

橋台の非線形応答スペクトル法による耐震設計法の提案

鉄道総合技術研究所 正会員○西岡英俊, 渡辺健治, 神田政幸, 室野剛隆
ジェイアール総研エンジニアリング 非会員 日野篤志, 正会員 西村昭彦

1. はじめに

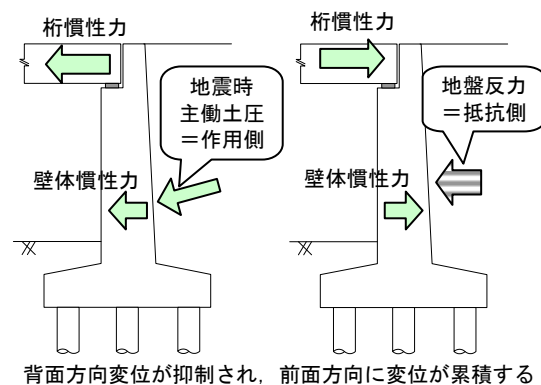
橋台は盛土を支持する擁壁(抗土圧構造物)としての機能と, 桁(上部工)を支持する橋脚としての機能を兼ねる構造物である。これまで鉄道構造物の橋台の L2 地震動レベルに対する耐震設計法は, 擁壁に準じて動的増幅の影響を無視した「地表面最大加速度に対するエネルギー一定則」が用いられていた¹⁾。しかしながら実際の橋台の地震時挙動は上部工質量が重くなると擁壁よりも橋脚の挙動に近づくことが想定され, 実験的にも動的増幅の影響が無視できないことが確認されている²⁾。そこで平成 23 年度に新たに制定された鉄道構造物等設計標準・同解説【土留め構造物】³⁾では, 橋台については従来のエネルギー一定則ではなく, 橋脚と同様の応答特性を考慮することを原則とし, 図 1 に示すような橋台特有の地震時挙動の特徴を考慮した非線形時刻歴解析より応答値を算定することとされた。この考え方をを用いた場合, 実務上は橋台についても橋脚と同様に構造物の等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 k_{hy} から所要降伏震度スペクトルにより応答塑性率 μ を読み取る非線形応答スペクトル法⁴⁾が適用できることとなる。本稿では橋台の所要降伏震度スペクトルの試算結果を示し, その特徴について考察する。

2. 橋台の 1 自由度動的解析モデルの概要

橋台の基礎および壁体を含めた構造物全体系の主働側への抵抗力と変位の関係は, 背面地盤の無い橋脚の状態と同等と評価できる。この抵抗モデルに対して, 主働方向には桁等の慣性力と地震時土圧が作用し, 受働方向には桁等の慣性力のみが作用して背面からの地盤反力が基礎・壁体の抵抗力とともに抵抗することとなる(図 1)。これを動的解析上で逐次切り替えることは非常に煩雑となるため, 図 2 に示すように背面盛土側への変位増分に対する抵抗を地盤ばねの非対称な履歴特性として考慮した上で, 振動系の質量として桁・壁体の質量 m の他に, 降伏震度における地震時土圧の増分に相当する付加質量 m_E を加えた $m' (=m+m_E)$ でモデル化する。

動的解析に必要な減衰の取り扱い, ダッシュポットによりモデル化するものとし, 減衰定数 h を橋脚と同様の周期依存型として設定する。ただしここで用いる周期としては, 橋台の振動特性の特徴を考慮して図 2 中の除荷時剛性 K_{r1} から求めた履歴内等価固有周期 T_{eq-r} を用いる。

図 3 に時刻歴応答解析結果の例として, 鉄道耐震標準¹⁾に示される L2 地震動スペクトルⅡの G3 地盤(地盤の固有周期=0.25~0.5sec の場合)での地表面設計地震動を入力した場合の結果を示す。前面方向に変位が累積していく挙動が表現できていることが確認できる。なお, 参考文献 5)ではこの手法により模型実験での累積的な変形を精度よくシミュレーションできることが確認されているので, 解析モデルの詳細はこれを参照されたい。



背面方向変位が抑制され, 前面方向に変位が累積する

(a) 前面(主働)方向 (b) 背面(受働)方向

図 1 橋台の地震時挙動の特徴

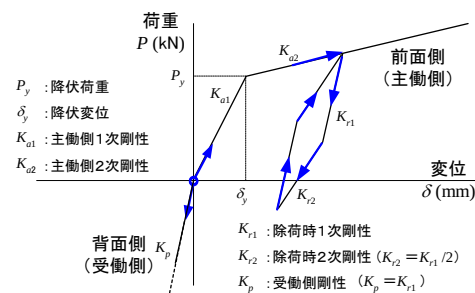
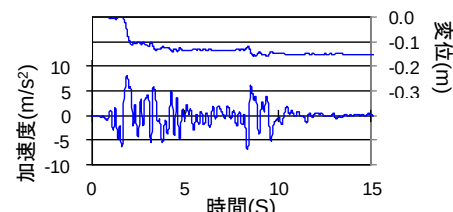
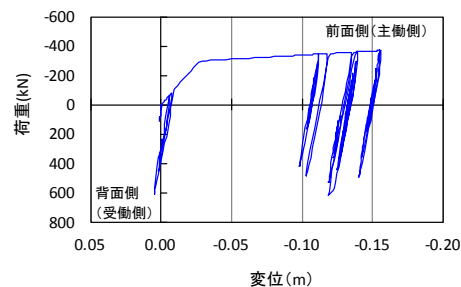


図 2 橋台の抵抗特性のモデル化の考え方



(a) 時刻歴波形



(b) 荷重変位関係

図 3 時刻歴応答解析結果の例
($T_{eq-r}=0.6\text{sec}$, $k_{hy}=0.3$)

キーワード 橋台, 非線形応答スペクトル法, 耐震設計, エネルギー一定則, 抗土圧構造物

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 基礎・土構造

3. 橋台の所要降伏震度スペクトルの作成

所要降伏震度スペクトルは、図4に示すように構造物の周期と降伏震度をパラメーターとした多数の1自由度弾塑性応答解析を行い、算出された応答塑性率の等高線図として作成できる⁴⁾。橋台の場合、履歴特性として図2に示した正負非対称モデルを用いるとともに、構造物の周期としては図2中の主働側1次剛性 K_{a1} から求めた主働側等価固有周期 T_{eq-a} を用いて図示していることが、橋脚との大きな違いである。

L2地震動スペクトルⅡのG3地盤用の所要降伏震度スペクトルの作成例を図5に示す。また、比較のため橋脚用の所要降伏震度スペクトル（基礎先行降伏）の計算結果も同時に示した。図5をみると橋台の所要降伏震度スペクトルも固有周期に応じて応答塑性率が変化する傾向にあるが、橋脚と比較すると固有周期に対する感度は相対的に小さくなっている。

4. エネルギー一定則との比較

作成した G3 地盤用の所要降伏震度スペクトルのうち、鉄道耐震標準¹⁾における耐震性能Ⅱ（地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる）および耐震性能Ⅲ（地震によって構造物全体が崩壊しない）の塑性率の限界値である $\mu_L=2.5$ および $\mu_L=4.0$ のラインを、従来の「地表面最大加速度に対するエネルギー一定則」と比較した結果を図6に示す。同じ塑性率のラインを比較して上側にある方が大きな変位量を算出することとなる。

L2地震動スペクトルⅡの場合は、 $\mu=2.5$ のラインは最大値となる $T_{eq-a}=0.8s$ 付近でエネルギー一定則と一致しており、所要降伏震度スペクトルによる応答値は従来と同等かそれよりも小さく算定される。 $\mu=4.0$ のラインは $T_{eq-a}=0.5s$ 付近で交差しており、これより長周期側では従来よりも応答値が大きく算定されることとなる。一方、L2地震動スペクトルⅠの場合は、スペクトルⅡでの両者の相対的な関係に比べて、所要降伏震度スペクトルがかなり上側にあり、従来よりも応答値が大きく算定されることとなる。これは、従来のエネルギー一定則では十分に考慮できなかった繰り返し回数が多く累積的な変形が生じやすいというスペクトルⅠの特徴が考慮できていると解釈できる。

5. おわりに

本稿では、橋台の所要降伏震度スペクトルの試算結果を示し、橋台の累積性や動的応答特性が考慮できることを確認した。周期が長い場合や設計地震動の継続時間が長く繰り返し回数が多い場合については、従来よりも大きな応答塑性率が算定される結果となったが、このような条件に対してこれまでは設計者が個別に構造形式の選定等の段階から十分な配慮がなされていたと考えられる。しかしながら、各種技術基準類が性能設計法へ移行を進める中では、従来は陽な形では考慮されていなかった影響についても適切に考慮できる応答値算定法を用いることが望ましい。本提案手法はこのような橋台の性能設計を行う上で、その特性を適切に評価できる応答値算定法であると考えられる。なお、本稿は現時点での試算結果を示したものであり、今後、減衰定数の設定などの精査を行って、実務設計に用いる所要降伏震度スペクトルの作成を進めていく予定である。

参考文献 1)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。2)西岡英俊，渡辺健治，篠田昌弘，澤田亮，神田政幸：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1330-1337，2010。3)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物），丸善，2012。4)西村昭彦，室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，Vol.13，No.2，pp.47-50，1999。5)渡辺健治，西岡英俊，神田政幸，古関潤一：動的応答特性の違いを考慮した擁壁および橋台の耐震設計法，Vol.25，No.9，2011。

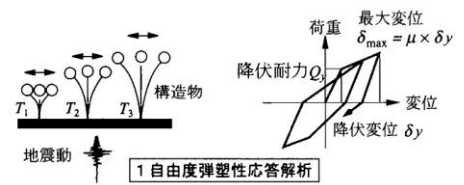


図4 所要降伏震度スペクトルの作成法⁴⁾

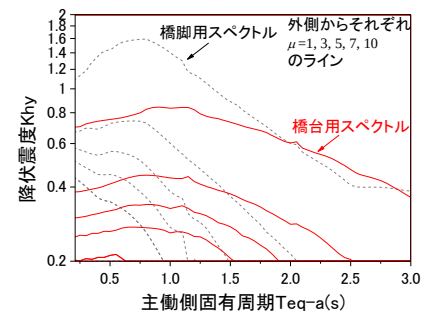
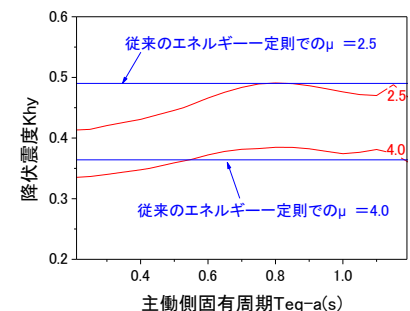
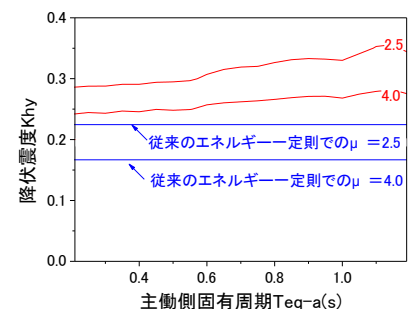


図5 所要降伏震度スペクトルの作成例
(L2地震動スペクトルⅡ-G3地盤)



(a) L2地震動スペクトルⅡ-G3地盤



(b) L2地震動スペクトルⅠ-G3地盤

図6 エネルギー一定則との比較