

土留弾塑性解析システム

Elasto-Plastic Analysis System for Retaining Walls

深尾 忠弘*
Tadahiro FUKAO

松本 正三**
Shozo MATSUMOTO

斎藤 洋一**
Yoichi SAITO

嘉津 敏明**
Toshiaki KAZU

1. まえがき

近年、土木建築工事は、ますます複雑な環境下で行われ、都市の発達に伴い市街地における大深度、大規模な土留掘削工事が急増している。その設計方法も、掘削深が3～15m、掘削幅が25m以下の適用範囲内で用いられる慣用計算法では理論上無理があり、弾塑性解析を採用する方向に変わりつつある。有限要素法を用い土留壁の背面および前面側の地盤をモデル化し弾塑性解析を行う手法も用いられつつあるが、一般的な方法にはなっていない。現在、側圧分布、土留架構の構造条件や根切り底以深の支持条件など複雑な要素を単純なモデルに置き換え、変形法で解析する弾塑性解析が広く用いられている。その解析モデルは、数多く発表されているが、基本となるモデルは、弾塑性法(拡張法)が多く採用されている。特に、設計に用いる側圧は、各設計基準により異なり、変形法を用い各施工段階ごとに解析するため、電算化が必要となる。本文では、パソコンを用い、会話形式で弾塑性解析を行うよう開発されたシステムの概要と解析モデルについて述べる。

2. システムの概要

(1) 全体の流れ

土留の設計は、施工ステップ、土質定数や土留、切梁の剛性等、設計に必要な諸定数を仮定する。次に設計基準に準拠し、各施工ステップごとの主働土圧、受働土圧、静止土圧、水圧を求め、土圧、水圧から有効主働側圧、有効受働側圧を求める。有効側圧を土留壁に作用させ、断面力、変位、切梁反力を求める。なお、有効側圧は過去の実測値から求めた値を用いる場合もある。そこで、

計算項目は①有効側圧の計算 ②断面力、変位、切梁反力の計算——の2つに分け、おのおの単独で計算できるようにし、一括処理を選択すると2つの計算項目を一括計算する。また、各計算項目ごとにサブメニューがあり、入力、計算、表示、出力、描画の5つから選択し、各処理を行う。図-1に全体の流れを示す。

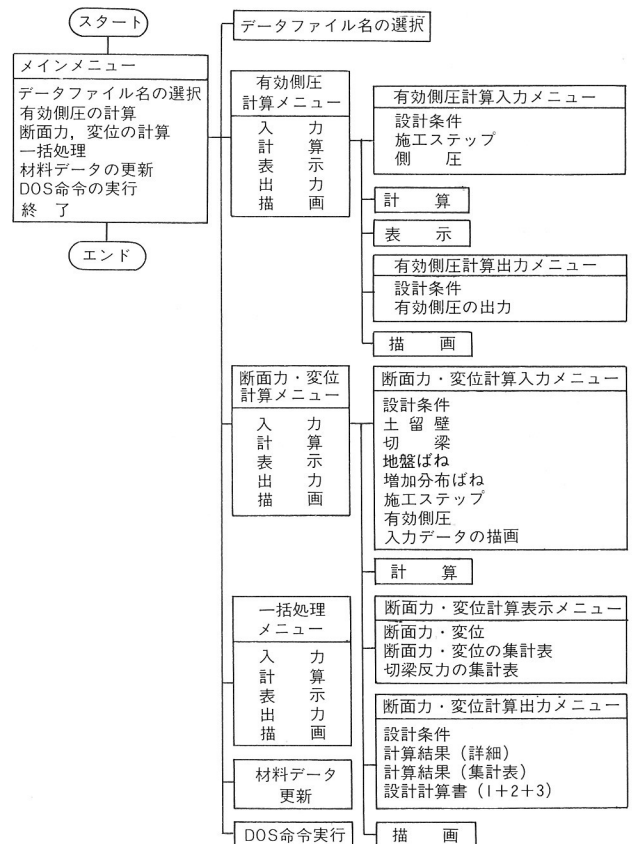


図-1 全体の流れ

(2) 適用範囲

以下に本システムの適用範囲を示す。

- ① 土層数 20層
- ② 切梁段数 30段
- ③ 施工数 40ステップ
- ④ 節点数 90点
- ⑤ 適用機種 PC-9800シリーズ(NEC)
PC-286(エプソン)

(3) 特徴

以下に本システムの特徴を列挙する。

a) 有効側圧の計算

- ① 掘削側と背面側の土質定数を変えられる。
- ② 各施工ステップごとに土質定数、掘削側および背面側の水位、掘削面、切梁設置位置が変えられる。
- ③ 水圧は三角形水圧、台形水圧、動水勾配を考慮した水圧、任意形水圧から選択できる。
- ④ 各層ごとに、粘着力を深さ方向に増加できる。
- ⑤ 各施工ステップごとに計算された側圧、有効側圧を描画できる。
- ⑥ 各施工段階ごとの主働土圧、受働土圧、静止土圧、水圧の任意入力ができる。

b) 断面力、変位、切梁反力の計算

- ① 各施工ステップごとに地盤ばね、土留壁の剛性、側圧が変えられる。
- ② 土留壁の断面変化を考慮できる。
- ③ 弾塑性境界の決定方法は単一層もしくは多層から選択できる。
- ④ 前施工ステップまでに塑性化した層は弾性化させないようにできる。
- ⑤ 弾塑性解析か弾性解析かを選択できる。
- ⑥ 逆巻壁やリングばね等、先行変位を考慮した分布ばねを用いることができる。
- ⑦ 掘削時、プレロード時、盛替撤去時、埋戻し時の解析ができる。
- ⑧ 断面力図、変位図の重ね合わせ描画ができる。
- ⑨ 土留壁の上端下端の支点条件をヒンジ、ローラ、固定、自由、ばね支承（鉛直ばね、せん断ばね、回転ばね）から選択できる。
- ⑩ 各施工ステップごとの断面力、変位、切梁反力の集計表が出力できる。

c) その他

- ① データ入力後、形状寸法を描画させ入力データのチェックが行える。
- ② 土留壁、切梁の諸定数を材料マスターファイルから容易に引き出せ、修正登録ができる。

3. 解析モデルの説明

(1) 有効側圧の計算

土木学会、日本道路協会、首都高速道路公団の基準に準拠し、各施工ステップごとに主働土圧 P_a 、受働土圧 P_p 、静止土圧 P_0 、背面側水圧 P_{wa} 、前面側水圧 P_{wp} を求める。次に、断面力、変位、切梁反力計算に用いる有効主働側圧 P_{ae} 、有効受働側圧 P_{pe} を次式により求める。

$$P_{ae} = P_a - P_0 + P_{wa} - P_{wp} \dots\dots\dots(1)$$

$$P_{pe} = P_p - P_0 \dots\dots\dots(2)$$

(2) 断面力、変位、切梁反力の計算

変形法により各施工ステップごとに土留壁の断面力、変位、切梁反力を求める。解析モデルは各施工ステップ、計算種類（掘削時、プレロード時、盛替撤去時、埋戻し時）によって、側圧、先行変位、支点条件、弾塑性境界が異なる。以下に各計算のモデルを示す。

a) 解析する施工ステップ

図-2に示すように、実際に施工する順序は、 $a \rightarrow a' \rightarrow b \rightarrow b' \rightarrow c \rightarrow d \rightarrow e \rightarrow f' \rightarrow f$ であり、 a' 、 b' は切梁を設置するだけであり、 f' は土を埋戻しただけの施工ステップのため、土留壁の応力、変形は変わらない。したがって、解析する施工ステップは $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d \rightarrow e \rightarrow f$ の順序とし、 a' 、 b' 、 f' は解析ステップから省く。

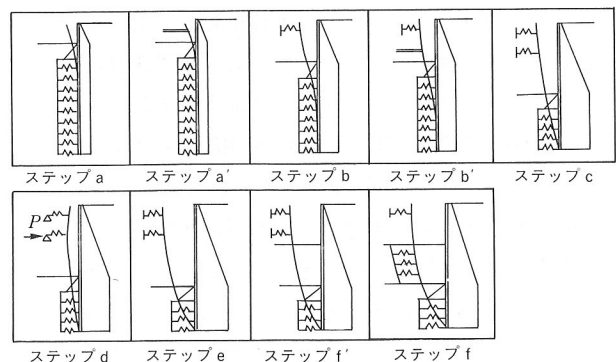


図-2 解析施工ステップ

b) 掘削時のモデル

掘削時は切梁を設置した後に、掘削した時の構造形式で弾塑性解析を行う。解析モデルの仮定を以下に示す。

- ① 土留壁背面側に有効主働土圧 P_{ae} を作用させる。
- ② 土留壁掘削側の塑性域に有効受働側圧 P_{pe} を作用させ、弾性域に地盤ばね K_h をセットする。
- ③ 切梁は先行変位を原点とし、弾性圧縮する。
- ④ 弾塑性境界は、有効受働側圧 P_{pe} と弾性反力 $R_v = \delta \times K_h$ との交点とし、 $R_v > P_{pe}$ となる領域を塑性域とする。
- ⑤ 土留壁、切梁は1本の梁部材とする。
- ⑥ 土留壁に連結されていない側の切梁の支点条件は固定とする。

c) 先行変位

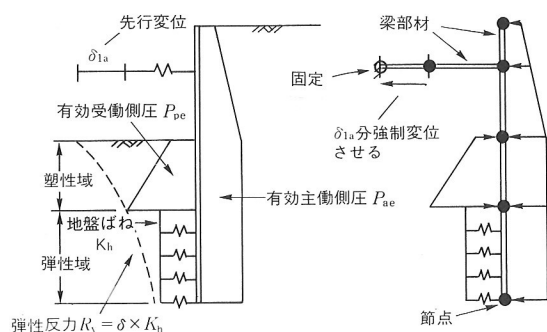


図-3 掘削時の解析モデル

切梁は土留壁に変形，応力が生じた後に設置し，その時の切梁反力はゼロである。これ以降切梁は，設置した時の変位を原点として弾性圧縮し，切梁反力を生じる。切梁を設置した時の変位，つまり切梁反力がゼロの時の変位を先行変位と呼ぶ（図-4 参照）。ステップa'は変形，応力が変化しないため，解析する施工ステップはa→bとなる。ここで，ステップbの先行変位をモデル化するために，切梁を δ_{1a} だけ強制変位させた構造系で弾塑性解析を行う（図-3 参照）。

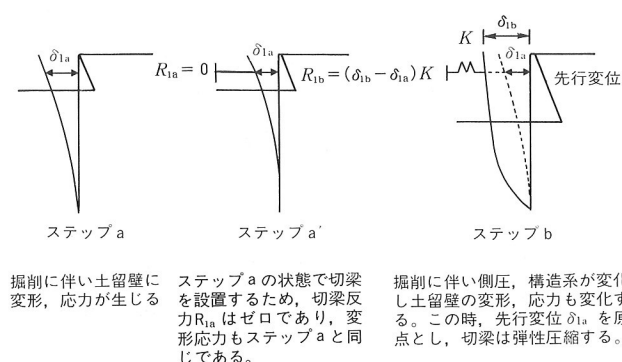


図-4 先行変位

d) 弾塑性境界

弾塑性境界は，受働側の掘削底面以深において有効受働側圧 P_{pe} と弾性反力 R_v が等しい位置とする。塑性域は $P_{pe} < R_v$ となる領域とする。以下に計算方法を示す。

- ① ループ1 (解析モデル)：受働側は地盤ばね K_h をセットし，変位 δ^1 を求める。
- ② ループ1 (判定)： δ^1 に K_h を乗じ弾性反力 R_v を求め，有効受働側圧 P_{pe} との交点を求める。図-5では塑性域が $L_{u1}^1 \sim L_{d1}^1$ ， $L_{u2}^1 \sim L_{d2}^1$ となり2つの領域が存在する。
- ③ ループ2 (解析モデル)：ループ1で求めた塑性域に P_{pe} を，弾性域に K_h をセットし δ^2 を求める。
- ④ ループ2 (判定)：ループ1と同様に，新たな塑性域を求める。塑性域は $L_{u1}^2 \sim L_{d1}^2$ ， $L_{u2}^2 \sim L_{d2}^2$ となる。ループ1からループ2の塑性域を引き，その合計を求める。その値が収束精度 ϵ 以下になるまで繰り返す。

す。

$$|L_{u1}^1 - L_{u1}^2| + |L_{u2}^1 - L_{u2}^2| + |L_{d1}^1 - L_{d1}^2| + |L_{d2}^1 - L_{d2}^2| < \epsilon$$

ループ2の場合，収束しないためループ3に進む。

- ⑤ ループ3 (解析モデル)：ループ2で求めた塑性域を用い，同様に δ^3 を求める。
- ⑥ ループ3 (判定)：ループ2と同様に塑性域を求め判定する。ループ3で収束条件を満足し終了する。

$$|L_{u1}^2 - L_{u1}^3| + |L_{u2}^2 - L_{u2}^3| + |L_{d1}^2 - L_{d1}^3| + |L_{d2}^2 - L_{d2}^3| = \sum |L_{uj}^{i-1} - L_{uj}^i| + \sum |L_{dj}^{i-1} - L_{dj}^i| < \epsilon$$

ただし， i ：ループ番号， j ：塑性域の層番号。

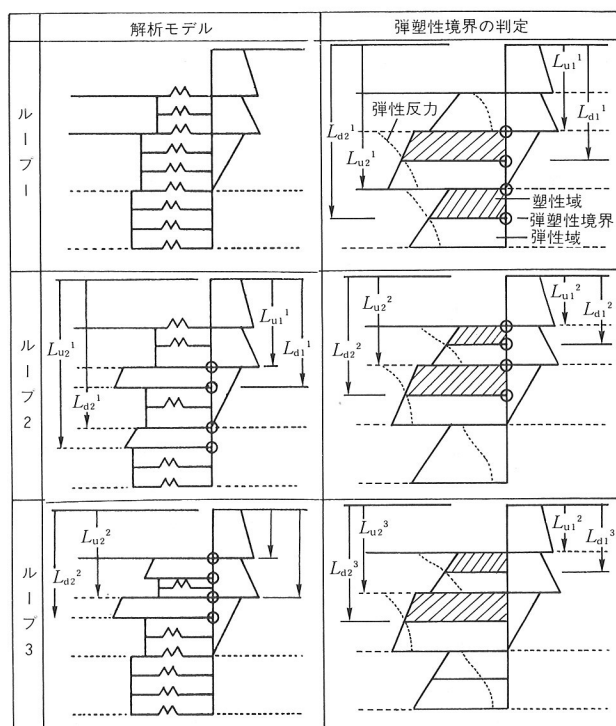


図-5 弾塑性境界の試行過程

なお，図-5は塑性域が複数層存在している。本システムは，選択により塑性域を単一層に仮定することもできる。単一層の場合の弾塑性境界の決定方法は複数層の場合と同様に計算し，複数の弾塑性境界が計算で求めた場合，最も浅い位置を弾塑性境界とする。また，前施工ステップまでに塑性化した地盤は再度弾性化はしないと仮定することもできる。図-6 a)は前施工ステップの塑性域を示す。㊦が塑性域となる。図-6 b)では計算上A点が弾塑性境界となるが，A～Bの区間は前施工ステップまでに既に塑性化しているため，B点を弾塑性境界とする。

e) プレロード時のモデル

プレロードとは，次施工段階の土留壁の変位を抑えるため，掘削する前に切梁に一定の軸力をかけることであ

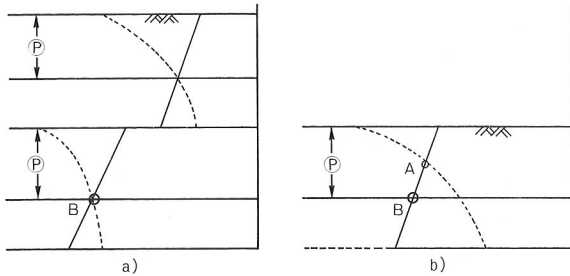


図-6 再弾性化の禁止モデル

る。切梁の支点条件は、プレロードをかける切梁はスライドにし、その他の切梁は固定にする。プレロード荷重分の集中荷重を切梁に作用させ、背面側に地盤ばねをセットし単独解析を行う。その結果と前施工ステップの結果を重ね合せプレロード時を評価する。プレロード時の解析モデルを図-7に示す。

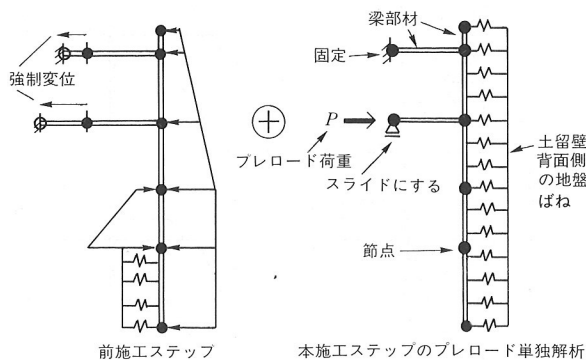


図-7 プレロード時のモデル

なお、切梁にプレロード P を作用させると、切梁は P に応じた弾性圧縮 δ_s をしながら背面側に δ_w 分押し戻される。この時、プレロードを作用させた切梁の先行変位 δ_b は、元の先行変位 δ_a から $\delta_w + \delta_s$ を差し引いた値に変化する。プレロード時以降の施工ステップの先行変位は δ_b となる。そのメカニズムを①～④に分解し、図-8 a), b), c)で説明する。

- ① 切梁を設置した状態である。この時、既に土留壁が変位 δ_a した後に切梁を設置したので、反力 $R=0$ である。なお、切梁反力がゼロの時の変位を先行変位と呼ぶ。
- ② プレロード荷重 P を切梁にかける。この時、切梁は δ_s 分弾性圧縮する。
- ③ 切梁は弾性圧縮しながら背面側に δ_w 分押し戻され、一定のプレロードがかかったら油圧ジャッキを固定する。この状態がプレロード導入直後であり、反力 $R=\delta_s K=P$ となる。
- ④ プレロード後の先行変位 δ_b を考えるため③の状態では、a端は固定されているためb端を δ_s 分背面側に移動させると、反力 $R=0$ となる。したがって、プレロ

ード後の先行変位 δ_b は元の先行変位 δ_a から $\delta_w + \delta_s$ を引いた値となる ($\delta_b = \delta_a - (\delta_w + \delta_s) = \delta_a - (\delta_w + P/K)$)。プレロード以後の施工ステップの先行変位は δ_b となる。

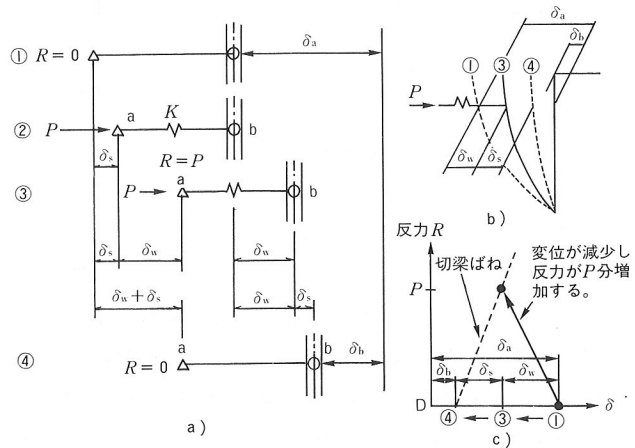


図-8 プレロード後の先行変位

f) 盛替撤去時のモデル

盛替撤去時とは施工途中で切梁をかけかえたり、最終掘削時に捨てコンを打設し、最下段切梁を撤去する施工ステップである。解析モデルは切梁のかけかえをするだけで、掘削時と同一とする。ただし、掘削とかけかえは同時に行えないため、掘削深は前施工ステップと同じ深さとする。

g) 埋戻し時のモデル

埋戻し時とは土を埋戻した後、切梁を撤去した構造形式で弾塑性解析を行う。解析モデルは2種類の方法をモデル化できる (図-9 参照)。

① 埋戻し土を地盤ばねで評価する方法

ステップe：最終掘削時の状態。

ステップf₁：土を埋戻した状態で2段目の切梁を撤去すると、構造系が変化し応力、変形が変化する。この時、埋戻し土は地盤ばねで抵抗すると仮定する。掘削面はステップeと同じにし、埋戻した区間に増加分布ばねをセットし弾塑性解析を行う。塑性域を求める範囲は掘削底面以深であり、埋戻した区間の塑性域は求めない。増加分布ばねは土留壁が変形した後にセットするばねであり、ばねをセットした時の土留壁の変位を原点としてばねが効く。

② 埋戻し土を有効受働土圧で評価する方法

ステップf₂：埋戻した土を有効受働土圧で評価するため、掘削深を埋戻した地盤面とし弾塑性解析を行う。この時、埋戻した区間も塑性域を求める範囲となる。

h) 増加分布ばね

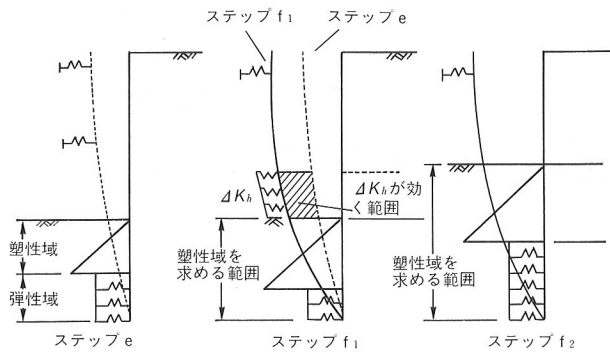


図-9 埋戻し時の解析モデル

逆巻壁、リングばね、埋戻し土等、土留壁が変位した後にセットする分布ばねを増加分布ばねと呼ぶ。したがって、変位 δ が0の点からではなく、ばねをセットした時点の変位（先行変位）からばねが効くようにモデル化しなければならない。プログラム上は、変位 $\delta=0$ の点から分布ばねをセットしているため、実際の変位より小さくなってしまふ。そこでばねをセットした時点の変位 δ に増加分布ばね ΔK_h を乗じ、増加荷重を計算する。この荷重を背面側から作用させることで補正する（図-10参照）。

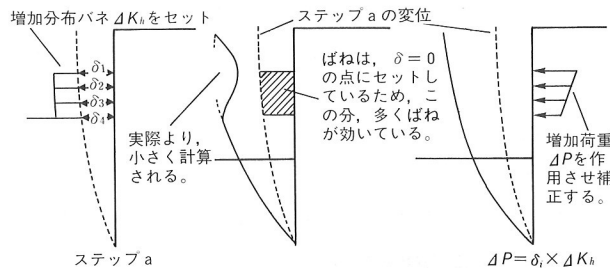


図-10 増加ばねと増加荷重

なお、増加分布ばねを考慮した時の弾性反力 R_v は、分布ばね $K=K'+\Delta K$ に変位 δ を乗じ、増加荷重 ΔP を引いた値とする。また、塑性域には、増加分布ばね ΔK はないため、 ΔP は差し引かない（図-11参照）。

- ① 掘削により変位 δ' が生じる。
- ② 掘削後、地盤改良し地盤ばねが ΔK 増加するが、変位は変わらないため解析しない。
- ③ 再掘削により、変位 δ が生じる。ここで ΔK は、前ステップの変位 δ' から効くため、前ステップの変位 δ' に ΔK を乗じ、その荷重 $\Delta P=\delta' \times \Delta K$ を作用させる。③の弾性反力 R_v を元のばね K' による R_v' と増加ばね ΔK による ΔR_v に分けてみると、

$$R_v = R_v' + \Delta R_v = \delta K' + (\delta - \delta') \Delta K$$

$$= \delta \times (K' + \Delta K) - \delta' \times \Delta K$$
 となり、さらにばね値 $K=K'+\Delta K$ 、増加荷重 $\Delta P=\delta' \Delta K$ なので、 $R_v = \delta K - \Delta P$ となる。

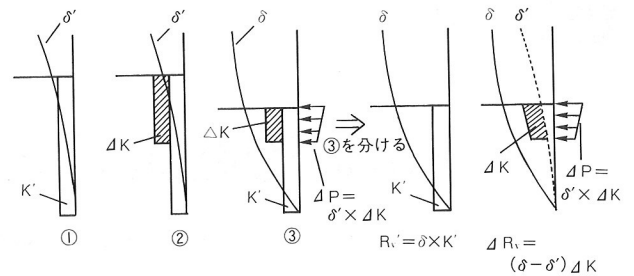


図-11 増加ばねを考慮した弾性反力

4. あとがき

以上、本システムの概要について述べた。近年、市街地では地価高騰、人口密度の増加等により、より大深度の地下空間を利用する傾向にあり、ここに駐車場、鉄道、道路、河川、地下タンク等を建造する構想も多く発表され、また実際に建造されつつある。そのため、大深度、大規模の土留工事もますます増加する傾向にあると思われる。本システムを使用することにより設計、施工業務の軽減が図られれば幸いである。今後は、情報化施工への適用を考え、解析モデルの改良を重ね、システムの精度向上を図っていくとともに、逆解析や根入れ長計算に連動するシステムへ拡張していく所存である。また、施工過程の土留壁の挙動はまだ未知の部分が多く、皆様のご意見をお聞かせ願えれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：共同溝設計指針，昭和61年3月。
- 2) 建設省土木研究所：掘削土留め工設計指針(案)，昭和57年3月。
- 3) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)・同解説，昭和61年6月。
- 4) 首都高速道路公団：仮設構造物設計基準，平成元年。
- 5) 東京第一工事局：土木関係『仮設構造物設計要領』(案)，昭和53年9月。
- 6) 日本建築学会：山留め設計指針，昭和63年1月。
- 7) 建設省土木研究所：大規模土留め壁の設計に関する研究，昭和63年3月。