

## Ⅲ - A 440

## 軟弱地盤における橋台基礎の設計(その2)

建設技術研究所 正会員 富田 聡  
 日本道路公団 正会員 渡辺 将之  
 日本道路公団 正会員 西川 孝一  
 日本道路公団 正会員 新井 栄俊  
 建設技術研究所 正会員 原 隆史

## 1. はじめに

軟弱地盤上における橋台の試験施工の結果をパラメトリックに検討し、簡易な設計法を提案したので報告する。

## 2. 試験施工結果のパラメトリックスタディ

試験施工は特定の条件下での橋台挙動のため、設計法の提案に当たっては軟弱層厚やプレロード断面といった条件変化に伴う挙動も対象とする必要がある。そこで、ここでは試験施工を一度解析上で再現し、条件変化に対するパラメトリックスタディを行った。このケースと結果を表-1に示す。

ここで、試験橋台とは各試験施工でプレロードの有無に対する影響を検討したものであり、群杭モデルとは4本杭の試験橋台に対し20本杭の実橋台規模を想定したものである。これらの結果は、提案計算法の妥当性の検証として比較に用いるためのものであるが、縮小プレロード効果は非常に大きいことが確認される。

また、別途施工後橋台が移動した状態を初期状態とした動的解析により、地震時の挙動も推定している。この際の入力波形は、震度法レベルを対象として修正津軽大橋の波形を用いた。なお、粘性土の圧密に伴う沈下や時間的な影響および塑性化などを考慮するため、Cam-clay モデルを用いた圧密連成弾塑性 FEM 解析を用い、地震時は非排水状態を仮定した。

表-1 パラメトリックスタディ結果一覧

|       | 解析ケース   | 橋台高さ<br>(m) | 盛土速度<br>(cm/day) | 軟弱層厚<br>(m) | 縮小プレロード |      | 解析結果(杭) |                       |
|-------|---------|-------------|------------------|-------------|---------|------|---------|-----------------------|
|       |         |             |                  |             | 高さ(m)   | 放置期間 | 最大変位    | 最大応力度                 |
| 試験橋台  | A タイプ 1 | 9.6         | 5.0              | 5.0         | —       | —    | 98 mm   | 390 N/mm <sup>2</sup> |
|       | A タイプ 2 | 9.6         | 5.0(15.0)        | 5.0         | 6.7     | 60 日 | 38      | 224                   |
|       | B タイプ 1 | 8.0         | 5.0(15.0)        | 5.0         | 6.7     | 60 日 | 25      | 201                   |
|       | B タイプ 2 | 8.0         | 5.0              | 5.0         | —       | —    | 59      | 331                   |
| 群杭モデル | ケース 0   | 9.5         | 5.0              | 5.0         | —       | —    | 77      | 313                   |
|       | ケース 1   | 9.5         | 5.0              | 10.0        | —       | —    | 165     | 433                   |
|       | ケース 2   | 9.5         | 5.0              | —           | —       | —    | 11      | 53                    |
|       | ケース 3   | 9.5         | 5.0(15.0)        | 5.0         | 4.0     | 60 日 | 61      | 240                   |
|       | ケース 4   | 9.5         | 5.0(15.0)        | 10.0        | 4.0     | 60 日 | 134     | 319                   |
|       | ケース 5   | 9.5         | 5.0(15.0)        | 5.0         | 8.0     | 60 日 | 38      | 160                   |
|       | ケース 6   | 9.5         | 5.0(15.0)        | 10.0        | 8.0     | 60 日 | 79      | 201                   |

 : 試験施工を実施したケース

## 3. 提案計算法

筆者等は、橋台基礎に発生する応力を設計段階で推定する方法として、次の簡易な計算法を提案している。

① 計算方法：従来から用いていたはりバネモデル

② 常時：土圧は一般橋台との整合からクーロンの主働土圧とする。側方流動圧は最大値を道路公団でこれまで用いていた設計要領に示すものとし、軟弱層上面から層厚の 1/2 ままで最大値と同じ台形分布とする。プレロード効果の評価としては、式(1)に示すように橋台背面の最終的な沈下量に対し、プレロードにより事前に発生させることのできる沈下量を考慮して側方流動圧を減じる。

キーワード：橋台基礎、側方流動、プレロード、試験施工、軟弱地盤

連絡先：株式会社建設技術研究所技術 4 部 〒103-8430 東京都中央区日本橋本町 4-9-11

電話：03-3668-0451、FAX：03-5695-1885

$$P_{i\max}' = \frac{S-S'}{S} P_{i\max} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $P_{i\max}'$  : プレロードを行った場合の各杭の最大側方流動圧 (kN/m)

$S$  : 橋台背面の最終的な沈下量 (m)、 $S'$  : プレロードによる橋台背面位置における沈下量 (m)  
 水平方向地盤反力係数は、15mm 以上の変位が発生することを前提とした設計事例が少ないことから、コア試験や孔内水平載荷試験から変形係数を求めた上で地盤反力係数の推定に用いる係数( $\alpha$ )を1として小さく設定し、かつ15mm 以上の変位に対する-1/2乗則のひずみ依存性を考慮する。地盤反力の上限值は、クーロンの受働土圧とし、バイリニアな弾完全塑性モデルとして評価する。

③ 地震時 : 地震時慣性力、地震時増加土圧(地震時土圧-常時土圧)といった地震時の増加荷重のみを考慮し、地盤抵抗は現行設計と同じ地盤反力係数の推定に用いる係数( $\alpha$ )を8とした弾性地盤反力とする。

#### 4. 試験施工やパラメトリックスタディとの比較

静的な状態での比較を図-1、地震時の応力に対する比較を図-2に示す。

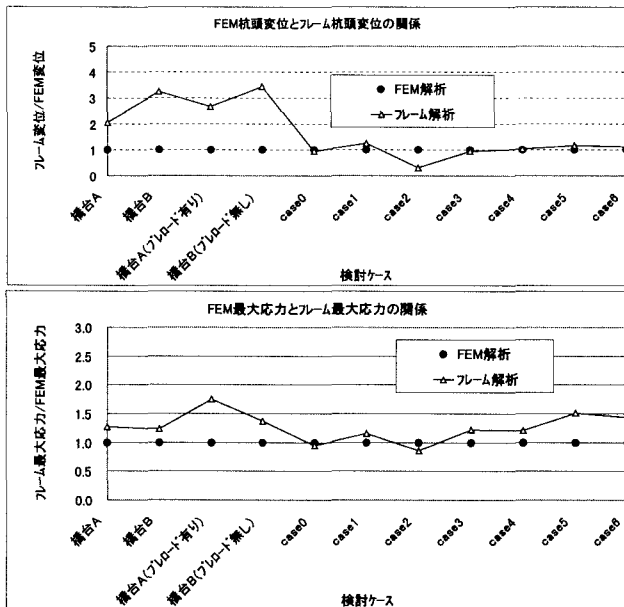


図-1 提案設計法とFEMとの比較(常時)

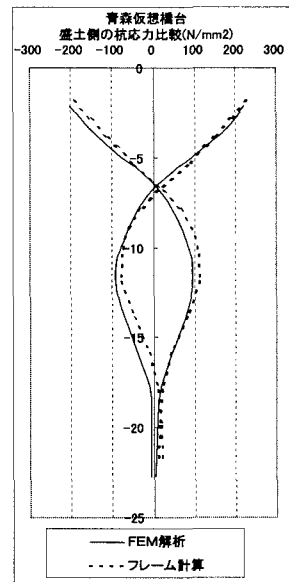


図-2 提案設計法とFEMとの比較(地震時)

この結果によると、若干安全側ではあるが提案計算法は実測値を比較的良好に再現しているものと考えられた。

#### 5. おわりに

本検討では、軟弱地盤上に橋台を計画する際、鋼管杭を用いる場合には現行設計で規定される許容変位時の発生応力が小さく、応力に着目した設計が合理的であることを確認し、これを事前に予測する計算方法を提案した。また、本計算が現行設計と比較して経済的となることも別途確認している。今後は、さらに実測値との比較を行いながら、経済的で合理的な設計法を確立して行きたいと考えている。

#### 参考文献 :

- 1) 望月、湯川、中原、原、于、鶴飼 : 「軟弱地盤における合理的な橋台基礎の設計」、第53回土木学会年次講演会(1998)
- 2) 望月、湯川、原、于、鶴飼 : 「軟弱地盤における橋台基礎の合理的な設計法」、構造工学論文集 Vol.45A(1999)