

掘削時における現場計測データを用いた 周辺地盤の沈下管理手法

小島謙一¹・飯塚 敦²・太田秀樹³・館山 勝⁴

¹正会員 工修 財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

²正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

³フェロー会員 工博 東京工業大学教授 国際開発工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

⁴正会員 工博 財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

掘削工事では、周辺地盤や構造物の変形が施工に対する大きな制限となる。掘削工事では施工方法、手順など施工時の条件によって地盤の挙動が異なるため、周辺地盤などに与える影響を予測することが容易ではない。現状では、周辺地盤の沈下をいくつかの簡易予測手法や有限要素法による解析結果から推定を行っているが、施工時の条件を事前に正確に模擬し、予測することが非常に困難である。各施工ステップにおける変形を新たな入力データとして用いる情報化施工においても、解析手法が煩雑であるという問題がある。本研究は、実際の現場で計測されたデータから得られた周辺地盤の沈下量やその発生位置、掘削深さから、次の掘削ステップ以降における沈下量を容易に予測する手法を提案するものである。

Key Words: excavation, deformation, prediction, measured data, finite element method

1. はじめに

掘削工事は仮設構造物の安定や周辺地盤及び周辺構造物に対する影響度によって、仮設構造物の種類や補助工法の有無、掘削方法・掘削工程などが大きく左右される。都市部では地上部においても、地下部においても構造物が近接している場合が多く、既設構造物の変形に対する制約が施工に関する諸条件を決定する場合がある。したがって、安全かつ効率的な仮設構造物を設計するためには、事前に周辺地盤や構造物に対する変形を予測する必要がある。

設計時に簡易に周辺地盤変形を予測する手法としては、大きくわけて①土留め壁の水平変位量をもとに周辺地盤の沈下量を推定する方法^{1,2)}、②施工条件に基づく指標を用いて推定する方法^{3,4)}、③地盤特性や施工条件の分類により推定する方法^{5,6)}があるが、施工中の計測データを基に最終的な沈下量を予測する手法はあまりない。情報化施工を行う場合にはフィードバック計算を行って、変形を予測しながら施工を進めるが、再計算の作業は必ずしも容易でなく、簡便に予測できる手法の確立が望まれている。

本論文は掘削に伴う周辺地盤の沈下に着目し、現場計測されたデータから施工に伴う周辺地盤沈下の関係をモデル化することにより^{7,8)}、ある掘削ステップにおいて、その掘削ステップ以前のデータから次の掘削ステップ以降における沈下量を予測する手法を提案するものである。まず、ある掘削深さに対する周辺地盤の変形との関係が、現場や掘削深さの違いによらず、簡単な線形式で表されることを、多くの実測データに基づいて示す。次いで、掘削現場を特定した場合、掘削深さの違いによって周辺地盤の変形を表す線形式がどのように変化するかを求め、最終的に、掘削初期に周辺地盤の変形を計測すれば、将来の任意の掘削深さに対する周辺地盤の変形を予測することができることを示す。

2. 実測データを用いた周辺地盤沈下量予測手法の検討

掘削に伴う周辺地盤の変形としては、主として沈下量と影響範囲（沈下が及ぶ範囲）が問題となる。本論文では、掘削進度を表わすパラメータとして、ある掘削段階

表-1 各データの施工条件

No.	土質	土留め壁	支保工	掘削深さ (m)	掘削幅 (m)	根入れ長 (m)
1	粘土	鋼矢板	切梁 3 段	11.45	11	4.5
2	シルト	鋼矢板	切梁 7 段	13.1	22	5.9
3	シルト	鋼矢板	切梁 3 段	6.8	10.2	9.2
4	互層	鋼矢板	切梁 4 段	8.25	15	10.75
5	互層	鋼矢板	切梁 4 段	6.6	11	8.4
6	互層	柱列式連続壁	切梁 6 段	15.1	10.7	5
7	互層	鋼管杭	切梁 6 段	20.8	8	9.2
8	互層	鋼管杭	切梁 6 段	20.8	8	9.2
9	互層	親杭横矢板	切梁 6 段	19.5	7.7	5
10	互層	鋼矢板	切梁 5 段	15.3	25	15
11	シルト	連続地中壁	切梁 6 段	19.1	34	8.9
12	粘土	連続地中壁	切梁 5 段	16.7	29	15.3
13	互層	鋼矢板	切梁 6 段	16.7	15	12.1
14	互層	鋼矢板	切梁 5 段	10.4	8.5	6.6
15	互層	連続地中壁	アンカー 6 段	18.1	90.3	3
16	互層	連続地中壁	RC切梁 4 段	15.5	40.5	10.5
17	互層	連続地中壁	切梁 3 段	12.4	37.5	15.6
18	互層	鋼矢板	切梁 2 段	8.5	61.4	8.5
19	互層	連続地中壁	切梁 3 段	11.3	35	28.7
20	互層	連続地中壁	切梁 7 段	20	10	9
21	互層	連続地中壁	切梁 4 段	17.15	55	3.85
22	互層	柱列式連続壁	切梁 2 段	6.83	48.8	4
23	互層	RC連続地中壁	切梁 1 2 段	30.8	52.3	11.2
24	互層	柱列式連続壁	切梁 5 段	17.5	45	3.2
25	互層	柱列式連続壁	切梁 5 段	17.5	18	3.2
26	互層	柱列式連続壁	切梁 5 段	15.6	12.2	3.4
27	互層	RC連続地中壁	切梁 4 段	18	12	3.5
28	互層	柱列式連続壁	切梁 6 段	20	17	2
29	互層	鋼管矢板	切梁 5 段	17	18.77	8.5
30	互層	鋼管矢板	切梁 5 段	17	18.77	8.5
31	互層	鋼管矢板	切梁 5 段	17	18.77	8.5
32	互層	鋼管矢板	切梁 5 段	17	18.77	8.5

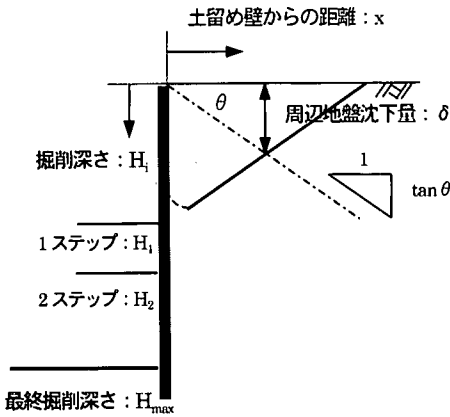


図-1 検討モデル概念図

i における掘削深さを H_i とおき、その時の周外地盤の沈下を表すパラメータとして、

$$\tan \theta = \frac{\delta}{x} \quad (1)$$

を考える。ここに図-1 に示すように、 δ は、背面地盤の土留め壁から距離 x における地表面沈下量である。この $\tan \theta$ を沈下指数と呼ぶこととする。また θ は、土留め壁頂部と土留め壁からの距離 x における沈下位置とを結んだ時に、水平面との間になす角度である。

(1) 最終掘削時における掘削深さと周外地盤沈下の関係

施工に伴う周外地盤沈下の関係を検討するために、実測データを掘削深さと沈下指数 $\tan \theta$ の関係で整理した。掘削深さは、土留め壁からの距離 x で除して無次元化して用いる。以下の検討を行うために、日本国内及び海外(2カ所)の32カ所の実測データを集めた。各現場における施工条件などを一覧にしたのが表-1である。地盤は互層地盤が多く、全体の約85%を占める。単一層はシルトや粘土の4例である。土留め壁は、鋼矢板と連続地中壁が多く、その他の土留め壁としては、わずかではあるが鋼管矢板(6現場)、親杭横矢板(1現場)が用いられている。最終掘削深さは、6.8~30.8mと範囲が広いが、15~20m程度の中規模なものが多い。

図-2(a)~(f)に、土留め壁からの距離 x で無次元化した最終掘削深さ H_{max} と沈下指数 $\tan \theta$ の関係を示す。各々の分布の傾向を解りやすくするために32データを(a)~(f)の掘削深さごとに分類した。いずれの実測データも地盤条件、土留め壁の形式、そして最終掘削深さに関係なく、 H/x (掘削深さ H を土留め壁からの距離 x で無

次元化した値)と $\tan \theta$ (土留め壁からの距離 x における背面地盤の沈下量 δ で表わされる沈下指数)が、ほぼ直線関係で表わされることが解る。この $H/x \sim \tan \theta$ 関係を定式化すると、

$$\frac{H}{x} = \alpha \tan \theta + \beta \quad (2)$$

となる。ここに、 α は直線の勾配、 β は縦軸 (H/x 軸)

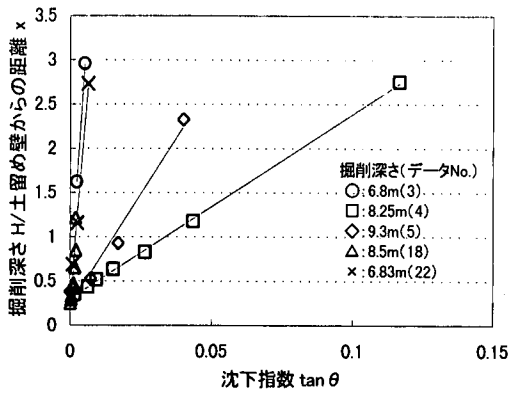


図-2(a) 最終掘削時における掘削深さ(H)/土留め壁からの距離(x)と沈下指数($\tan \theta$)の関係 (掘削深さ 10m 未満)

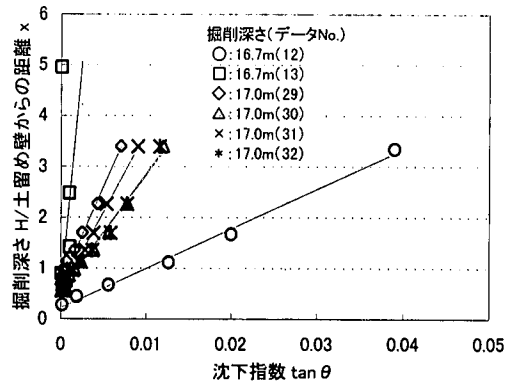


図-2(d) 最終掘削時における掘削深さ(H)/土留め壁からの距離(x)と沈下指数($\tan \theta$)の関係 (掘削深さ 16m~17m 未満)

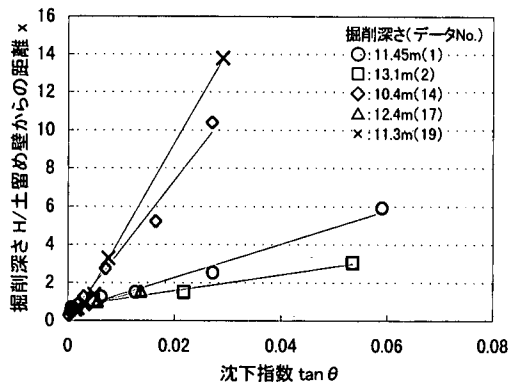


図-2(b) 最終掘削時における掘削深さ(H)/土留め壁からの距離(x)と沈下指数($\tan \theta$)の関係 (掘削深さ 10m~15m 未満)

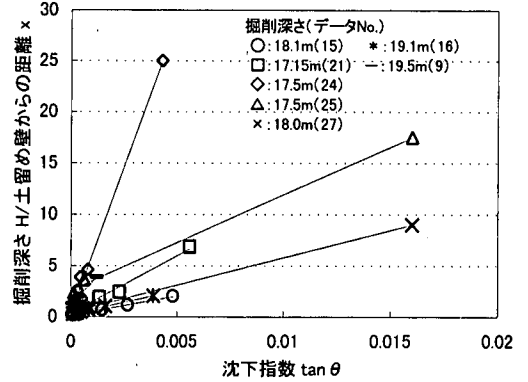


図-2(e) 最終掘削時における掘削深さ(H)/土留め壁からの距離(x)と沈下指数($\tan \theta$)の関係 (掘削深さ 17m~20m 未満)

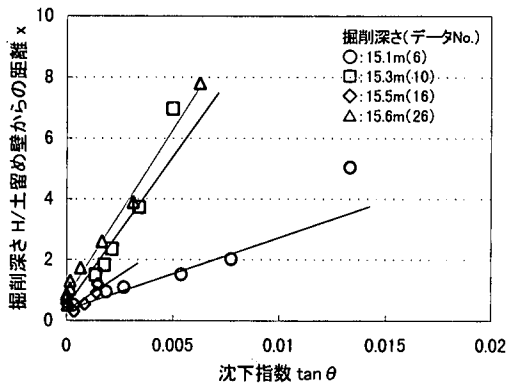


図-2(c) 最終掘削時における掘削深さ(H)/土留め壁からの距離(x)と沈下指数($\tan \theta$)の関係 (掘削深さ 15m~16m 未満)

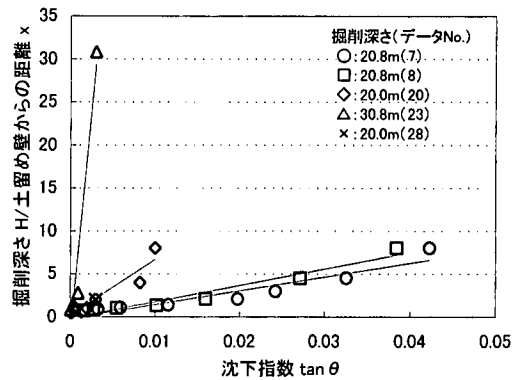


図-2(f) 最終掘削時における掘削深さ(H)/土留め壁からの距離(x)と沈下指数($\tan \theta$)の関係 (掘削深さ 20m 以上)

における直線の切片である。αが大きいほど同一掘削深さにおける周辺地盤の沈下量δが小さくなるため、地盤と土留め壁を含めた構造体全体の剛性が高いことを意味する。このαを剛性勾配と呼ぶことにする。また、βは、周辺地盤の沈下量δを0に限りなく近づけた時（周辺地盤沈下が発生しなくなる時）のH/xの値であり、周辺地盤の沈下が及ぶ土留め壁からの最遠距離を与える。すなわち、

$$\frac{H}{x_{\max}} = \alpha \tan \theta_{\delta \rightarrow 0} + \beta \cong \beta \quad (3)$$

$$x_{\max} = \frac{H}{\beta} \quad (4)$$

である。周辺地盤（土留め壁背面地盤）の沈下が及ぶ限界（土留め壁から最も離れた位置）を影響範囲 x_{\max} と呼ぶことにする。βの値を知ることによって、周辺地盤の影響範囲は式(4)のように求めることができる。したがって、βを影響範囲指数と呼ぶことにする。

(2) 各掘削時における掘削深さと周辺地盤沈下の関係

式(2)で示す関係が、掘削深さによらず（各掘削段階において）成立するのであれば、次の掘削深さにおける周辺地盤沈下の予測法を組み立てることができる。ここでは掘削段階によらず、式(2)が成り立つかどうか検討を行う。表-1の32個の現場の内、掘削段階ごとの周辺地盤の沈下が計測されている11個の現場における実測データを用いて、各掘削深さにおける $H/x \sim \tan \theta$ 関係を示したものが、図-3(a)~(k)である。いずれの場合も、 H/x と $\tan \theta$ の関係はほぼ直線となっており、式(2)の関係が成り立っていることが解る。すなわち周辺地盤の沈下は土留め壁からの距離に対して直線的に変化しているのである。ただし、 H/x が大きく（ $\tan \theta$ の値が大きくなる）と、若干、直線関係を満たさない場合が見受けられる。 H/x が大きくなる（土留め壁からの距離 x が小さくなる）のは土留め壁近傍であり、個々の現場によって異なる施工時の乱れや土留め壁と地盤との摩擦の大小、土留め壁の剛性や地盤物性の違いなどによって、周辺地盤の沈下形状は異なるものとなり、必ずしも直線的にはならないのであろう。しかし工学的には、掘削による周辺地盤の沈下の影響範囲を知ることが、より重要であることから、 $H/x \sim \tan \theta$ 関係の初期の部分（土留め壁からの距離 x が大きい範囲）を重視すべきであり、その部分では式(2)で示す直線関係は十分に成り立つようである。しかし、剛性勾配αと影響範囲指数βは、たとえ同一現場であっても、掘削深さによって変化することに注意しなければならない。このαとβを事前に推定することができれば、次の掘削段階における周辺地盤の沈下を予測

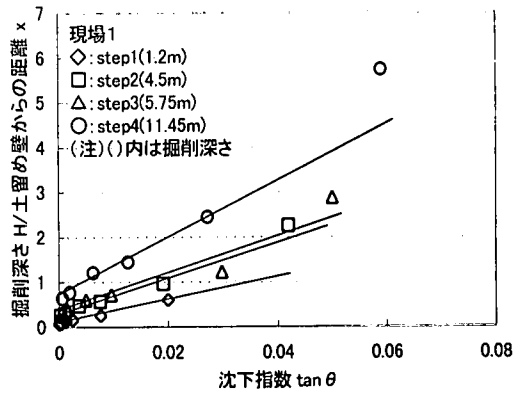


図-3(a) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

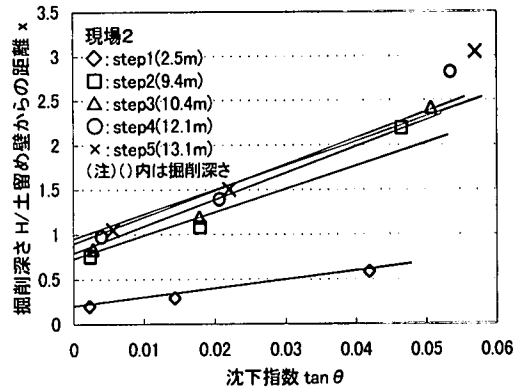


図-3(b) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

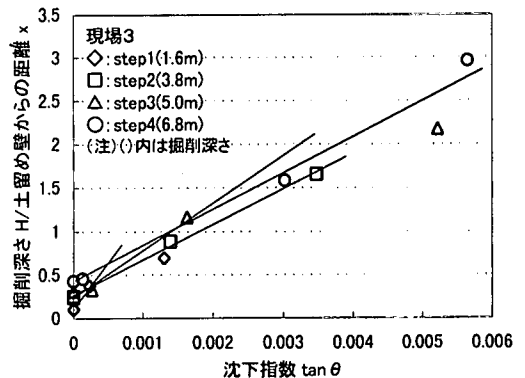


図-3(c) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

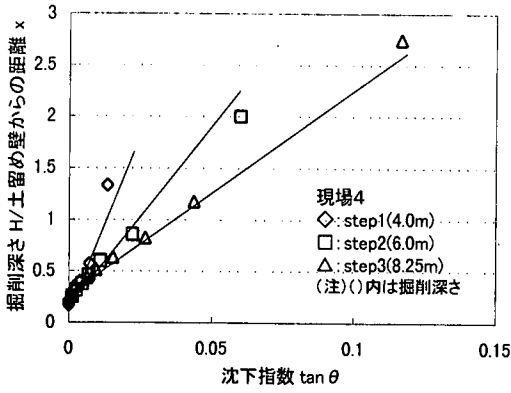


図-3(d) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

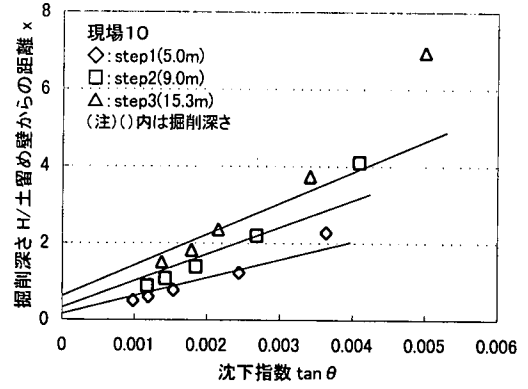


図-3(g) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

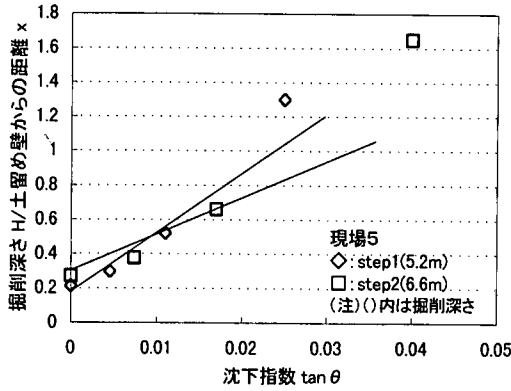


図-3(e) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

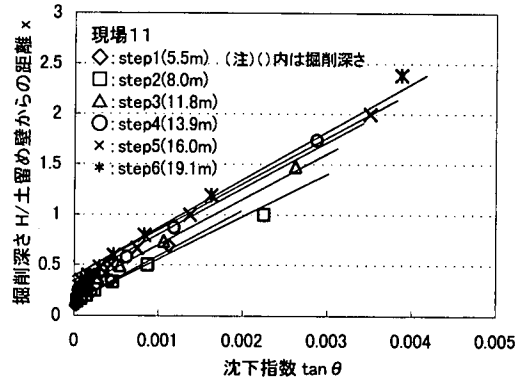


図-3(h) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

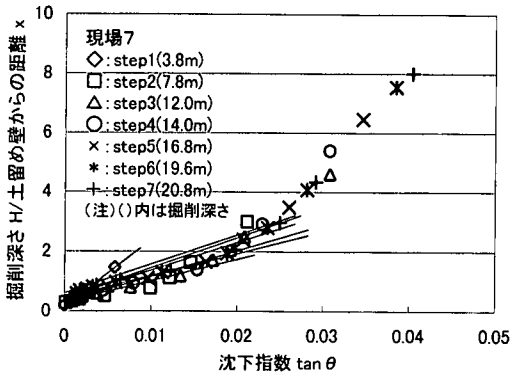


図-3(f) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

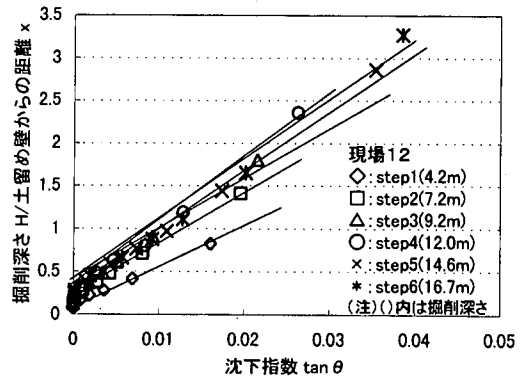


図-3(i) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と沈下指数($\tan \theta$)の関係

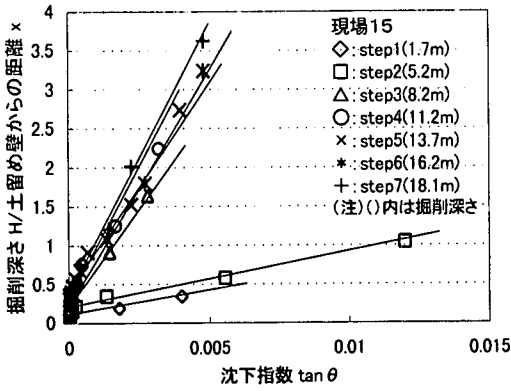


図-3(j) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と変形指数(tan θ)の関係

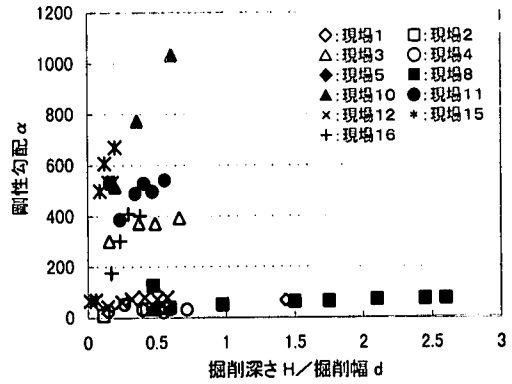


図-4 掘削幅(d)で無次元化した掘削深さ(H)と剛性勾配(α)の関係

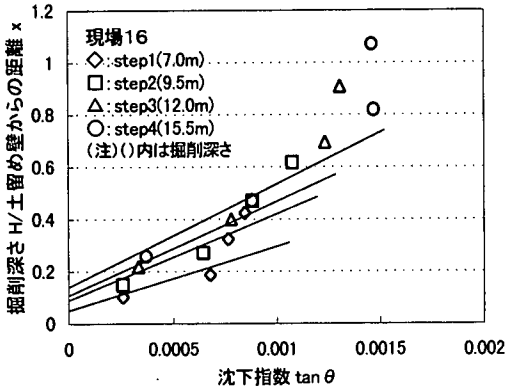


図-3(k) 土留め壁からの距離(x)で無次元化した掘削深さ(H)と変形指数(tan θ)の関係

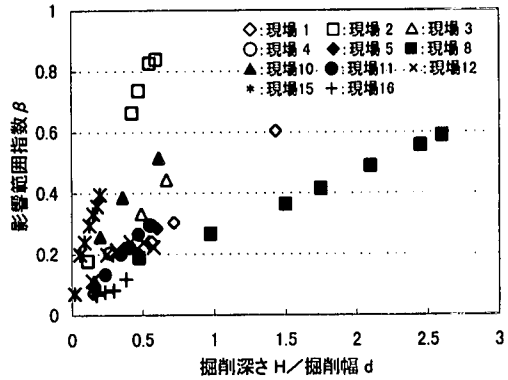


図-5 掘削幅(d)で無次元化した掘削深さ(H)と影響範囲指数(β)の関係

できることになる。

(3) 掘削深さと剛性勾配α, 影響範囲指数βの関係

ある掘削段階における周辺地盤沈下量を式(2)から予測するためには、剛性勾配α, 影響範囲指数βを事前に(沈下を予測したい掘削段階に入る前に)推定しておかねばならない。まず、αとβが掘削深さに対して、どのように変化するかを調べてみる。表-1の現場における実測データから、掘削幅で無次元化した掘削深さと剛性勾配α, 影響範囲指数βの関係をそれぞれプロットしてみた。図-4に剛性勾配αと掘削幅dで無次元化した掘削深さH/dの関係を示す。剛性勾配αは、掘削が進むにつれ(掘削が深くなるにつれ)大きくなる傾向がある。しかし、剛性勾配αの増加は、掘削初期には大きいですが、掘削が深くなるほどあまり変化しなくなることがわかる。影響範囲指数βと掘削幅で無次元化した掘削深さH/dの

関係を示したのが図-5である。影響範囲指数βも、掘削が進むにつれて増加し、掘削が深くなるほどあまり変化しなくなる。これらの実測値に基づくデータから、αとβはH/dに対して、共に双曲線で表わせそうであることがわかる。そこで、剛性勾配α, 影響範囲指数βと無次元化された掘削深さH/dとの関係を、式(5), (6)に表す双曲線モデルにあてはめることを考えた。

$$\alpha - \alpha_0 = \frac{H/d - (H/d)_0}{\gamma_{\alpha,1} + \gamma_{\alpha,2} \{H/d - (H/d)_0\}} \quad (5)$$

$$\beta - \beta_0 = \frac{H/d - (H/d)_0}{\gamma_{\beta,1} + \gamma_{\beta,2} \{H/d - (H/d)_0\}} \quad (6)$$

ここに、α₀, β₀, (H/d)₀は、それぞれ剛性勾配, 影響範囲指数, 無次元化された掘削深さの初期値である。また、パラメータγ_{α,1}, γ_{α,2}, γ_{β,1}, γ_{β,2}は双曲線を規定

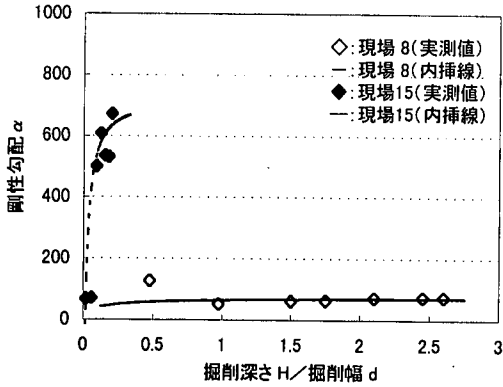


図-6 双曲線による剛性勾配(α)の推定 (実測値と推定値の比較)

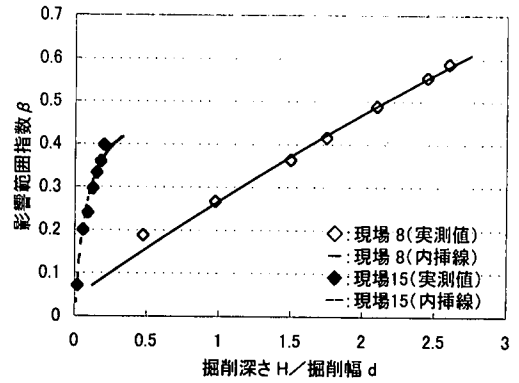


図-7 双曲線による影響範囲指数(β)の推定 (実測値と推定値の比較)

表-2 剛性勾配 (α) , 影響範囲指数 (β) の双曲線モデルパラメータ

	パラメータ	現場 8	現場 15
α	$\gamma_{\alpha,1}$	2.2×10^{-2}	1.0×10^{-4}
	$\gamma_{\alpha,2}$	3.9×10^2	1.6×10^3
β	$\gamma_{\beta,1}$	4.3	2.1×10^1
	$\gamma_{\beta,2}$	2.4×10^{-1}	2.3

するパラメータであり、個々の現場に固有の定数と考えられる。

表-1 中の 2 現場を例題に選び、実測データから、式(2)を用いて剛性勾配 α と影響範囲指数 β を求め、式(5)、(6)の双曲線モデルにあてはめてみる。α₀、β₀、(H/d)₀の初期値には 1 次掘削時における値をもとに設定した。その結果が図-6 と図-7 である。図-6 が剛性勾配 α と無次元化された掘削深さ H/d、図-7 が影響範囲指数 β と無次元化された掘削深さ H/d の関係である。剛性勾配 α、影響範囲指数 β とも、実測データから求められた値の傾向を双曲線モデルは良く説明できているようである。ここでは、双曲線のパラメータ $\gamma_{\alpha,1}$ 、 $\gamma_{\alpha,2}$ 、 $\gamma_{\beta,1}$ 、 $\gamma_{\beta,2}$ を最小二乗法により決定している(表-2)。すなわち、α と H/d、β と H/d の複数の組をサンプルと見立てて、これらのサンプルと双曲線(式(5)および式(6))との誤差の二乗の総和を最小とするように、双曲線のパラメータ $\gamma_{\alpha,1}$ 、 $\gamma_{\alpha,2}$ 、 $\gamma_{\beta,1}$ 、 $\gamma_{\beta,2}$ を定めた。ひとたび、双曲線を定めることができれば(双曲線のパラメータ $\gamma_{\alpha,1}$ 、 $\gamma_{\alpha,2}$ 、 $\gamma_{\beta,1}$ 、 $\gamma_{\beta,2}$ を決定できれば)、実測データが得られていない任意の掘削深さにおける剛性勾配 α と影響範囲指数 β を推定することが可能となる。ただし、数少ないデータに対して機械的に式(2)や式(5)および式(6)のあてはめを行うと、全ての H/x において α や β の必要条件 (α > 0, β > 0, ただし H=0 の時は β=0) を満たさない場合が生じるかもしれない。このような時には曲線の修正が必要となる。

(4) 周辺地盤の沈下予測手法

ある掘削深さ H に対する周辺地盤の変形 $\tan \theta = \delta / x$ (x は土留め壁からの距離、δ は x における地表面沈下量) が、2つのパラメータ、剛性勾配 α と影響範囲指数 β を用いて、式(2)で示される。また、剛性勾配 α と影響範囲指数 β は、掘削幅で無次元化された掘削深さ H/d に対して双曲線モデルで表わせ、しかも掘削幅が変化しない限り、個々の現場ごとに、その関係は一意である。以上が、現場実測データを整理することによって得られた知見であるが、これらを用いて、施工管理に役立つ周辺地盤の沈下予測法を組み立てることができる。

ある現場で掘削工事を行うとする。掘削に伴う周辺地盤の沈下の影響範囲を知りたい。施工前の予測には、例えば、参考文献 4)の簡易予測法を用いて目鼻をつけておくことにしよう。しかし、あくまでも目安である。実際に掘削工事を進めるに従って、周辺地盤の沈下はどのようになるのか、沈下の及ぶ範囲はどこまでなのか、工事の進捗と相俟って、次の掘削段階の影響をその都度予測しておきたい。このような要求に答える方法が以下である。

まず、α と H/d、β と H/d 関係を表わす双曲線を、現場計測データから例えば最小二乗法で定めることを考える。掘削初期の段階で、複数の掘削深さにおける剛性勾配 α と影響範囲指数 β の値の組を収集する。ある掘削深さにおける周辺地盤の沈下の実測値を式(2)にあてはめることによって、その掘削深さに対する α と β の値を知ることができるから、異なる複数の掘削深さに対して、α と β の組をそれぞれ得ることができる。このサンプルデータから、双曲線式(5)および式(6)を規定するパラメータを決定する。このようにして剛性勾配 α と無次元化された掘削深さ H/d、影響範囲指数 β と H/d の関係式が得られるから、任意の掘削深さに対する剛性勾配 α と影響範囲指数 β を推定することができる。すなわち、その

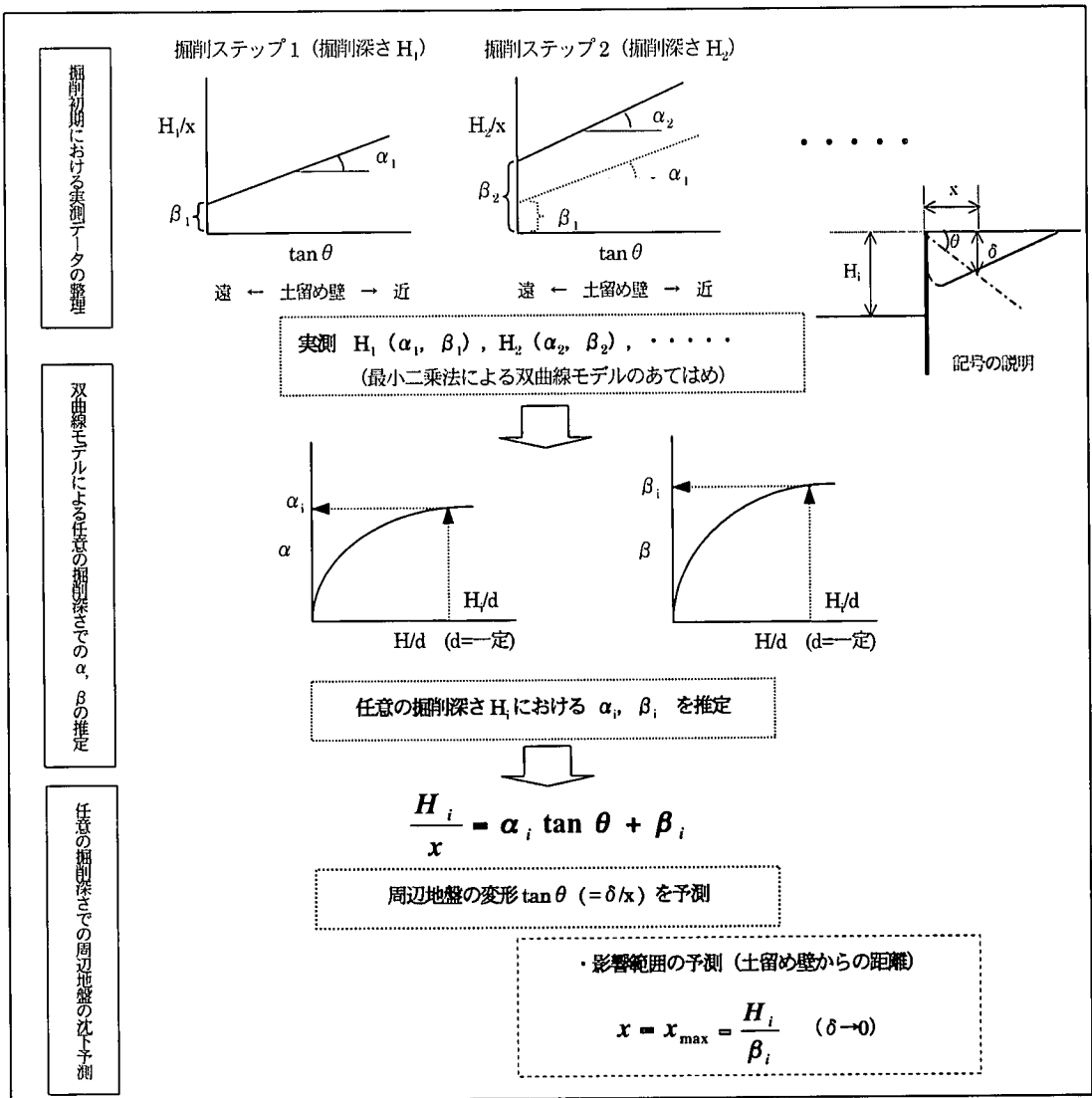


図-8 現場計測データを用いた周辺地盤の沈下予測フロー

現場の α と H/d 、 β と H/d の関係を得ることによって、結局、任意の掘削深さにおける周辺地盤の変形 $\tan \theta = \delta/x$ を予測することができる。ただし、 α と β の推定は、掘削段階が増えるにしたがい（掘削段階ごとの地表面沈下計測データが蓄積され、サンプル数が増えるにしたがって）、信頼性が向上してゆくと考えられる。

以上の予測手法の手順をまとめると、図-8 となる。すなわち、

- 1) 掘削初期の段階で、周辺地盤の変形（地表面沈下量 δ ）を計測し、複数の掘削深さ (H_1, H_2, \dots) に対する α と β の組 ($H_1(\alpha_1, \beta_1), H_2(\alpha_2, \beta_2), \dots$) を収集する。

- 2) 掘削幅 d が一定とみなされる場合、剛性勾配 α と掘削深さ H/d 、影響範囲指数 β と掘削深さ H/d の関係はそれぞれ双曲線で表わされることから、1) で収集したサンプルより例えば最小二乗法を用いて、それぞれの双曲線を定める（双曲線モデルのパラメータを求める）。
- 3) 得られた双曲線式から、任意の将来の掘削深さ H_i に対する α_i と β_i の値を推定する。
- 4) 式(2)より、掘削深さ H_i における周辺地盤の変形 $\tan \theta = \delta/x$ が予測される。したがって、土留め壁からの距離 x を与えれば、その地点での沈下 δ が求まる。特に、影響範囲（周辺地盤の変形が見られる土留め壁からの最遠距離）は、 $\delta \rightarrow 0$ とすることより、

表-A1 土質パラメータ

塑性指数	20	40	60	80
ダイレイタンス係数	0.051	0.074	0.089	0.099
限界応力比	1.220	1.022	0.912	0.835
非可逆比	0.917	0.917	0.917	0.917
静止土圧係数	0.524	0.608	0.692	0.776
先行圧密荷重(kN/m ²)	1.0	1.0	1.0	1.0
透水係数(m/day)	3.34×10^{-3}	1.42×10^{-3}	5.01×10^{-4}	1.64×10^{-4}
有効ポアソン比	0.344	0.378	0.409	0.437

H/β_1 と予測することができる。

なお、土留め壁近傍の沈下に関しては、図-2 および図-3 より、式(2)では説明できない場合もあることから（横軸 $\tan \theta$ が大きい部分）、土留め壁近傍の沈下量の予測精度は期待しづらい。表-1 から現場 11 を選び、以上の手順を適用した例題を付録 2 に示している。

3. 結論

数多くの現場計測データを利用して、掘削施工に伴う周辺地盤の沈下をモデル化し、簡易に将来の施工過程における沈下を予測する手法を検討した。ある掘削深さ H における H/x と $\tan \theta = \delta/x$ （土留め壁からの距離が x 、 x における地表面沈下量が δ ）が、2つのパラメータ α と β を用いて、線形関係で表わされることを見出した点に本論文の特徴がある。しかも、 $\tan \theta$ の値が小さい（ x が大きく土留め壁から離れる）ほど、実測値はきれいな直線関係を示すようである。この関係を用いれば、ある掘削深さにおける複数の x_i ($i=1,2,3,\dots$) の地表面沈下 δ_i を計測しておくことによって、地表面沈下が及ぶ影響範囲 x_{\max} を推定することができることを示した。

次いで、将来のさらなる掘削に対する地表面沈下および影響範囲を予測する方法を提案している。すなわち将来の掘削深さに対する剛性勾配 α と影響範囲指数 β を推定して、その時の地表面沈下形状および影響範囲を予測しようとするものである。現場計測データによると、 α と β は、それぞれ掘削幅で無次元化した掘削深さ H/d に対して双曲線で表わされることが分かった。そこで本論文では、 α と β を双曲線モデルで表わし、これら双曲線モデルの各々2つのパラメータを決定することにより、任意の（将来の）掘削深さに対する α と β の値の推定を可能にしている。すなわち、周辺地盤の変形を予測したい掘削深さに至る以前の各掘削段階における α と β の値の組から、双曲線モデルのパラメータを求めようとしている。

このような手立てによって、掘削に伴う周辺地盤の沈下および影響範囲の予測手法が組み立てられる（図-8）。ただし、その予測を実現するには、現場において計測さ

れるデータの蓄積によって修正されてゆく剛性勾配 α と影響範囲指数 β の推定が不可欠である。すなわち、本論文で提案する予測手法は、事前予測、つまり掘削施工の事前に周辺地盤の変形を予測することはできず、少なくとも掘削初期の段階における変形計測値を得てはじめて、将来のさらなる掘削に対する変形を予測できるものとなっており、それゆえ、観測的予測手法の一つと位置づけられる。この点、参考文献 4) で提案している手法とは異なっている。

謝辞：本研究を進めるにあたり、日本鉄道建設公団、JR 各社、及びその他の鉄道事業者の方々から現場データを提供していただいた。末筆ながら深甚の謝意を表します。

付録 1 有限要素法を用いた検討

実測データから、式(2)に示す関係が掘削深さ（各掘削段階）ごとに成り立つことがわかった。これを検証することを目的に、有限要素法を用いた数値解析を行った。ただし、解析では弾性成分を考慮していることより、掘削周辺地盤の地表面沈下が及ぶ最遠距離 x_{\max} を求めることは念頭にない。あくまでも解析から得られる周辺地盤の地表面沈下の概略プロフィールと式(2)との関係を調べようとしている。土の構成式に関口と太田が提案した弾塑性構成モデル⁹⁾を用いた2次元土/水連成有限要素プログラム DACSAR¹⁰⁾を使用した。解析モデルは半断面とし、塑性指数 PI=20, 40, 60, 80 の4種類の正規圧密仮想地盤を想定した。各入力パラメータは Iizuka and Ohta の方法¹⁰⁾によって、表-A1 のように定めた。ここで、計算される盤膨れ量が過大となるのをおさえ、実際の経験と矛盾のないものとするため、計算では、掘削段階ごとに掘削底部（掘削底面 1m の範囲）の透水係数を表-A1 の 1/100 として用いた。

土留め壁のモデル化は固体要素（弾性体）とビーム要素を組み合わせたもの（連続地中壁を模擬し、地盤改良体部を固体要素、芯材をビーム要素でモデル化したもの）とし、土留め壁の曲げ応力はビーム要素で負担される。地盤改良部（固体要素）の曲げ剛性は、一般的なノ

表-A2 土留め工部材の物性

	変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	断面積 $A(\text{m}^2)$	断面 2 次モーメント $I(\text{m}^4)$
トラス要素 (切梁)	2.10×10^8	2.40×10^{-3}	-
ビーム要素 (土留め壁)	2.10×10^8	1.74×10^2	4.03×10^4
固体要素 (土留め壁)	5.55×10^5	6.00×10^1	1.80×10^2

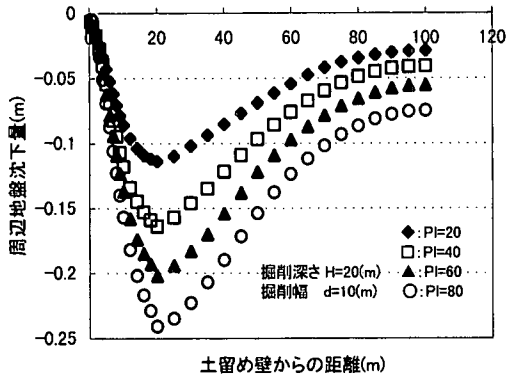


図-A1 モデル地盤解析による周辺地盤沈下量

イルセメントの圧縮強度とほぼ同等な値として一軸圧縮強度 q_u を 2600 kN/m^2 と仮定した。改良体の変形係数は、 $E=200q_u$ 、壁厚 0.6m を用いることにより、 $9800 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ と仮定した。切梁はトラス要素を用い、軸剛性を奥行き方向の間隔に応じて、単位奥行きあたりの 2 次元の物性に換算して用いた。表-A2 に用いた土留め工部材の物性を示す。境界条件は、幾何境界として、底面では水平、鉛直方向とも固定、側面では水平方向のみ固定とした。地下水位は地表面から 1m 深に設定し、地表面のみ排水境界とした。最終掘削断面は、いずれのケースにおいても深さ 20m 、幅 10m とし、境界は、水平方向に掘削幅の 10 倍、深さ方向に掘削深さの 5 倍の距離を置いて設定した。

図-A1 は解析による最終掘削終了時 (20m) の土留め壁周辺地盤の沈下曲線である。いずれのケースにおいても、最大沈下が生じる位置は土留め壁から相当に離れる結果となっている。解析では、土留め壁と背面地盤とのスベリを考慮していないためであろうと思われる。また、最大沈下量は塑性指数が変わるごとに、約 0.05m 程度変化している。

解析結果から求めた $H/x \sim \tan \theta$ 関係を図-A2 から図-A5 に示す。最大沈下発生位置以遠のものをプロットして

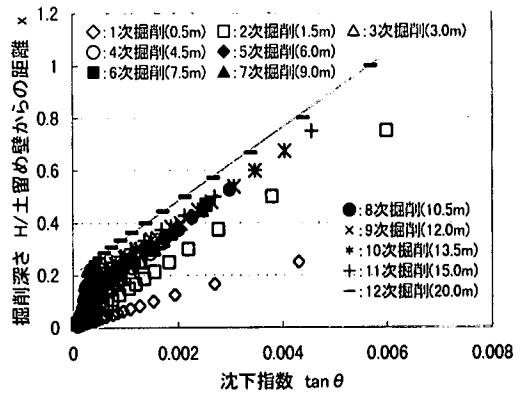


図-A2 モデル地盤解析による $H/x \sim \tan \theta$ 関係 (PI=20)

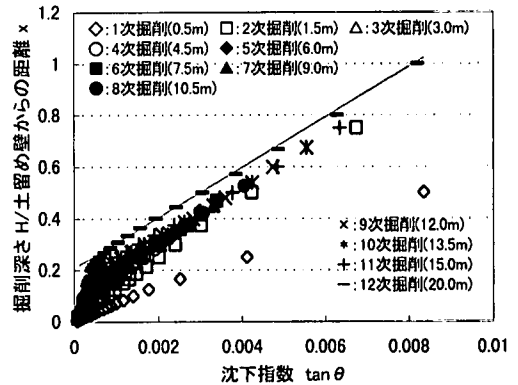


図-A3 モデル地盤解析による $H/x \sim \tan \theta$ 関係 (PI=40)

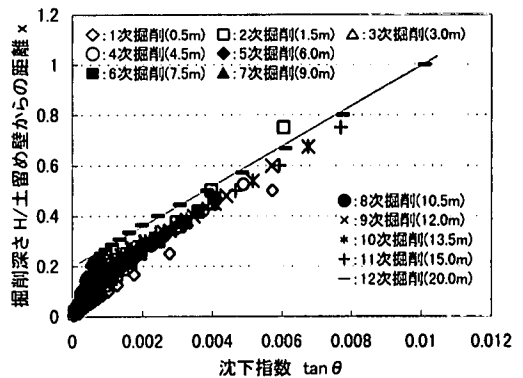


図-A4 モデル地盤解析による $H/x \sim \tan \theta$ 関係 (PI=60)

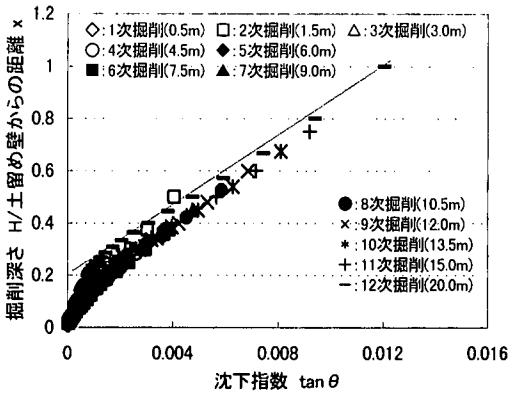


図-A5 モデル地盤解析による $H/x \sim \tan \theta$ 関係 ($PI=80$)

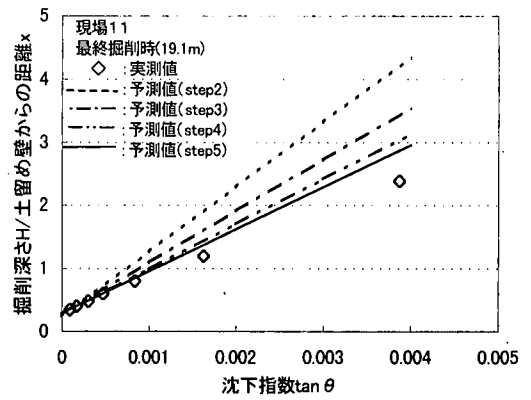


図-B2 最終掘削段階における周辺地盤の沈下予測

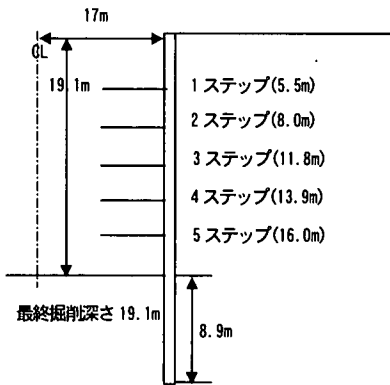


図-B1 現場概要図

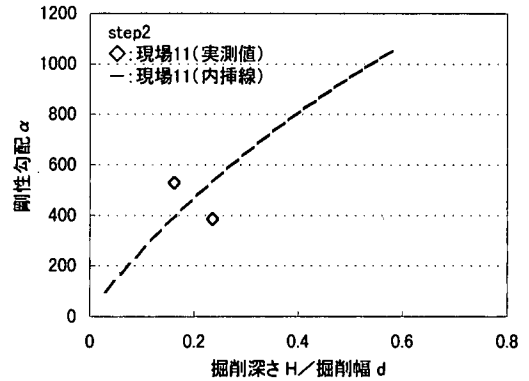


図-B3 剛性勾配 (α) と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP2)

いる。地盤条件、掘削深さによらず、最大沈下位置以遠の周辺地盤の沈下 (図-A1) は、すべて式 (2) に示す直線関係を満足しているようである。ただし、実測データの場合とは異なり、土留め壁からの距離が約 80m を越えると、 $H/x \sim \tan \theta$ 関係は勾配を急にし、原点に向かっていく。すなわち、地表面の沈下形状は 2 つの直線で表されるように見える。有限要素計算では、弾性成分の存在により、沈下量 δ がゼロとなる最遠影響範囲を直接に求めることはできない。理論上無限遠まで続く沈下が、実測データでは現れない原点を通る直線となるようである。

付録 2 提案手法の適用例

表-1 から現場 11 を選び、図-8 にまとめられている予測手法を適用してみた。現場 11 の概要を図-B1 に示す。6 段階で最終的に 19.1m まで掘削している。各掘削段階における周辺地盤の沈下データが式 (2) と比較して、図-3(h) に示されている。さて図-8 の手順に従って、ある掘削段階での周辺地盤の沈下データを用いて、最終掘削段階

における周辺地盤の沈下を予測する。図-B2 がその結果である。第 2 段階掘削 (2 ステップ) までの周辺地盤の沈下データを用いて、最終掘削段階の周辺地盤の沈下 (ここでは式 (1) で定義される沈下指数で表す) を予測した結果が点線で示されている。用いるデータを徐々に増やし、すなわち、第 3 段階掘削 (3 ステップ)、第 4 段階掘削 (4 ステップ) そして第 5 段階掘削 (5 ステップ) までのデータを用いると、それぞれ 1 点鎖線、2 点鎖線、実線となり、正解 (最終掘削段階での周辺地盤の沈下実測値: \diamond 印) に近づいていくことがわかる。この時、式 (5) および式 (6) の双曲線関係式を用いて、それぞれの掘削段階のデータから推定された剛性勾配 α と影響範囲指数 β を掘削深さ (ただし掘削幅で除して無次元化している) に対して示したのが、図-B3, B4 (2 ステップまで)、図-B5, B6 (3 ステップまで)、図-B7, B8 (4 ステップまで) そして図-B9, B10 (5 ステップまで) である。最終掘削段階 $H/d=0.56$ (最終掘削深さ $H=19.1\text{m}$, 掘削幅 $d=34.0\text{m}$) に対応する剛性勾配 α と影響範囲指数 β を読

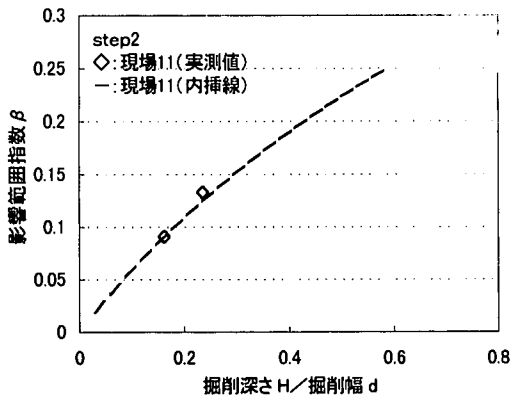


図-B4 影響範囲指数(β)と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP2)

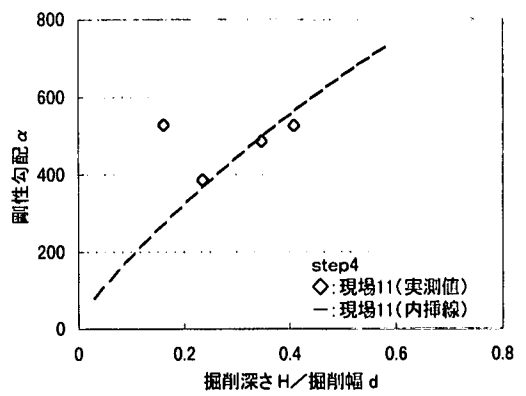


図-B7 剛性勾配(α)と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP4)

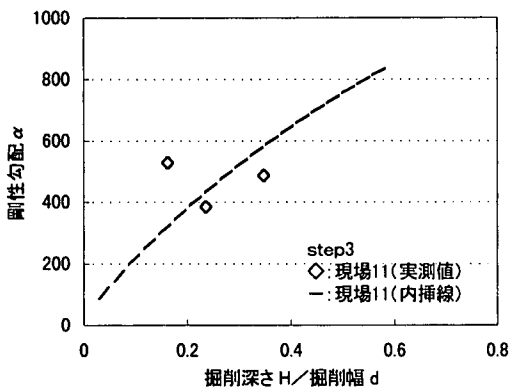


図-B5 剛性勾配(α)と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP3)

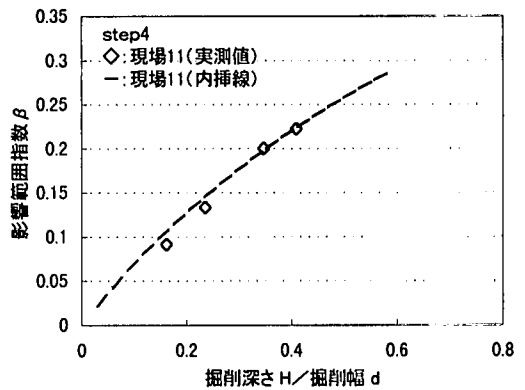


図-B8 影響範囲指数(β)と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP4)

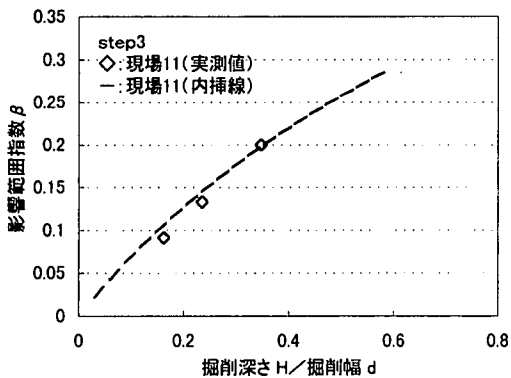


図-B6 影響範囲指数(β)と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP3)

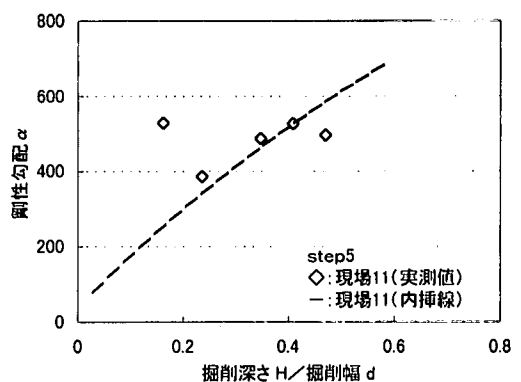


図-B9 剛性勾配(α)と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP5)

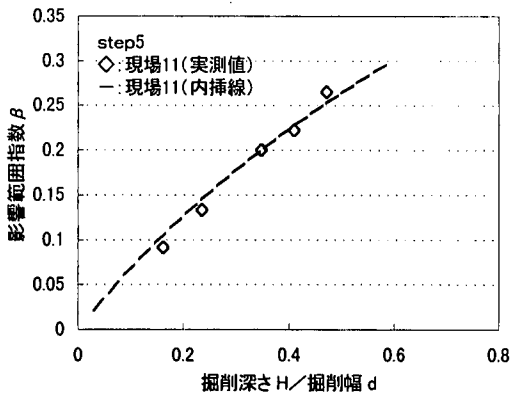


図-B10 影響範囲指数(β)と掘削深さ/掘削幅の関係 (STEP5)

み取り、式(2)から $\tan \theta$ が求められている。今回の事例では、第1段階掘削時の周辺地盤沈下データから得られた剛性勾配 α の値は、掘削段階が進むにつれて、他の掘削段階で得られた α 値の示す傾向と大きくずれを生じることが認められた(例えば、図-B7 参照)。そのずれが明確に確認できる掘削段階以降は、双曲線のあてはめにそのずれが影響しないように考慮した。なお、掘削段階が進み、曲線のあてはめに用いるデータが増えるにしたがって、異常なデータがあれば、それが浮き彫りとなる。このような計測データの異常を知ることができるのも本手法の特徴の一つであって、その異常の原因調査を促すこと(詳細解析の実施や計測管理の見直しなど)につなげることができると考えられる。

参考文献

- 1) 丸岡正夫, 幾田悠康: 沖積地盤での根切りに伴う周辺沈下, 第21回土質工学研究発表会, pp. 1369-1370, 1986.
- 2) 松尾稔, 川村国夫: 掘削現場周辺地盤の沈下予測, 第26回土質工学シンポジウム発表論文集, pp. 61-68, 1981.
- 3) 杉本隆男: 開削工法に伴う地表面沈下の予測に関する研究, 土木学会論文集, No.373/VI-5, pp. 113-120, 1986.
- 4) 小島謙一, 太田秀樹, 館山勝, 飯塚敦: 掘削工事における周辺地盤の簡易沈下予測手法, 土木学会論文集, No.646/III-51, pp. 217-227, 2000.
- 5) Peck, R.B.: Deep excavations and tunneling in soft ground, Proc. 7th ICSMFE, pp. 225-290, 1969.
- 6) 安部裕, 木島詩郎: 軟弱粘性土地盤の大規模掘削工事における周辺地盤の沈下について, 第12回土質工学研究発表会, pp. 1161-1164, 1977.
- 7) 小島謙一, 飯塚敦, 太田秀樹, 館山勝: 掘削工事の現場計測データに基づく周辺地盤変形の影響範囲の予測, 第35回地盤工学研究発表会, pp. 1337-1338, 2000.
- 8) 小島謙一, 飯塚敦, 太田秀樹, 館山勝: 有限要素法を用いた掘削工事における周辺地盤変形の影響範囲の検証, 第55回土木学会年次学術講演会, pp. 366-367, 2000.
- 9) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp. 229-239, 1977.
- 10) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soil and Foundation, Vol27, No.3, pp. 71-87, 1987.

(2000. 8. 11 受付)

AN OBSERVATIONAL PREDICTION METHOD OF BACK-FILL SETTLEMENT IN EXCAVATION WORK

Kenichi KOJIMA, Atsushi IIZUKA, Hideki OHTA and Masaru TATEYAMA

The prediction of back-fill settlement due to the excavation work is getting important, particularly in the urban area. The finite element simulation would be a suitable choice to provide the prediction. However, it is hardly feasible in practice to carry it out because input parameters needed in the F.E. simulation are not provided in advance. This paper proposes a simple prediction method of the back-fill settlement due to the excavation work. The proposed method is built based on monitored data gathered from a lot of actual sites. The method consists of two parts, that is, predictions of the maximum amount of back-fill settlement and the distance in which the back-fill settlement reach from the retaining wall.