分の剛性を考慮することとした。以上より、軌道の拘束力のモデル化として、1m当たり耐力15kN、剛性15kN/mのバイリニアモデルを設定した。

解析は、直接積分法による時刻歴応答解析とし、数値積分にはNewmarkのβ法（ $\beta = 0.25$ ）を用いた。

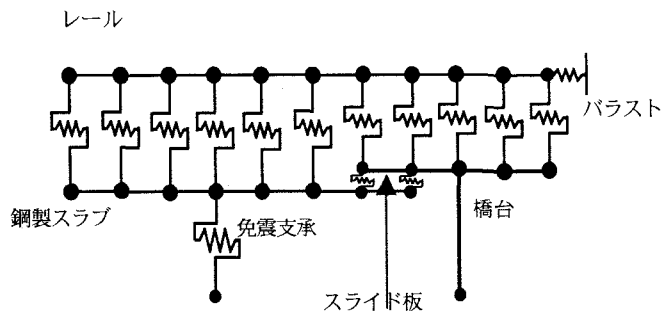


図-12 解析モデルの概念図

(2) 解析結果

解析結果の一例として、L2地震動スペクトルⅠ（G1地盤用）を入力したときの免震橋梁部の時刻歴加速度波形を図-13(a)に、橋台部と免震橋梁部の相対変位の時刻歴波形を図-13(b)にそれぞれ実験結果と比較して示す。

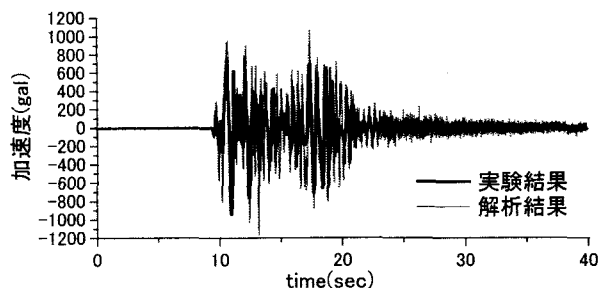
免震橋梁部の加速度については、解析結果の方が若干大きい値となっており、また高周波成分を含んだ波形となっている。

また、橋台部と免震橋梁部の相対変位については、若干波形の傾向は異なるものの、最大値および最大値となる時刻は実験結果とほぼ合っている。最大値に関しては、実験では同一条件でも結果に多少のバラツキが生じており、簡易な解析モデルでこの程度合っていれば十分であると考えられる。ただし、波形の全体的な傾向については実験結果を再現できているとは言いがたく、解析手法についてはさらに検討が必要である。

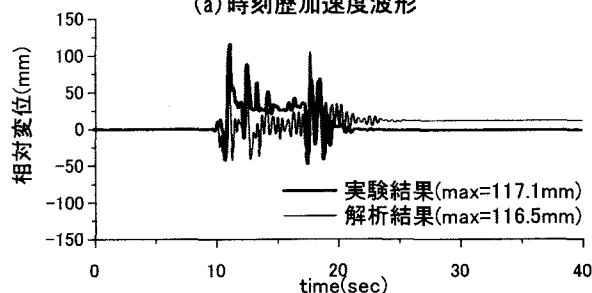
5. まとめ

鉄道免震構造の地震時の軌道の拘束力の影響について検討するため、実大バラスト軌道を上載した実験供試体を用いて振動台実験を実施した。その結果、線路方向の軌道の拘束力の影響や線路直角方向の基本的な特性等について確認することができた。さらに、簡易な解析手法により地震時のバラスト軌道の拘束力のモデル化について検討を行った。

現状では解析精度が十分とはいえないため、今後、線路直角方向も含めて、軌道の拘束力のモデル化について詳細に検討を行う予定である。さらに、構造系において軌道の拘束力モデルを考慮した解析を実施し、鉄道免震構造の軌道の拘束力の影響について検討していく予定である。



(a) 時刻歴加速度波形



(b) 時刻歴変位波形

図-13 解析結果と実験結果の比較

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修・（財）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) 岩田秀治，家村浩和，市川篤司，村田清満，保坂鐵矢：鉄道橋の免震構造化と軌道の拘束力の影響を考慮した地震時の動的挙動，第4回鉄道力学シンポジウム，2000.
- 3) 岩田秀治，村田清満，家村浩和，大塚隆人：鉄道構造物の免震化に関する軌道構造との動的相互作用，第5回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2002.
- 4) Hirokazu IEMURA, Shuji IWATA, Kiyomitsu MURATA: Seismic Isolation of Railway Structures in Japan and Strong Earthquake Response Simulator Test, 12th European Conference on Earthquake Engineering, No.563, 2002.
- 5) 川村崇成，家村浩和，池田学：バラスト軌道を有する鉄道免震構造の動特性に関する振動台実験（その1），土木学会第58回年次学術講演会，2003.
- 6) 池田学，村田清満，行澤義弘，家村浩和，川村崇成：バラスト軌道を有する鉄道免震構造の動特性に関する振動台実験（その2），土木学会第58回年次学術講演会，2003.
- 7) 須田征男，長門彰，徳岡研三，三浦重：新しい線路－軌道の構造と管理－，（社）日本鉄道施設協会，1997.