

土留め掘削地盤の挙動実測事例と3次元有限要素法シミュレーション

杉江茂彦 上野孝之
秋野矩之 崎本純治

Three - dimensional Soil/Water Coupled FEM Simulation of Ground Behavior Adjacent to Braced Cuts

Shigehiko Sugie Takayuki Ueno
Noriyuki Akino Junji Sakimoto

Abstract

Introduced is a method of predicting ground behavior due to excavation by employing a finite element program "GRASP-3D" developed to deal with 3-dimensional soil/water coupling problems by Obayashi Corporation. The various influences caused by the difference of construction method and sequence and non-linear properties of subsoils can be taken into consideration by using this method. Calculated behavior of the ground and diaphragm wall is in good accordance with measurement for a building construction work on soft clayey subsoils.

概要

近接施工をともなう開削工事では、土留めの安定問題に加えて、周辺への影響評価とそれにもとづく対策工の選定が重要な検討課題となる。そのための土留めと地盤の挙動予測計算に地盤/地下水連成FEM解析法が応用されている。本研究では、同解析法の挙動表現能力を検証するために、軟弱地盤を対象にした大規模土留め掘削の事例解析をおこなった。ここで解析プログラムには自社開発の3次元ソフト：GRASP3Dを用いている。その結果、地盤の圧密性状・非線形性ならびに施工過程の諸条件を適切に解析モデルに反映させることにより、実測挙動がうまく再現できることを確認した。

1. はじめに

都市部の建設工事では、重要な構造物との近接施工になる場合が多い。こうした条件下の開削工事では、土留めの安定問題に加えて、周辺への影響評価とそれにもとづく対策工の選定が重要課題である。そのための挙動予測計算に有限要素法(FEM)が応用されており、3次元モデルを要する機会も増えている。つねにより現実性の高い予測情報が求められており、設計・施工の合理性が積極的に求められる中で、地盤挙動の予測情報の重要性が増している。しかしながら、地盤挙動をうまく予測するのは、周知のとおり容易ではない。

土留め掘削される周辺地盤では、応力解放による変位が生じる。揚水をとまなう場合には、地下水の移動によって圧密が生じる。これらの生じかたは、地盤条件によって異なる。選定工法やその施工手順・施工時間によっても左右される。加えて土留め構造と地盤の相互作用の効果も重なり合う。このように現象がたいへん複雑であり、考慮すべき条件の多いことが予測を難しくしている要因でもある。

著者らは、大阪市内でおこなわれた大平面の深掘削工

事例¹⁾について、地盤/地下水連成FEM解析法による施工シミュレーションをおこなった。本解析法はBiot²⁾の多次元圧密理論にもとづくものであり、先の種々の地盤・施工条件を解析モデルに取り込むことができる。本報文は、施工記録にもとづく3次元モデル化の概要、ならびに実測結果との比較による本解析法の挙動表現能力の検証結果を報告するものである。

2. 地盤/地下水連成FEM解析の概要

軟弱地盤を対象にした掘削工事や盛土工事では、工事を安全かつ効率的に進めるために、地盤の応力・変形特性ならびに地下水の挙動を精度良く見積る必要がある。標記の地盤/地下水連成FEM解析は、そのための先端数値解析技術である。従来別々に行なわれていた地盤の応力・変形解析と地下水の浸透流解析とを、同時に連立させて行なうところに特徴がある。これにより、本事例解析でも重要なファクターである揚水による地下水環境の変化を、地盤の沈下・変形予測の中で考慮することができる。また、地下水挙動の予測においても、掘削や盛土による水理境界条件の変化を逐次考慮する事ができる。

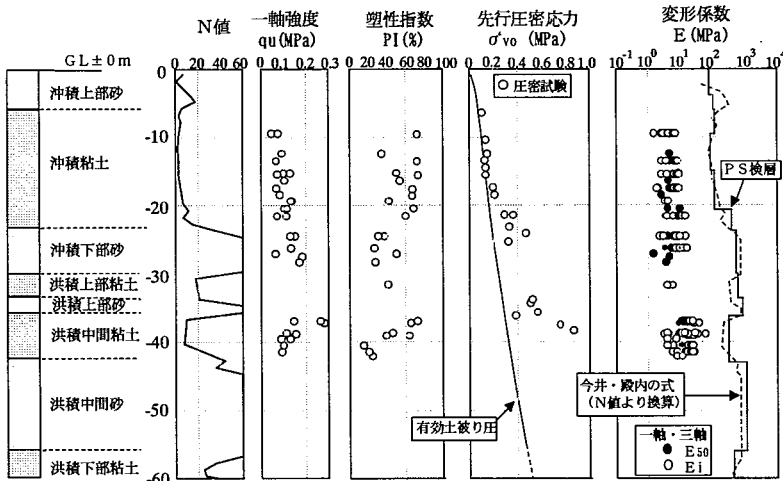


Fig.1 地盤調査結果
Profile of Subsoil

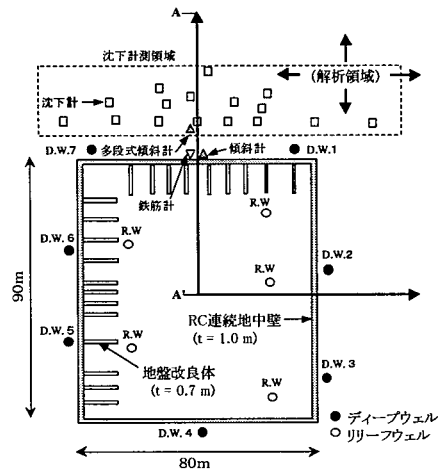


Fig.2 施工平面
Horizontal Cross Section View
of Construction Site

本研究では、地盤/地下水連成解析の3次元ソフト：GRASP 3D（大林組，自社開発，1995）を用いている。本解析ソフトの理論概要ならびに理論値との精度検証については文献³⁾で、実務分野での応用性については文献⁴⁾で報告している。

3. 土留め掘削事例

3.1 地盤状況

対象地盤の概要をFig.1に示す。沖積層では高塑性の粘土（梅田粘土層）が厚く堆積しており、それを挟んで上下に砂質土が分布している。沖積粘土は総じて正規圧密を示し、N値が2から6、一軸圧縮強度が $q_u = 0.1$ MPaを下回るところが多く軟弱である。地表部付近の砂質土は、総じてN値が10以下と緩い。洪積層の上部・中間粘土はN値が60以上の非常に締まった砂質土に挟まれて分布しており、過圧密（OCR=2から2.5）を示している。 $q_u = 0.1$ MPa前後のものが多く分布し、総じて軟らかい。さらに深くで確認された洪積層の下部粘土はN値が30ほどであり、洪積中間粘土に比べて過圧密の度合いが大きく硬い。

3.2 施工概要

施工平面の概要をFig.2に示す。土留めと地盤の計測概要も同図に示す。土留め・掘削ならびにウエルの概要をFig.3に示す。掘削平面が切梁り工法の適用限界（80 X 80 m程度）を越える大平面掘削工事に該当している。重要構造物との近接施工をとめない、ソイルセメント柱列によるパットレス，ならびにコンクリート床版の逆打ち支保構造の採用で地盤変形の抑制に成功した事例である。床付け（GL-24m辺り）までの掘削施工は7段階に分けておこなわれ、床版逆打ちとの交互の施工を約500日で完了している。この間、最終7次掘削段階では、洪積中間砂層の被圧水による盤ぶくれが懸念されたため、土留め外周部のディープウエルで水頭値を下げて対応している。

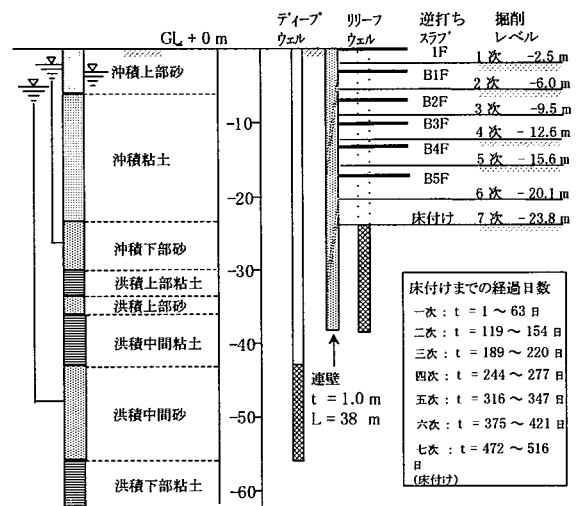


Fig.3 土留め掘削工と揚水井戸の概要
Support System and Well Installation
for Excavation

4. 施工条件のモデル化

4.1 有限要素メッシュと境界条件

3次元モデルの作成にあたっては、掘削部を中心に鉛直な2つの面（A断面（A-A'），B断面（B-B'））で切り取ってえられる4分の1の領域を対象とした（Fig.2参照）。有限要素メッシュを最終掘削時（床付け、GL-24m）の形状でFig.4に示す。土留め壁および各掘削段階で設けられた逆打ち床版の模擬には4節点の弾性シェル要素を用いた。掘削底部地盤の場所打ちコンクリート杭（逆打ち床版荷重受け）の模擬には2節点の弾性トラス要素を用いた。有限要素メッシュの側部と底部の各境界面は面外方向の変位が生じないように拘束した。また土留め壁の下端部の節点については鉛直方向の変位を拘束した。水理境界条件については4.3で述べる。

4.2 掘削過程のモデル化

実際の工事にならない、ドライワークによる掘削を7段階に分けて表現した。掘削と土留めサポートを兼ねた逆打ち床版の施工過程を交互に逐次追跡した。掘削による解放荷重は、掘削部の要素の地盤応力（水圧と有効応力の合計）を、これと等価な節点力に変換して与えた。また逆打ち床版コンクリートの若齢時の剛性はTable 2の値を2分の1に低減させて与えた。

4.3 地下水条件のモデル化

土留め壁の遮水性は、土留め壁の該当位置に設けられた地盤要素に、小さい透水係数值 ($k = 1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$) を与えて表現した。ここで壁厚 (1.0m) 方向の要素分割を2メッシュとした。その間に土留め壁の剛性を模擬したシェル要素を挿入した。

地下水処理の井戸（ウェル）配置を図-2に示す。リリーフウェル（R.W）は各掘削段階のドライワークをねらいとしたものである。内水位はつねに掘削レベルよりも1mで深に保たれた。また土留め壁の外側に設けられたディープウェル（D.W）は、最終掘削段階で懸念された洪積中間砂層の被圧による盤ブクレの抑止のための減圧井戸である。全水頭をG.L.-9.0まで下げて床付け掘削工事の安全を期したものである。

これらの井戸効果を模擬するために、各掘削段階で内

水位を掘削レベルより1m深い位置に保つように掘削敷の節点の全水頭を拘束した。またリリーフウェルのスリット部の節点も同様の全水頭値で拘束した。加えて、最終掘削段階では、ディープウェルのスリット部の節点の全水頭をGL-9.0 mまで下げて、同井戸による減圧効果を表現した。またモデル外周部の節点については、常に初期水位（GL-3.2m）を保つように全水頭を拘束した。

5. 地盤定数の設定

大きな変形が見込まれる沖積粘土層、ならびに土留め壁の根入れ部にあたる洪積性の上部・中間粘土層の非線形挙動を表現するために、関口と太田の提案による弾塑性構成式⁵⁾を用いた。圧密試験の結果を主体として、塑性指数による経験式も援用してえられた粘性土層の非線形定数値をTable 1に示す。各砂層ならびに洪積下部粘土層は弾性体とし、PS検層の結果をもとに変形係数Eをもとめた。ポアソン比は横田ら⁶⁾の実験結果をもとに0.35とした。また砂層の透水係数は現場透水試験の結果をもとに $k = 2 \times 10^{-3} \sim 4 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ とした。土留め壁の変形を低減させるために設けられた壁状の地盤改良部は弾性体とし、変形係数は改良率を考慮して原地盤の値から増加させた。透水係数には原地盤の値を用いた。土留め壁と逆打ち床版、ならびに場所打ち杭の部材要素に

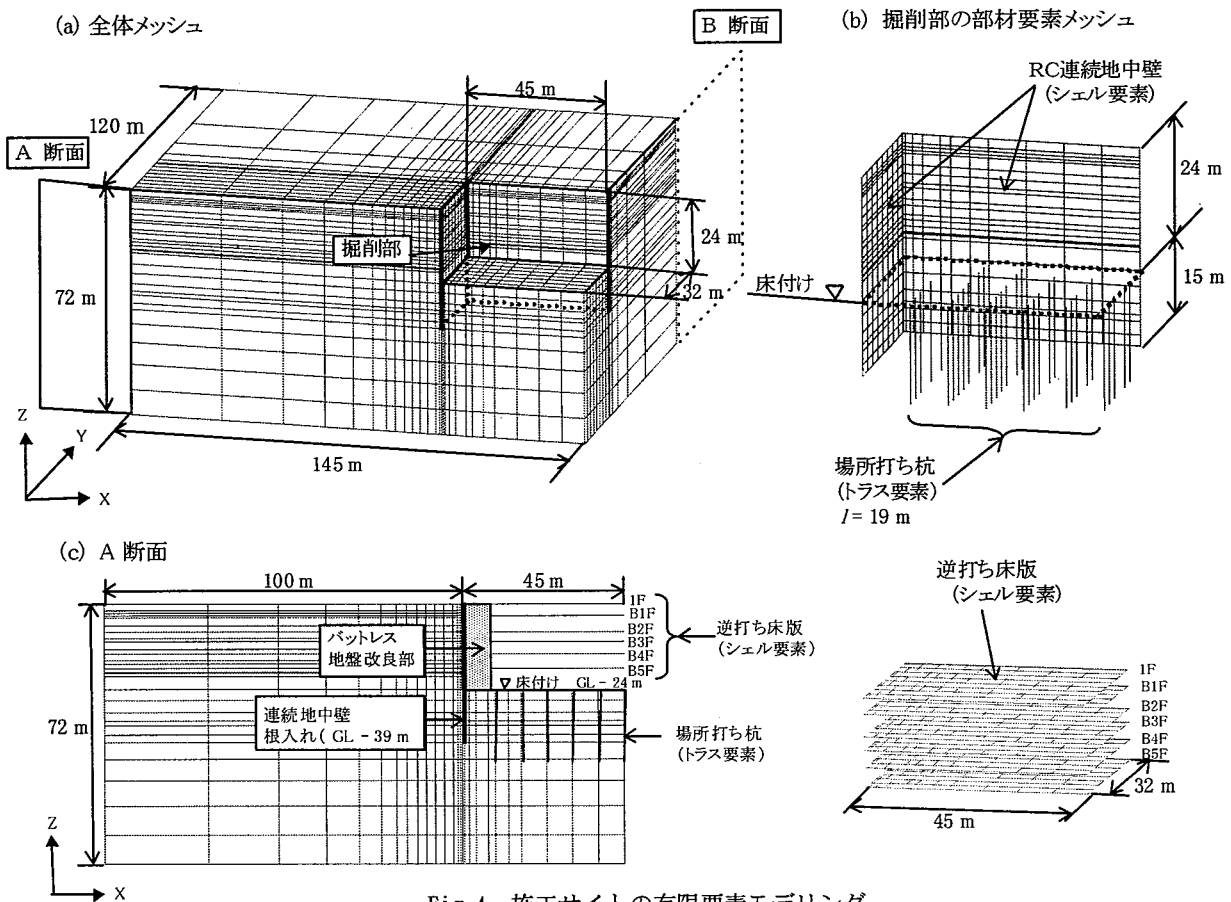


Fig.4 施工サイトの有限要素モデリング
Finite Element Modelling
of the Construction Site

は、Table 2に示すコンクリートの定数値を与えた。

6. 解析結果と実測結果の比較

6.1 変形挙動

各掘削段階の土留め壁の水平変位をFig. 5に示す。土留め背面の地表沈下をFig. 6、Fig. 7に示す。Fig. 6は土留め壁と直角方向での分布である。Fig. 7は土留め壁と平行な方向での分布であり、土留め壁から約12m離れた位置での値である。(計測点の平面配置をFig. 2に併示)

凡例にしたがい実測値を○印で、計算値を3本の線で示す。計算値は砂層の変形係数Eをパラメータにしている。実線はPS検層からえられた変形係数Epsをそのまま用いた結果、破線・点線はそれぞれEpsの0.5倍、0.2倍の値を用いた結果である。実測値をみると掘削の進捗とともに土留め壁の変位のピーク位置が下方にシフトしている。よく観察される傾向である。また地表沈下は5次から7次掘削にかけて増加が大きい。これは先に述べた、盤ぶくれ対策のための揚水の影響である。計算値においてもこれらの傾向が表現されている。

定量的な面では、実線・破線が土留め壁の変位、地表沈下ともに実測値との整合が良く、実務上この程度の表現ができれば予測情報としては活用できるものと思われる。すなわち定量的な表現には、少なくともEpsの0.5倍以上の値を必要としている。既往の研究^{7), 8)}では掘削時の床付け砂地盤の変形係数として、Epsの0.3から0.7倍程度の逆解析値が得られている。これは実測鉛直変位と除荷荷重(掘削された土被り荷重)からもとめられたものである。逆解析の対象位置が本研究とはちがって

Table 1 粘土地盤の非線形定数値
Input Parameters of Clayey Subsoils

深さ(m)	圧縮指数 Cc	間隙比 eo	摩擦角 φ'(deg.)	ポアソン比 ν'	静止土圧係数 Ko	過圧密比 OCR	透水係数 k (cm/sec)
沖積粘土 -6 ~ -18	0.40~1.01	1.20~1.65	23	0.36~0.38	0.57~0.62	1.0	2×10 ⁻⁷ ~8×10 ⁻⁷
-18 ~ -24	0.52	1.21~1.25	25	0.36	0.57	1.7	4×10 ⁻⁷ ~7×10 ⁻⁷
洪積粘土 上部 -30 ~ -34	0.45	1.00	26	0.36	0.57	2.0	2×10 ⁻⁷
中間 -36 ~ -43	0.45~0.48	0.94~0.97	29	0.34~0.36	0.52~0.57	2.5	8×10 ⁻⁸ ~2×10 ⁻⁷

* Cs = 0.1 X Cc を使用

Table 2 コンクリート部材の定数値
Input Parameters of Concrete Structure

	弾性係数 E (MPa)	断面積 *1 A (m ²)	断面2次モーメント *2 I (m ⁴)	要素種
連壁	2.1×10 ⁴	1.0	8.3×10 ⁻²	シェル要素
逆打ちスラブ	2.1×10 ⁴	0.4	5.3×10 ⁻³	シェル要素
場所打ち杭	2.1×10 ⁴	2.726/本 *3		トラス要素

*1, *2 連壁と逆打ち床版の断面2次モーメント(I)は単位幅あたりの値

*3 場所打ち杭の断面積(A)は杭一本あたりの値

るが、Epsに与えるべき補正の幅は比較的近い。ところで一軸試験や三軸試験でえられる変形係数は、PS検層でえられる値よりもかなり小さい。Fig. 1でも10~50倍程度の差がみられる。PS検層からえられる変形係数Epsは微小ひずみレベル(10⁻⁶付近)での値であり、地盤本来(変形前)の値を近似するものと考えられる。これに対して、一軸・三軸試験であつかうひずみレベルは

実測値 ○

FEM (E: 砂層の変形係数)

E=Eps(PS検層) ———

E=Eps × 0.5 - - - - -

E=Eps × 0.2 ·····

Fig. 5~7, 9の凡例

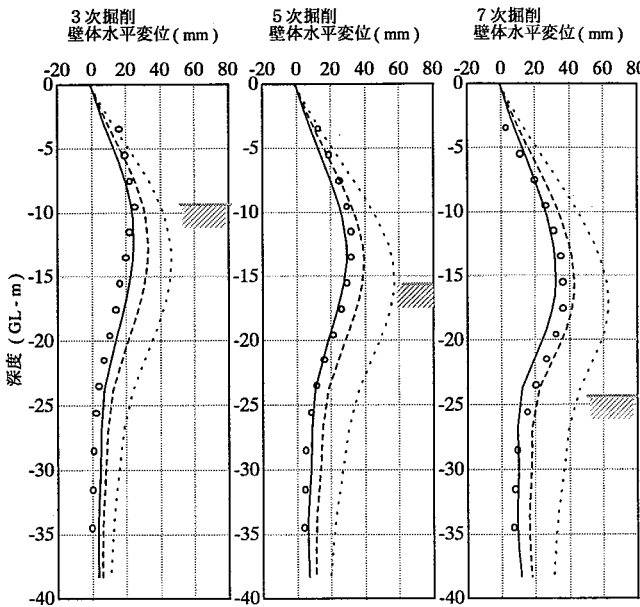


Fig. 5 土留め壁の水平変位
Lateral Movements for Reinforced
Concrete Diaphragm Wall

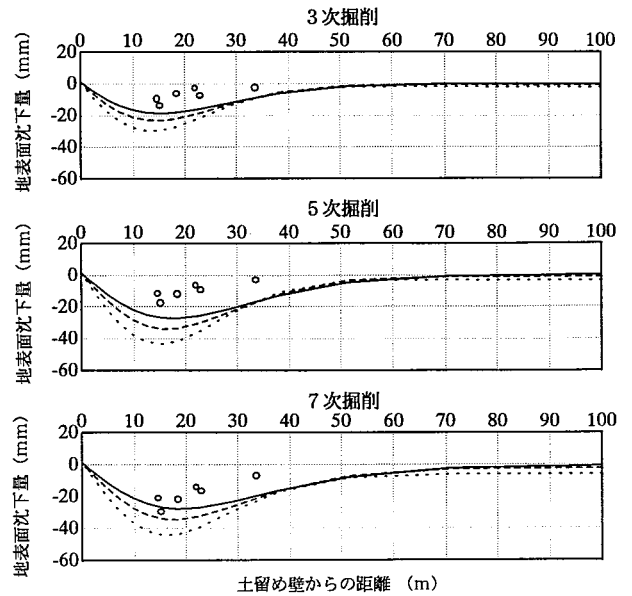


Fig. 6 土留め壁の背面地盤の地表沈下
(土留め壁と直角方向での分布)
Ground Surface Settlements
Behind Diaphragm Wall
(in perpendicular direction to wall)

かなり大きい⁷⁾。試料採取・供試体作成時の影響も避けられない。砂地盤の変形係数の設定では、PS検層の結果を規準として経験則を構築していくことが、従来の一軸・三軸試験を主体とした方法にかわるものとして、有用と考える。またPS検層のS波速度とN値の相関性(今井・殿内の式⁹⁾)が報告されている。PS検層が実施されない場合には、この式を用いてN値から変形係数を換算することができる。本事例においても、Fig.1に示すとおり、PS検層による変形係数と今井・殿内の式による変形係数(N値から換算)が良く整合している。

Fig.8に掘削部周辺地盤の沈下コンターを示す。ここで変位量を150倍に強調して示している。3次元的な拘束効果のために、掘削域の隅角部に近づくほど地表沈下が小さい。Fig.7の実測値でも示された傾向である。近接構造物との位置関係は物件に応じて多様であり、3次元モデルによる影響評価を要する機会が増えている。

6.2 土留めの発生部材力

各掘削段階における土留め壁の鉛直方向の曲げモーメントをFig.9に示す。曲げモーメントが最大となる深度が掘削段階の進捗とともに下に移動している。Fig.5の土留め壁の水平変位に対応した動きである。解析結果でも同様の傾向が示されている。Fig.10に土留め壁の鉛直曲げモーメントのコンターを、Fig.11に水平曲げモーメントのコンターを示す。掘削部の隅角部では3次元的な変形拘束効果の現われとして曲げモーメントの発生が小さくなっている。一般に隅角部付近で土留め壁の挙動が計測されることはあまりなく、実測においてもこのような傾向がいくつか確認されれば、土留めの仮設設計の再考につながるものとする。

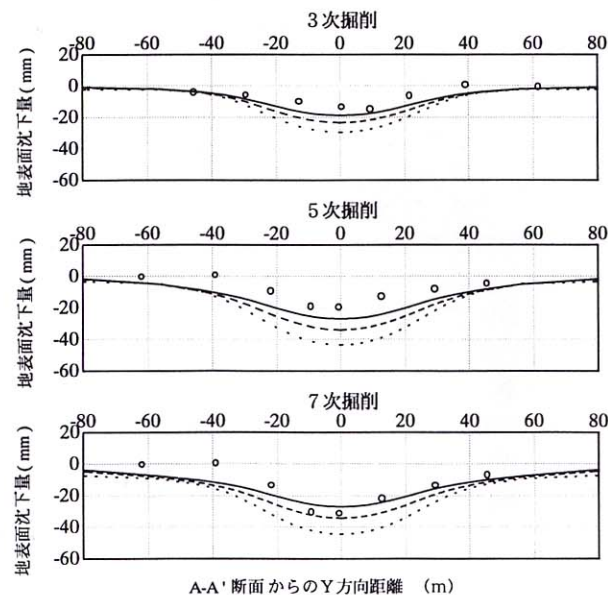


Fig.7 土留め壁の背面地盤の地表沈下(土留め壁と平行な方向での分布)
Ground Surface Settlements Behind Diaphragm Wall
(in parallel direction with wall)

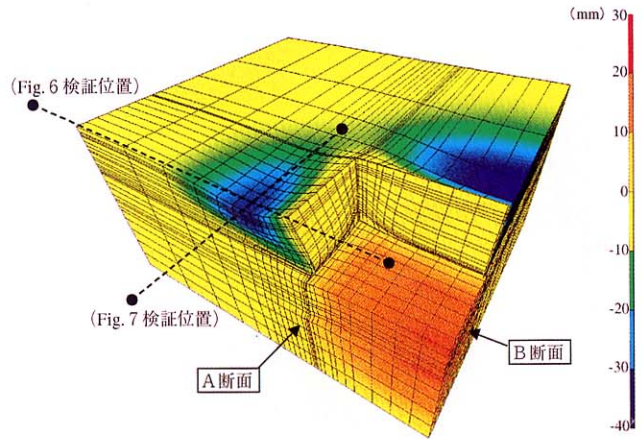


Fig.8 周辺地盤の沈下コンター(青色部:沈下大)
Contours of Ground Settlement

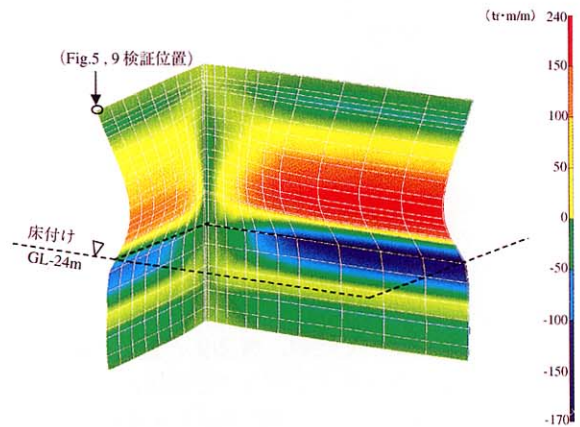


Fig.10 土留め壁の鉛直曲げモーメントコンター
Contours of Vertical Bending Moment at Reinforced Concrete Diaphragm Wall

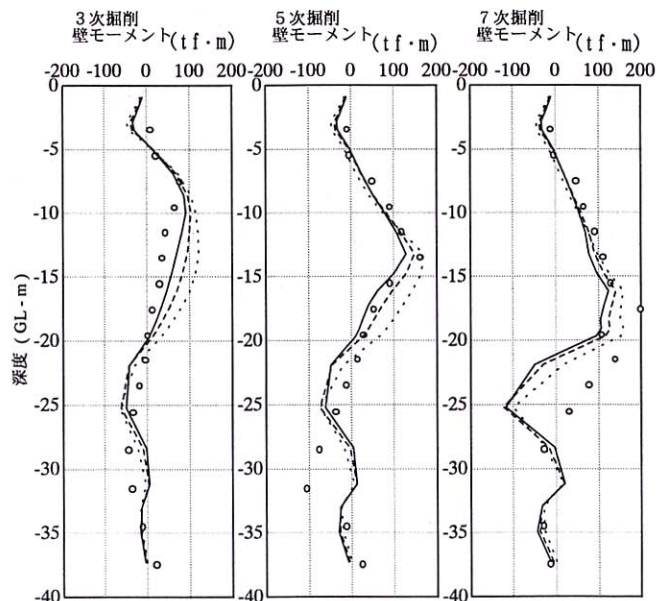


Fig.9 土留め壁の鉛直曲げモーメント
Vertical Bending Moment at Reinforced Concrete Diaphragm Wall

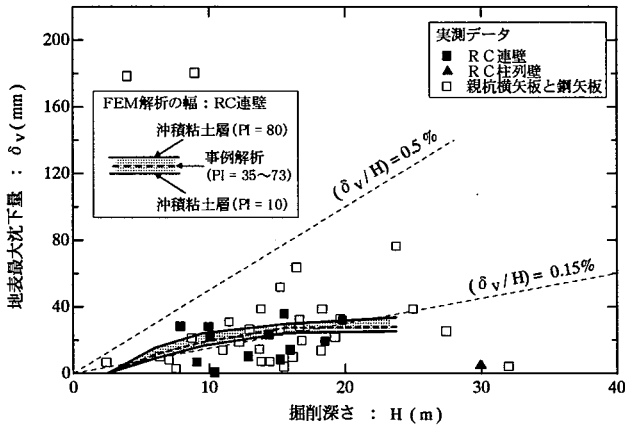


Fig.11 土留め壁で支持された地盤の地表最大沈下量と掘削深さの関係 (Cloughらの図¹⁰⁾(和訳トレース)に加筆) Maximum Ground Surface Settlements Behind Insitu Wall(After Clough, et al.,1990)

7. 多くの実測データとの比較

4章と5章では、土留め掘削事例について、地盤・施工条件のモデル化、ならびに地盤定数値の設定方法を述べた。6章では、これらを用いることにより地盤/地下水連成FEM解析の結果が実測挙動をうまく表現できていることを示した。ここでは、数多くの土留め掘削工事で実測されている地表沈下のデータとの比較を示す。

Cloughら¹⁰⁾(1990)は、土留め背面の地表最大沈下量 δv と掘削深さHの関係を、数多くの実測データで示した。Fig.11は、Cloughらの図(和訳トレース)に本研究の解析結果(墨塗部)とその凡例を加えたものである。先の事例解析のモデルを用いて、沖積粘土層(GL-6~24m)の物性を現実的な範囲(塑性指数PI=10, 80)で振って計算した結果である。ここで、関口・太田モデルの非線形定数値は、経験式を用いて塑性指数からもとめた。また、土被り圧と過圧密比については、もとの沖積粘土層の値を用いた。

Fig.11では、地表最大沈下量は掘削深さの0.5%以内にほぼ収まっている。一部これを越えるものがあるが、親杭横矢板・鋼矢板形式による浅掘削のデータである。かなり軟弱な地盤条件と重なったものと考えられる。解析結果が示す幅は、実測値の平均的な値($\delta v/H=0.15\%$ 線)とほぼ重なっている。

8. おわりに

軟弱地盤を対象にした大規模土留め掘削事例について、3次元地盤/地下水連成FEM解析(自社開発プログラム:GRASP3D)を実施し、土留めと地盤の変形挙動にたいする本解析法の表現能力を検証した。その結果、非線形性を考慮した地盤モデルの適用、ならびに掘削過程の施工諸条件を適切に解析モデルに反映させるこ

とにより、地盤と土留めの挙動を定量的に再現できることを確認した。

また、地盤定数値を現実的な幅で変化させたパラメトリック・スタディーをおこない、数多くの土留め掘削でえられている実測データと比較した。その結果、解析値の幅は実測データが示す傾向とうまく整合し、同解析法の実務への適用性を確認することができた。

今後の同種工事の挙動予測では、本研究の地盤/地下水連成FEM解析法を用いて、物件に応じた土留め仕様と掘削施工過程、ならびに地盤条件のモデル化をおこなうことにより、より実用性の高い予測情報がえられるものとする。また予測精度をさらに向上させるために適用データの蓄積を継続していく必要がある。

参考文献

- 1) 上野孝之・水口謙 : 大規模建築施工例、基礎工, Vol. 21, No. 7, pp.97-101, 1993. 7月号
- 2) Biot, M.A.: General theory of three dimensional consolidation, J. Applied Physics, Vol. 2, pp.155 - 164, 1941
- 3) Ohta, H., Iizuka, A., Omote, Y. and Sugie, S.: 3-D analysis of soil/water coupling problems using elasto-viscoplastic constitutive relationships, Proc. 7th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol. 2, pp.1191-1196, 1991
- 4) 杉江茂彦 : 実務分野における三次元土/水連成FEM解析の利用状況、地盤工学会誌「土と基礎(小特集: 数値解析と実務)」, Vol. 43, No. 7, Ser.No. 450, pp. 11-14, 1995. 7月号
- 5) Sekiguchi, H and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Specialty session 9, pp. 229-239, 1977
- 6) 横田・今野・栗田 : 土のポアソン比について、第15回土質工学研究発表会、p. 529-532, 1980
- 7) 龍岡・木幡・金・渋谷 : 原位置試験・室内試験・逆解析による土と岩の変形係数、東大生研、生産研究、第44巻10号、pp. 36-50, 1992
- 8) 秋野矩之 : 地盤の剛性評価と建物の沈下予測、日本建築学会構造系論文報告集、第412号、pp. 109-119, 1990
- 9) 今井常雄・殿内啓司 : N値とS波速度の関係およびその利用法、基礎工、pp. 70-76, 1982
- 10) Clough, G.W. and O'Rourke, T.D.: Construction Induced Movements of Insitu Wall., Design and Performance of Earth Retaining Structure edited by P.C. Lambe and L. A. Hansen, ASCE, pp. 439~479, 1990