

(I -17) ラーメン高架橋における耐震解析法による結果の比較

ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社耐震解析部 正会員 幸田和明
 ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社耐震解析部 正会員 荒井利奈
 東日本旅客鉄道株式会社東京工事事務所 正会員 上村龍作

1. はじめに

耐震標準¹⁾によれば、橋梁系構造物の応答値の算定は動的解析法が原則であり、簡易な非線形スペクトル法と詳細な時刻歴動的解析法が示されている。本報告は、ラーメン高架橋の線路直角方向について、この2つの解析法による結果を比較検討したものである。

表1 地盤条件

地層名称	地盤種別	N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断弾性波速 Vs(m/sec)	層厚 (m)
A	砂質土	18	18	178	7.8
B	砂質土	50	20	251	4.8
C	粘性土	10	17	183	4.5
支持層	砂礫	50	20	251	

2. 解析条件

2-1. 一般条件

1) 構造物構造形式

- ・ 構造形式；RC ビームスラブ式ラーメン高架橋
- ・ 接続形式；ゲルバー桁形式
- ・ 基礎形式；杭基礎(場所打ち杭(φ1000))

2) 構造物形状寸法

- ・ 径間数；線路方向…3 径間(10.0m×3)、
直角方向…1 径間(5.5m)
- ・ 高さ；8.1m(地中梁天端～スラブ天端)

3) 地盤条件…表1に示す。なお、表層地盤の固有周期は0.31sであり、耐震標準のG3地盤(普通地盤)に区分される。

2-2. 設計地震動

耐震標準2.2に示されているL2地震動(スペクトルII)とした。

3. 解析法と解析モデル

3-1. 非線形スペクトル法

非線形スペクトル法における静的非線形解析のモデルは、図1に示すように、構造物と地盤を一体化した平面骨組モデルとした。

1) 部材のモデル化

部材のモデル化は表2に示す。

2) 地盤のモデル化

地盤ばねは、地盤反力が上限値に達すると塑性化する弾塑性体(バイリニア型)としてモデル化した。

3) 設計荷重

永久荷重(固定死荷重・付加死荷重)、変動荷重(列車荷重)、偶発荷重(地震の影響による慣性力)とした。

3-2. 時刻歴動的解析法

時刻歴動的解析法の解析モデルは、図2に示すように、構造物と地盤を一体化した平面モデル(部材；線材要素，地盤；平面ひずみ要素)とした。

表2 部材のモデル化

部材名	非線形特性 ^{※1}	骨格曲線 ^{※2}	履歴特性 ^{※3}	備考
上層梁	M-φ	テトラリニア型モデル	修正武田モデル	圧縮側・引張側を考慮
柱	M-θ	テトラリニア型モデル	修正武田モデル	軸力変動考慮
地中梁	M-θ	テトラリニア型モデル	修正武田モデル	
杭	M-φ	テトラリニア型モデル	修正武田モデル	軸力変動考慮

※1 M;曲げモーメント(kN・m) φ;曲率(m⁻¹) θ;部材角(rad)
 ※2 時刻歴動的解析法ではトリニア型モデルとする。
 ※3 時刻歴動的解析法のみに関連。

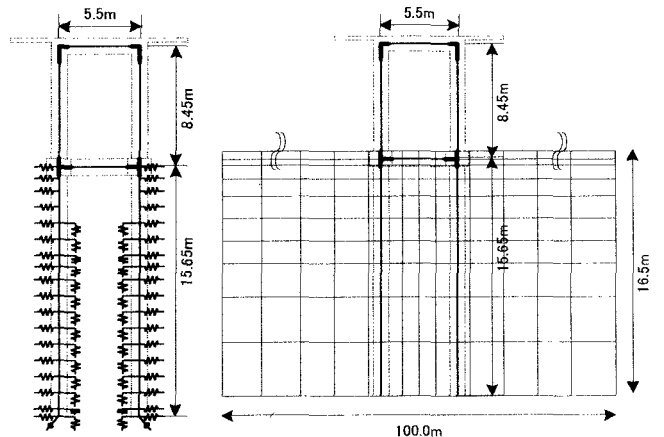


図1 非線形スペクトル法 図2 時刻歴動的解析法解析モデル図
 解析モデル図

キーワード ラーメン高架橋 大規模地震 耐震設計標準 非線形スペクトル法 時刻歴動的解析法
 連絡先 住所；東京都渋谷区代々木2-2-6 JR新宿ビル3F 電話；03-3373-6001 FAX；03-3373-5801

(1) 部材のモデル化

表2に示す骨格曲線はトリリニア型で設定した。

(2) 地盤のモデル化

地盤の非線形履歴特性は修正R-Oモデルとした。

(3) 設計荷重

非線形スペクトル法と同様とした。なお、耐震設計上の基盤面に与える地震動は、耐震標準解説図 3.6.3に示されている基盤地震動波形(スペクトルII適合波)とした。

(4) その他解析条件

- ・ 応答解法;直接積分法
- ・ 積分間隔と時間;0.005秒 35秒間
- ・ 減衰種類;レーリ-減衰(剛性比例減衰)
- ・ 地盤境界条件;表3に示す
- ・ 地盤と構造物との接合部;ジョイント要素を設置する。

4. 解析結果

4-1. 非線形スペクトル法

静的非線形解析プログラム²⁾を用いて解析(変位増分法)を行った結果、構造物天端における荷重~変位曲線($K_n \sim \delta$ 関係)として図3が得られた。構造物の降伏震度 $K_{ny} = 0.62$ 、降伏変位 $\delta_y = 82\text{mm}$ より算出される構造物の等価固有周期は0.73sであった。耐震標準付属資料6-1に示されている所要降伏震度スペクトル図より、応答塑性率は $\mu = 4.2$ となり、構造物の応答変位は、 $\delta_{max} = \delta_y \times \mu = 82 \times 4.2 = 344\text{mm}$ となった。

4-2. 時刻歴動的解析法

地震応答解析システム³⁾を用いて動的非線形解析を行った結果、構造物天端における最大応答変位は $\delta_{max} = 304\text{mm}$ となり、非線形スペクトル法による応答変位の9割程度であった。なお、最大変位図を図4に示した。

5. まとめ

各解析法による解析結果の比較を表4に示した。静的解析による非線形スペクトル法と違い、時刻歴動的解析法では、耐震設計上の基盤面に地震波を入力するため、地盤が基礎構造物に大きな影響を与えた結果、杭部材が降伏し、柱の損傷が抑えられたと考えられる。

構造物全体の損傷状態を見ると、時刻歴動的解析法による損傷程度は比較的軽微なものとなっており、詳細な検討をすることによって、より経済的に有利な構造物が設計できると考えられる。ただし、地盤のモデル化や減衰定数等の設定によっては解析結果に大きな影響を及ぼすこともあるので、モデルの設定に十分留意するとともに、それによる結果の相違を把握することが重要だと思われる。

表3 地盤境界条件

側面境界	水平方向	鉛直方向	底面境界	水平方向	鉛直方向
	繰返	固定		粘性	固定

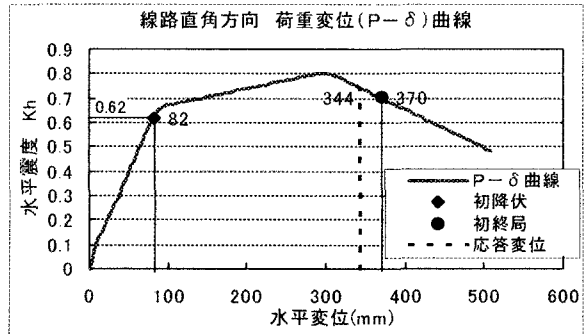


図3 荷重変位曲線

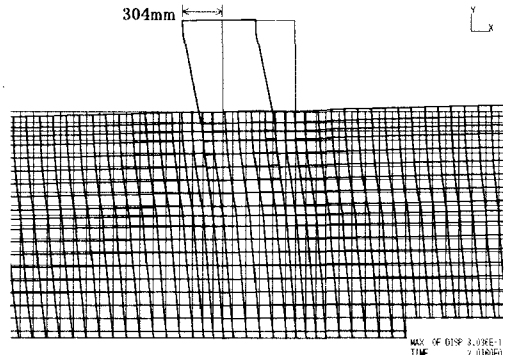


図4 最大変位図

表4 解析結果の比較

解析法	最大変位	降伏部材	曲げ耐力を超えた部材
非線形スペクトル法	344mm	柱	柱
時刻歴動的解析法	304mm	柱・地中梁・杭	なし

¹⁾ 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, 平成11年10月

²⁾ 静的非線形解析プログラム(SNAP), 鉄道総合技術研究所製

³⁾ 3次元地盤・構造物連成地震応答解析システム(DINAS), CRC 総合研究所製