

背面土の地盤バネを考慮した橋台耐震性能照査

(株) 日建技術コンサルタント 田中 友浩

1. はじめに

本業務は、橋台の耐震性能が不十分なため、耐震性能の照査を実施し、耐震補強設計を行ったものである。

本橋は図-1 に示すような主要地方道を跨ぐ跨道橋である。A1 橋台は河川堤防内に設置されており、大規模な補強等が現実的ではないため、橋台背面土の地盤バネを考慮した動的解析により、耐震性能の照査を実施し、補強規模の縮小を図る。

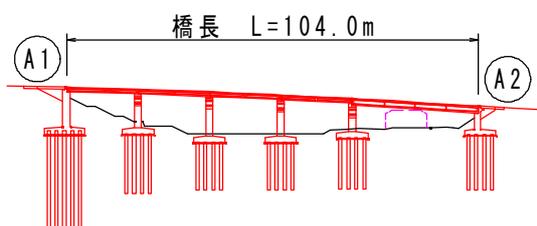


図-1 橋梁側面図

2. 現況照査

地盤の液状化判定において、液状化が生じると判定されたため、レベル2地震動に対する照査も実施する。¹⁾ 静的解析による橋台の現況照査では、レベル2地震動タイプIIにおいて、A1 橋台の前フーチング及び後フーチング、A2 橋台の後フーチングにおいてせん断耐力が超過となった。

対策工法としては、底版増厚や裏込め土の土圧軽減工法等が考えられるが、いずれも橋台背面の大規模掘削が発生し、本線の通行止めを行う必要がある。また、A1 橋台は河川堤防内に位置しているため、河川管理者からの承認も得られにくい。以上のことから、橋台に対しては基礎負担を極力抑えた解析として、背面土の地盤バネを考慮した動的解析を実施する。

3. 設計条件

設計条件を表-1 に示す。

表-1 設計条件

適用基準	H24 道路橋示方書
重要度区分	B 種の橋
地域区分	A2 地域
地盤種別	Ⅲ種地盤
支承条件	A1 : 可動 A2 : 固定

4. 解析モデル

解析モデルは、道路橋示方書で推奨されている質点、はり要素、ばね要素等によってモデル化する。¹⁾

堅壁、フーチングについては、部材の降伏後の変形を考慮する必要があることから、道路橋示方書に記載のバイリニア型の非線形梁要素でモデル化する。¹⁾ 基礎については、道路橋示方書記載の橋の解析モデルの例¹⁾ に準じ、線形ばね要素としてモデル化する。

A1 橋台については図-2 に示すように、橋台全体に土被りが極めて大きく、堤体の一部のため掘削が制限されている部分である。仮に災害により被災しても短時間で復旧されるため、橋台前面側の地盤バネについても考慮する。

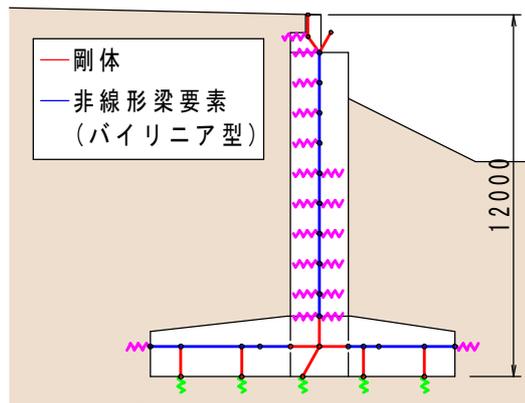


図-2 A1 橋台モデル図

A2 橋台については図-3 に示すように、A1 橋台と同様にモデル化するものとするが、前面の埋め戻しによる土被りが小さいため、前面側の地盤バネによる抵抗は考慮しない。

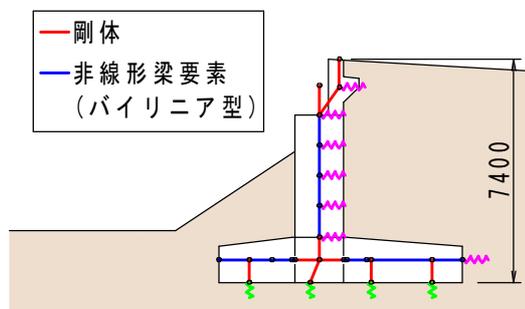


図-3 A2 橋台モデル図

5. 背面土のモデル化

橋台背面土の影響は図-4 に示すような非線形バネとして扱ってよいとされている。また、バネ反力の上限值は受動土圧に相当する値とする。²⁾

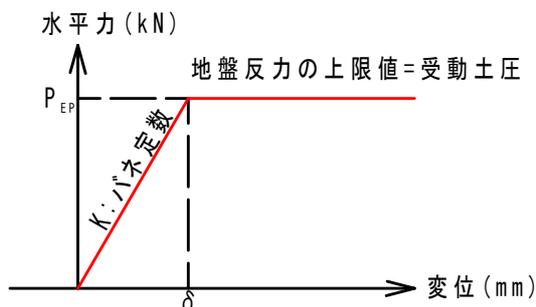


図-4 地盤反力バネモデル図

地盤バネはバネ定数を式(1)²⁾ から、地盤バネの上限值を式(2)³⁾ から算出する。

$$K = k_H \cdot A \quad (1)$$

$$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに、

K : 橋台背面土バネのバネ定数(kN/m)

k_H : 橋台背面土の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

α_k : k_H の推定に用いる補正係数

k_{H0} : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)で、地盤の変形係数 E_0 より以下より求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.30} \alpha E_0$$

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

A : 橋台背面土バネの作用面積(m²)

B_H : 橋台の換算載荷幅(m)

$$P_{EP} = K_{EP} \gamma x \quad (2)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ここに、

P_{EP} : 深さ x における地震時の地盤の受動土圧強度(kN/m²)

γ : 背面土の単位体積重量(kN/m³)

x : 計画地盤面からの深さ(m)

K_{EP} : 地震時の受動土圧係数

ϕ : 土のせん断抵抗角(°)

δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角(°)で、 $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度(°)

6. 解析結果

橋台に対する動的解析より、A1, A2 に対しては図-5 に示す通り、A2 橋台の前フーチング及びび壁基部のみせん断耐力超過となった。

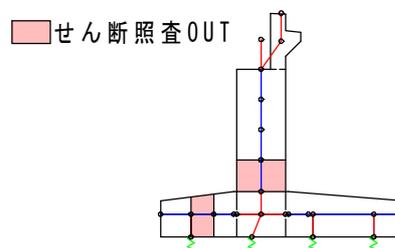


図-5 A2 橋台照査結果

A1 橋台に関しては、許容値の1/2程度となっており、全て許容値以下となった。要因としては、静的解析では一般的に前面土砂の水平抵抗は無視するが、A1 橋台前面の土被りが非常に大きいことから、動的解析時に前面土砂の抵抗を地盤バネとしてモデル化した結果、全体的に応答値が小さくなったと考えられる。また、地盤バネ自体の減衰により、躯体に発生する断面力が小さくなっていることも要因と考えられる。

A2 橋台も A1 橋台と同様に応答値が小さくなったが、固定支承のため、上部工の分担重量も大きく、部分的に耐力を超過する部材が発生している。

7. 補強方法

せん断耐力を増強するためには、せん断補強鉄筋を増加させる方法が最も有効であることから、あと施工せん断補強鉄筋による補強を行う。せん断補強を行う範囲としては、せん断補強が必要となる範囲の両端にそれぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた範囲とする。³⁾

河川範囲外の A2 橋台前面の床掘を行い、あと施工せん断補強鉄筋を打設するのみの施工となることから、背面土の地盤バネを考慮した動的解析により、補強規模の縮小を図ることができた。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 H24. 3
日本道路協会 P. 118, 119, 120, 167, 251
- 2) 既設橋梁の耐震補強工法事例集 H17. 4
(財)海洋架橋・橋梁調査会 P. I-102, 104 II-223~229
- 3) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 H24. 3
日本道路協会 P. 199, 339