

## FEM 解析を用いた変状橋台基礎の健全性の確認

Inspection of Moved Piled Bridge Abutments by Using FEM Analysis

原 隆 史 (はら たかし)

㈱建設技術研究所東京本社

松 田 哲 夫 (まつだ てつお)

日本道路公団金沢技術事務所 所長

鵜 飼 恵 三 (うがい けいぞう)

群馬大学 建設工学科

## 1. はじめに

軟弱地盤上に建設される橋台をはじめとし、常時偏土圧を受ける橋台は、背面盛土の施工中、あるいは供用後にいたるまで変状している事例が多い。橋台の変状は抗土圧構造物としてごく自然な挙動ではあるが、大きな変位が確認された場合には、これを支持する杭基礎の健全性が懸念される。現在、杭基礎の健全性を確認するための方法としては、ボアホールカメラによる直接的な確認や波動伝播を用いた非破壊検査などの技術が多く提案されている。しかしながら、これらは致命的な損傷やひび割れの程度から定性的な健全性を評価する上では有効であっても、杭基礎に発生している応力度といった定量的な評価を行うことはできず、変状橋台の管理、特に管理値の設定や合理的な対策工の計画にあたり、杭基礎の健全性を定量的に評価しうる方法が望まれている。

そこで筆者らは、FEM 解析で橋台の変状履歴を再現することにより、杭基礎の現状変位や発生応力度の推定、およびこれらの将来予測から、杭基礎の健全性を確認する方法を提案している。提案にあたり、その第一段階として橋台や杭の変位、杭に発生する応力度を計測した試験施工を実施し、橋台変位を再現した FEM 解析の杭基礎に発生する推定応力度の再現性を確認している。本論文では、この結果とこれに基づいた変状橋台基礎の健全性確認に FEM 解析を用いる提案、および提案方法の適用事例について報告する。

## 2. 試験施工と FEM 解析の再現性

橋台の変位を再現した FEM 解析が杭の変位や応力も再現できる場合には、FEM 解析を変状した橋台杭基礎の健全性を確認するための有効な手法として活用することができる。また、橋台変状の履歴を再現した場合には、精度のよい将来予測も可能である。

そこで、ここでは橋台の変位と杭の変位や応力を詳細に計測した試験施工により、橋台の変位を再現した FEM 解析の杭の変位や応力に対する再現性を確認した。

## 2.1 試験施工の概要

図-1 に試験施工を実施した橋台と地盤および計測の状況を示す。この図から分かるとおり、比較的厚い軟弱地盤上に高さ 9 m の逆 T 式橋台を鋼管杭 ( $\phi 800$  mm,  $t$

= 12 mm,  $5 \times 5 = 25$  本, SKK490,  $L = 25$  m) を用いて設置した。粘性土地盤の室内試験結果を表-1 に示す。主な計測は、橋台の変位を測量、杭の変位や応力は杭に設置した挿入式傾斜計とひずみ計により行っている。盛土と橋台の施工経緯は以下のとおりである (図-2 (a) 参照)。ここで、盛土厚さとは盛土高さに地表面の沈下量を加えたものである。

① サンドドレーン (盛土中央部 2.5 m 間隔, 法部 1.5 m 間隔) を施工後、高さ 1.3 m までサンドマットを施工し 150 日間放置した。

② 高さ 3.0 m まで、橋台フーチング前面位置を法尻とする小規模なプレロードを行い 60 日間放置した。

③ 杭と橋台を施工した後、高さ 7.6 m まで 5 cm/日

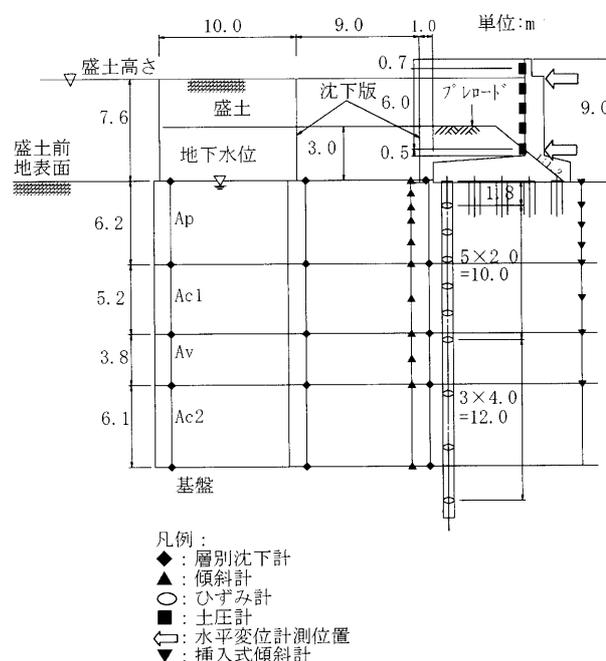


図-1 試験施工の断面と計測位置

表-1 粘性土の地盤物性値

層	$N$	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	$C_u$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi_{cu}$ deg	$C_c$	$\rho_c$ kN/m <sup>2</sup>
Ap	1	13	15	17	1.35	52
Ac1	2	16	20	18	0.45	135
Av	14	15	80	30	0.16	137
Ac2	2	16	20	19	0.95	138

で盛土を施工し400日間放置した。

④ 盛土を厚さ3.0 m 撤去し150日間放置した。

計測は、サンドドレーン施工後から盛土を一部撤去後150日間放置するまで実施された。

### 2.2 FEM 解析の再現性

ここでは、橋台変位の経時変化をFEM解析で逆解析し、この結果得られた杭の変位と応力の解析値と実測値との比較から、橋台変位を再現したFEM解析における杭に発生する応力と変位の再現性について示す。ここでの解析は、粘性土をカムクレイモデル、砂質土をMC- $\text{DP}$ モデルとする圧密連成弾塑性FEMを用いている。

図-2に盛土の施工、これに伴う橋台変位と最大杭応力の推移の解析値と実測値との比較を示す。ここで橋台の変位は、図-2(b)に示すように施工に伴う推移を包絡し、最終変位が合致するよう逆解析した。当該橋台の変位の特徴としては、上下部の変位がほぼ同程度で傾斜せずに移動していることが挙げられるが、解析ではこれを再現した。逆解析の過程は別の論文<sup>1),2)</sup>で詳しく述べるので参照されたい。

この際のFEM解析における杭に発生する応力の推移は、図-2(c)に示すように実測値を非常によく再現していることが分かる。本試験施工では、図-2(a)の④で示すように盛土後に橋台背面の盛土の一部を撤去し、橋台移動における応急対策工の効果を確認したが、この際の杭の応力低減についてもよく再現されている。また、図-3には最終ステップにおける杭の変位と応力の深さ方向の分布を示す。この結果でも解析値は実測値をよく再現していることが分かる。

一般にこれほどよく解析が実測値を再現する例は少ないと考えるが、橋台の変位を再現したFEM解析における杭の変位や応力の実測値の再現性は高いことを確認した。誌面の都合上ここで示すことはできないが、筆者らは別の箇所でも試験施工との比較を実施しており、ここで示した例ほど再現性はよくないものの、杭の健全性を評価する上での十分な再現性を確認<sup>3)</sup>している。

以上より、変状橋台の直接確認することのできない杭基礎の健全性を評価するに当たり、FEM解析は有効な手法として用いることができる。

### 3. 適用事例

ここでは、FEMを用いて変状橋台における杭基礎の健全性を検討した事例を示す。

#### 3.1 対象橋台と変状状況

ここで対象とした橋台は、図-4に示すとおり鋼管杭( $\phi 800 \text{ mm}$ ,  $t = 16 \text{ mm}$ ,  $7 \times 6 = 42 \text{ 本}$ , SKK490,  $L = 24 \text{ m}$ )で支持された高さ14 mの箱式橋台である。

地盤は、地表から支持層とした軟岩に至るまで、有機質粘土と沖積粘性土および火山灰層の互層となっている。これらの土質調査・試験は、標準貫入試験のほか粘性土に対し一軸圧縮試験と非圧密非排水三軸圧縮試験(UU)が行われており、その結果は図-4に示した。

図-5の(a)と(b)に示すように、橋台は背面盛土の

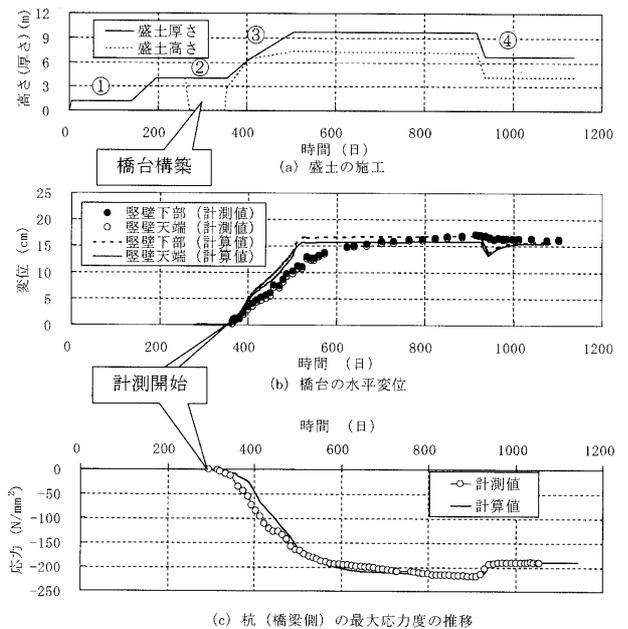


図-2 盛土に伴う橋台変位と杭応力の推移

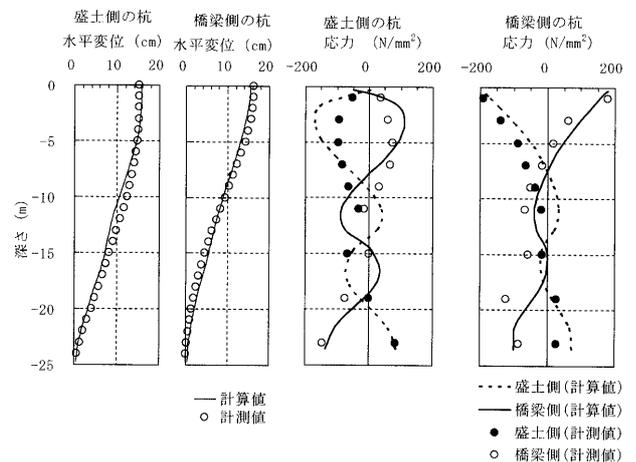


図-3 杭の変位と応力の深さ方向の分布

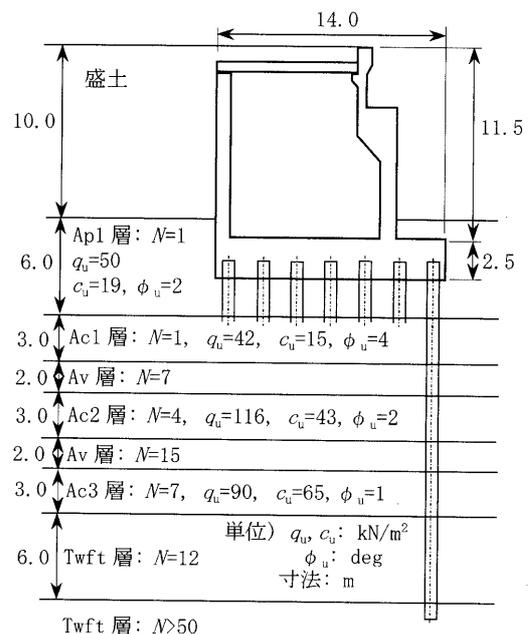


図-4 橋台と地盤状況

## 論 文

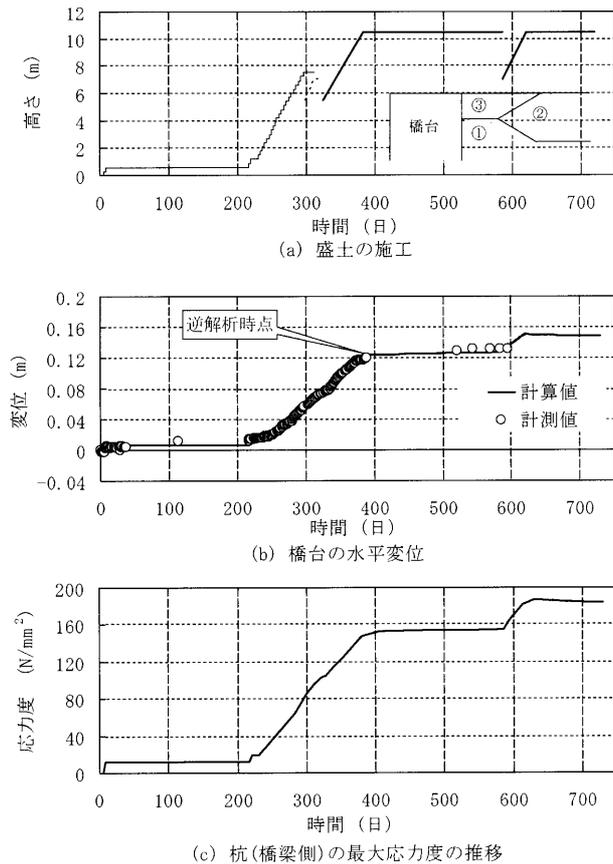


図-5 橋台変位と杭応力

施工とともに前側へ変状しはじめ、高さ11mまで盛土した段階(図-5(a)の図中②)を完了、図-5(a)の図中の逆解析時点)での橋台の水平変位は12 cmにまで達し、この時点での杭応力とともに継続施工(図-5(a)の図中③)に伴う杭の健全性が懸念され施工を中断した。なお、この際の橋台の傾斜や沈下はほとんど発生していない。

## 3.2 FEMを用いた杭基礎健全性の検討

## (1) 解析ツールと検討方法

軟弱地盤に設置した橋台が前面側へ傾斜や沈下を伴わずに変位しており、先に述べた試験施工と類似していることから、試験施工で橋台変位を逆解析したときの杭応力の再現性を確認した圧密連成弾塑性FEMを用いた。現時点で杭に発生している応力は、図-5(b)に示すとおり、施工開始から現時点(逆解析時点)までの橋台挙動を逆解析し、このときのFEMでモデル化した杭に発生している応力とした。

## (2) 検討結果

ここで推定された現時点(逆解析時点)の杭の応力状態を図-6に示す。これによると、杭の最大応力度は前列杭頭部で発生しており、 $150 \text{ N/mm}^2$ 程度と常時の許容値( $190 \text{ N/mm}^2$ )は超えていないと推定された。このことは、当該挙動と類似した試験施工の計測結果からも想定されることから、現時点で当該杭は健全な状態にあると考えられた。

また、現時点までの橋台挙動を再現したモデルを用い、施工開始から今後の継続施工を含めた杭の最大応力度の推移予測を図-5(c)に示す。これによると、このまま

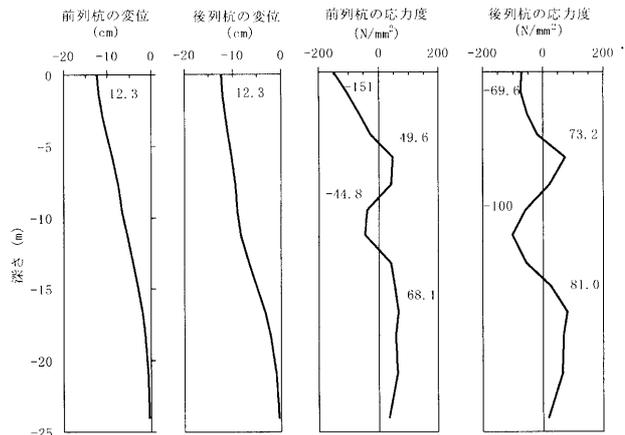


図-6 逆解析時点での杭の変位と応力の予測

施工を継続した場合には、施工に伴い応力は増加するものの、最終的に常時の許容値 $190 \text{ N/mm}^2$ を一杯で満足できる可能性があるとして推定された。しかしながら、地盤と解析の不確実性の観点から許容値一杯での計画は危険であると考えられ、約半年間の放置期間を設けてこの間の橋台挙動を確認した上で対策工を計画することとした。

## 3.3 対策工の計画

放置期間中の橋台挙動を観察した結果、図-5(b)に示すように水平移動はほぼ予測どおりの収束傾向を示し、絶対量は予測よりも若干大きめに増加したが、その量はわずかであった。この結果を受け、これ以後の盛土の施工は、既存の盛土を一部撤去して軽量盛土により行い、最終施工時の盛土荷重が現時点と等価になるよう計画した。すなわち、この際の解析上の最終的な杭の発生応力度は現状と等価な応力 $150 \text{ N/mm}^2$ となり、許容値に対し25%程度の余裕を見込んだ対策を計画した。FEM解析を用いた健全性評価の信頼性については今後さらに検討する必要があるが、当該現場と類似した試験施工の実績より、ここでの対策工は十分に安全なものと考えている。

## 4. おわりに

変状した橋台基礎の発生応力といった健全性を直接確認することは困難なため、試験施工により橋台変位を再現したFEM解析における杭の変位や応力の再現性を確認し、これを活用した手法を提案した。FEM解析による推定は、適切な解析ツールと類似事例を用いた事前検討など、その適用に当たっては十分留意する必要があるが、ボアホールカメラや非破壊検査などの既存技術と併用することにより合理的に活用できるものと考えている。

## 参 考 文 献

- 1) Hara, T., Yu, Y., Ugai, K.: Behaviour of piled bridge abutments on soft ground, Computers and Geotechnics, (登載決定).
- 2) 望月秀次・湯川保之・原 隆史・于 玉貞・鶴飼恵三: 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, pp. 1627~1634, 1999.
- 3) Watanabe, M., Nishikawa, K., Hara, T., Yu, Y. and Tomita, S.: FEM analysis of a test construction of abutment and embankment on soft ground, GEOENG2000 conference, Melbourne in Australia, 2000.

(原稿受理 2003.12.22)