

鉄道地下構造物（RC ボックスカルバート）における耐震設計の試計算と一考察

東日本旅客鉄道(株) 正会員 ○内藤 圭祐
 東日本旅客鉄道(株) フェロー 清水 満
 東日本旅客鉄道(株) フェロー 齋藤 貴
 ジェイアール東日本コンサルタンツ(株) 正会員 桐生 郷史

1. はじめに

地下駅や鉄道と道路を交差する RC ボックスカルバート（以下、地下構造物）の耐震設計は、平成 24 年度に「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以下、H24 耐震標準）¹⁾」が改訂され、改訂前よりも設計地震動が大きくなり、鉄道地下構造物への要求性能が従前に比べて厳しくなっている。そのため、設計実務の観点からは、新たに設定された設計地震動により、地下構造物の応答値や応答値から求まる部材性能を確認し、従前の基準²⁾（以下、H11 耐震標準）で設計した場合との差異を確認することが必要である。

また、H24 耐震標準によれば、動的解析法や応答変位法を用いた静的解析法によるプッシュオーバー解析により地下構造物の部材の変形性能を確認するが、設計実務や照査の面で煩雑になる場合がある。そこで、構造や地盤が比較的単純な条件において、地盤や構造部材の層間変形角を指標とし、あらかじめ地下構造物の耐震性能の傾向を把握しておけば、より簡便な耐震設計が行えると考えられる。

そこで、本報告では、構造や地盤が比較的単純な条件において、応答変位法を用いた静的解析法により試計算を行い、設計応答値と耐震性能の傾向を考察する。

2. 試計算の検討条件

試計算の検討モデルを図 1、検討条件を表 1 に示す。検討モデルは、地下構造物の 1 層 2 径間（Case1）および 1 層 3 径間（Case2）の 2 ケースを対象とした。いずれのケースも上床版と下床版の軸線間の地盤の層間変形角が 1/100 以上であり、地震時の地盤変位量が比較的大きい条件である。図 1 に示す部材諸元は、H11 耐震標準で設計した諸元で損傷レベル 2 を満足している。検討は、(1)H24 耐震標準に基づいた検討（Case1-1, Case2-1）、(2)棒部材式³⁾による曲げせん断耐力比（以下、耐力比）および設計地震動を変更した検討（Case1-2, Case2-2）である。なお、(2)では、せん断補強鉄筋の構造細目として、配置間隔を $d/2$ ないし 300mm 以内となるように、せん断補強鉄筋の間隔を変更し、表 1 に示す耐力比とした。また、慣性力は、安全側を考慮し、H24 耐震標準に示される地盤種別毎の L2 スペクトルⅡの地表面最大加速度のうち、最も大きい値を用いた。

検討は、静的非線形解析プログラム（SNAP）を用い、材料修正係数 $\rho_m=1.0$ で損傷レベルを確認し、 $\rho_m=1.2$ として破壊形態の確認を行った。

表 1 検討条件

	地盤種別	地盤の層間変形角	構造物中心位置の最大加速度 (gal)	耐力比 V_{yd}/V_{mu}
Case1-1	G4 地盤	1/48	831.0	1.11~2.58
Case1-2	地盤		1028.6	0.94~2.29
Case2-1	G3 地盤	1/80	916.3	1.16~6.62
Case2-2	地盤		1028.6	1.16~3.14

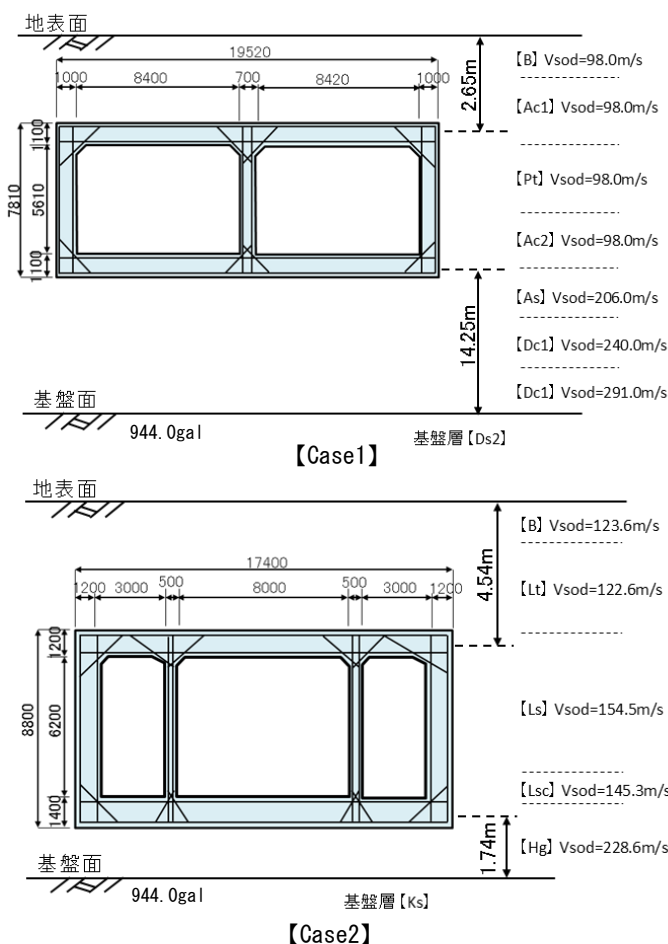


図 1 検討モデル（Case1, Case2）

キーワード 地下構造物, ボックスカルバート, 耐震設計, 鉄道

連絡先 〒151-8578 東京都渋谷区代々木二丁目 2 番 2 号 TEL 03-5334-1288

3. 静的非線形解析による耐震性能照査結果の傾向

図2に、Case1, 2の静的非線形解析による解析結果および損傷レベルの照査結果を示す。なお、図の荷重-変位曲線は、材料修正係数 $\rho m=1.0$ とした場合の結果である。Case1-1, 2-1ともに設計水平震度時には、全部材で損傷レベル2（最大耐荷力）以内の結果となり、H11 耐震標準よりも地盤の変形量や慣性力が大きいH24 耐震標準においても損傷レベルは変わらなかった。また、設計水平震度となる際の上下床版の軸線間の構造物の層間変形角は、Case1-1は1/70、Case2-1は1/71となった。耐力比および設計地震動を変更したケースでは、変更前と比べて応答は大きくなるものの、部材の損傷レベルは全部材でレベル2以内と同様であり、構造物の層間変形角もCase1-2は1/69、Case2-2は1/72となり、地盤の層間変形角よりも小さいか同程度となった。

なお、材料修正係数 $\rho m=1.2$ 、地震時荷重を1.2倍とした破壊形態の確認については、Case1-2, 2-2の解析結果では、図3に示すように、側壁基部の一部でせん断破壊判定となる以外は全て曲げ破壊判定となった。なお、せん断破壊判定となる部材については、発生せん断力の分布形状からせん断スパンを推定し、 a/d を考慮した棒部材のせん断耐力評価式⁴⁾を用いて評価した結果、曲げ破壊判定になることを確認した。

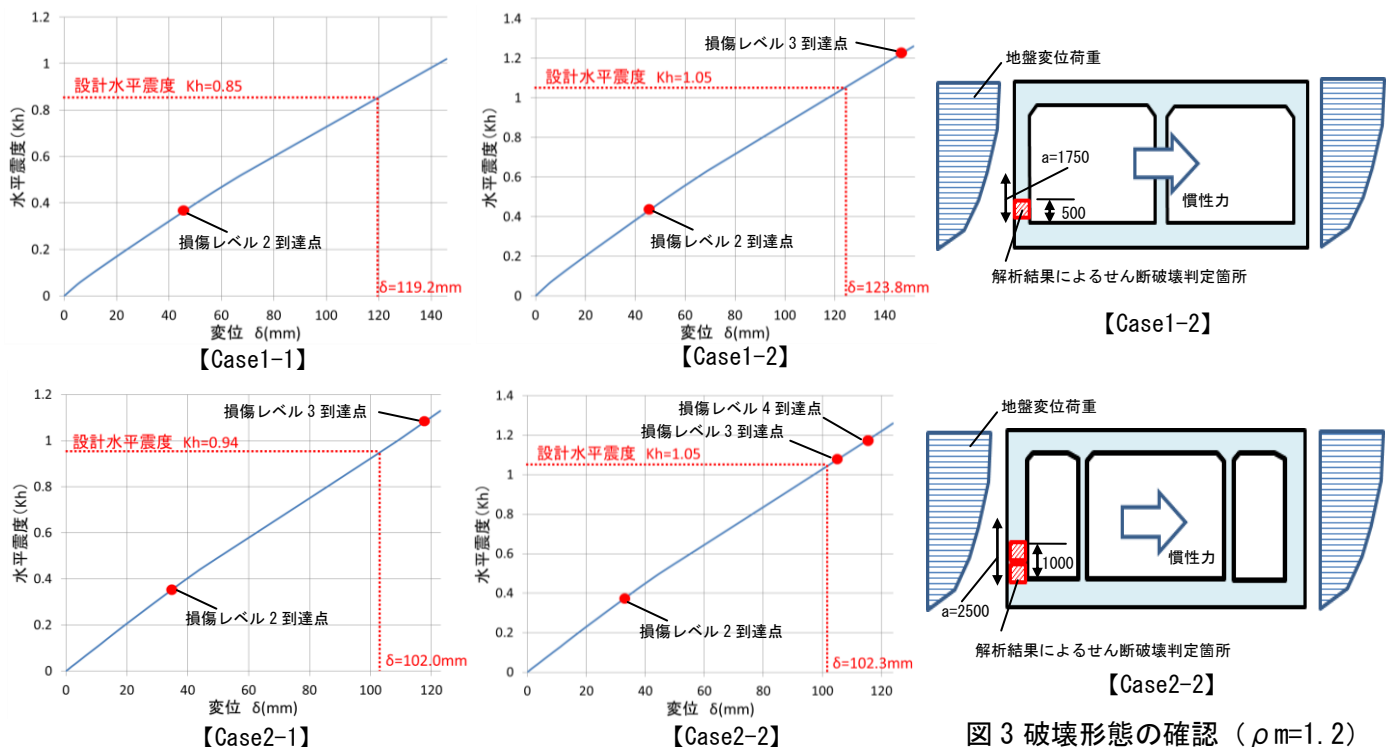


図2 損傷レベルの確認 (荷重-変位曲線, $\rho m=1.0$)

図3 破壊形態の確認 ($\rho m=1.2$)

4. まとめ

今回の表1、図1の検討ケースを用いて試算を実施した結果、次のことを確認した。

- (1) 地下構造物の変形性能は、地盤の層間変形角が1/100以上の条件において、検討に使用した耐力比を確保すれば、損傷レベル2を確保できる。
- (2) 設計水平震度になる場合の構造物の層間変形角は、地盤の層間変形角以下か同程度となる。
- (3) 静的解析法による破壊形態の結果は、 a/d を考慮したせん断耐力により評価することで、部材としての破壊形態は、曲げ先行破壊となる。

耐震標準の改訂に伴い、設計地震動が大きくなることで部材が過大になる恐れもある。しかしながら、地下構造物は、一般的には地震の影響を受けにくいとされており、従前の基準で耐震設計を実施した当社管内の地下構造物においても、これまで大規模な被害事例がない。今後も構造や地盤が比較的単純な条件における合理的かつ簡便な耐震設計手法を検討していく。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 平成24年9月
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 平成11年10月
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 平成16年4月
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 平成11年10月