

土留め掘削に伴う周辺地盤の変形挙動に関する研究

2009年1月

譽田 孝宏

名古屋工業大学博士論文
甲第693号(課程修了による)
平成21年3月23日授与

要旨

近年の地下建設工事では、既設構造物に対する近接施工が多く、工事自体を安全に進めることはもちろん、周辺環境に与える影響を最小限に抑制することを目的に、既設構造物や周辺地盤の変形挙動を事前に予測し、現場計測工法を活用して情報化施工するケースが多い。たとえば、地下鉄停留場部の建設によく用いられる開削工事では、土留め支保の安全性や掘削底面の安定性を事前検討するだけでなく、土留め背面地盤の変形挙動や地下水位変動等についても事前予測および検討し、モニタリング監視しながら施工を進めるのが一般的である。

土留め掘削時における背面地盤の変形挙動に関する事前予測については、これまでの多くの事例分析から得られた沈下予測手法を用いるのが主流である。ただし、この手法は、経験則に基づいて背面地盤沈下と影響要因の定性的な関係を示すものであり、絶対値を正確に予測する手法ではなく、おおまかな目安にしかならない。一方、周辺地盤の変形挙動や既設構造物の変形や応力も同時に解析する方法として、有限要素法 (FEM) に代表される連続体モデルが用いられる場合もあるが、ほとんどの場合で線形弾性モデルが使用されている。しかも土留め壁変位量に関しては、実績の多いフレーム解析 (梁ばねモデルを用いた土留め弾塑性解析) によって別途計算し、それを有限要素に対して強制変位として作用させて評価する程度であることから、予測解析は煩雑でありかつ一貫性がなく、実挙動を的確に表現できているとは言えない状況にある。

本研究では、土留め掘削に伴う土留め背面地盤の変形挙動について、まず実現場での計測結果を整理して挙動分析をおこない、次に弾塑性 FEM を用いてそれらの実挙動を予測解析し、解析手法の有効性を示している。また、これらの成果を踏まえて、実務レベルで活用できる土留め背面地表面の沈下予測手法の提案に向けた考察をおこなっている。

本研究は7章から構成されているが、各章の研究成果を概略まとめると以下のようなようになる。

第1章では、序論として、本研究の背景を示している。

第2章では、土留め掘削問題に関する過去の研究動向、特に土留め背面地盤の変形挙動の予測に関する研究について整理し、本研究の課題を示している。

第3章では、開削工事現場から得られた計測データに基づいて、土留め壁の変位に伴う土留め背面地盤の変形挙動について整理し、地盤特性ごとの分析、評価をおこなっている。土留め掘削進行に伴って、土留め背面地盤は土留め壁変位に引き寄せられる形で円弧すべりのように斜め下方の掘削底面に向かって変形し、その影響から土留め背面地表面の沈下は、土留め壁から少し離れた地点で沈下量が最大となり、土留め壁近傍と土留め壁から離れた地点で沈下量がほとんどゼロになるようなU字型沈下モードを示している。また、これらの実挙動については、経験的な沈下予測結果と比較することによって、その差異について検討を加えている。

第4章では、FEM解析で使用した構成モデルである subloading t_{ij} model の開発背景とその基本概

念を説明している。本弾塑性構成モデルは、粘土も砂も統一された少ない土質パラメータ群で表現することができ、地盤内の密度や拘束応力の影響に依存することなく、唯一的に土質パラメータを設定できるという特徴を有している。なおここでは、次章以降で実施した実測値と解析値の比較やケーススタディーの妥当性を説明する上での前提を示している。

第5章では、土留め壁の変位や土留め背面地盤の変形挙動について、第3章で示した「実測値」と「設計値」(フレーム解析値)、および第4章で説明した subloading t_{ij} model を用いた「解析値」(弾塑性 FEM 解析値)との比較、検討をおこない、弾塑性 FEM 解析の現場適用性について検討している。その結果、要素としての力学特性を適切に表現できるモデルを用い、施工過程を考慮した FEM 解析を実施することによって、土留め壁や背面地盤の変形、切梁軸力の変動など、土留め掘削時における実地盤の応力・変形挙動を総合的かつ適切に再現できることを確認している。

第6章では、弾塑性 FEM を用いた土留め背面地表面沈下に関するケーススタディーを実施し、土留め背面地表面の最大沈下量とその発生位置、およびその沈下分布を想定する方法として、数値解析によって裏付けられた実務レベルでの簡易予測法の提案に向けた考察をおこなっている。

第7章では、本論文の結論をまとめている。

以上、本研究により、現行の土留め設計法を認めつつも、土留め背面地盤に位置する既設構造物の重要性に応じて、また対象地盤の地盤工学的な問題のレベルに応じて、ここで新たに示す簡易予測法から弾塑性 FEM を用いた数値解析まで、実務において幅広く対応することが可能になったと考える。

目次

第1章 序論	p. 1
第2章 土留め掘削問題に関する過去の研究動向と本研究の課題	p. 3
2.1 土留め掘削問題に関する過去の研究動向	p. 3
2.2 本研究の課題	p. 20
第3章 実地盤での土留め掘削に伴う土留め壁の変位と背面地盤の変形挙動の関係	p. 23
3.1 大阪市地下鉄8号線の工事概要	p. 23
3.2 土留め掘削に伴う土留め壁の変位と背面地盤の変形挙動の事例	p. 25
3.3 土留め壁変位量に関する実測値と設計値の比較	p. 30
3.4 土留め壁変位と背面地表面沈下の関係	p. 35
3.5 土留め背面地表面沈下の簡易予測について	p. 37
3.6 まとめ	p. 40
第4章 弾塑性構成モデルの概要	p. 42
4.1 概説	p. 42
4.2 弾塑性構成式 subloading t_{ij} model の概要	p. 43
4.3 subloading t_{ij} model を用いた弾塑性解析用パラメータの設定方法	p. 62
第5章 土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析	p. 66
5.1 概説	p. 66
5.2 地盤特性および施工条件	p. 67
5.3 解析条件	p. 69
5.4 解析値と実測値と設計値の比較および考察	p. 87
5.5 まとめ	p. 96

第 6 章 土留め掘削に伴う背面地表面沈下の予測	p. 99
6.1 土留め背面地表面の沈下量に関する簡易予測法の課題	p. 99
6.2 土留め背面地表面沈下に関するケーススタディー	p. 101
6.3 弾塑性 FEM 解析と弾性 FEM 解析の比較	p. 105
6.4 土留め背面地表面の沈下量および沈下分布に関する簡易予測手法	p. 107
第 7 章 結論	p. 110

謝辞

参考資料 1 有限要素法の定式化	A-1
参考資料 2 beam 要素を用いた有限要素解析	A-6
参考資料 3 joint 要素を用いた有限要素解析	A-10
参考資料 4 応力～ひずみ関係の一般表示	A-17

第1章 序論

欧米の大都市の大部分が、薄い風化土層を被った岩盤上に位置しているのに対して、東京や大阪をはじめとするわが国の大都市のほとんどは、沖積期から洪積期の最も若い堆積地盤上に位置している。しかも、そのほとんどが未固結地盤であり、豊富な地下水を有している。このような地盤特性を有する都市部において多くの掘削工事がおこなわれていることから、各種多様な問題が発生しやすい状況にある。近年、大都市中心部などでは掘削深度が深い工事が増加してきており、シールドトンネルの発進・到達立坑で60～70m、一般開削工事では40mほどになっている。大深度化に伴って地下水圧が高くなることから、未固結の土砂地盤の開削工事などは常に危険が伴う状態になっている。

社会生活をより快適なものにするためには、今後も社会資本の増設や更新が不可欠であり、維持管理の上でも社会資本整備時の施工記録は大変重要なものとなる。高密度化したわが国の市街地において、これらの建設をおこなう際には、既設の都市設備に近接して施工する、いわゆる「近接施工」となることを余儀なくされる場合が多くなってきている。社会資本の中から地下鉄工事に限定してみても、土留め背面地盤にはガスや水道、電気、通信などのインフラ設備、近接した民家や建物の基礎杭、高速道路の橋脚など、多種多様な既設構造物が数多く存在しており、これらの近接構造物が全くない状態で施工を進めることができるケースはまれである。

既設構造物は、それぞれの目的に応じて機能していることから、近接施工に伴ってその機能そのものや安全性に障害が生じた場合には、社会に与える影響は多大である。近接施工は、新設構造物の施工方法と既設構造物の形状や機能の組み合わせで種々のケースが考えられるが、近接施工による影響を最小限に抑制するためには、各施工段階での既設構造物の変形挙動を事前に予測し、現場計測工法を活用して施工管理するなどの対応が重要である。このように、近接施工に高度で正確な技術が必要な理由は、既設構造物が許容応力度を目標に設計されているため、許容応力に対して余裕がない場合が多く、近接施工による許容増加応力(余裕シロ)が一般的にきわめて小さいことにある。

開削工事は、地盤を対象とした工事であることから、掘削に伴う既設構造物への影響は、地盤を介して伝達されることになる。つまり、掘削底面の崩壊や土留め支保工の崩壊が発生しない場合でも、開削工事による土留め壁変位や地下水位の低下などによって周辺地盤が変形し、それに追従してその地盤内に位置する既設構造物に変形が生じ、結果として既設構造物には新たな応力が発生することになる。また、開削工事による周辺地盤の変形は、場合によっては地盤の緩みを誘発することになり、既設構造物の支持に対する安全率を低下させることにもつながる場合が考えられる。

よって、近接施工の設計と施工では、地盤の挙動を可能な限り正確に予測することが重要であると言えるが、これまでは地盤変形を既設構造物の許容追加応力に対応するのに十分な精度で予測することが不可能に近かった。このため、実務では、これまでの計測事例の蓄積に基づいた経験則を利用して概略的な予測程度は実施するものの、近接構造物の施工時の安全性を確認するため、既設構造物や地盤の変形挙動を計測や観測する現場計測が重要視されてきた。

本研究のポイントを図1.1.1に示す。ここでは、近接施工時に問題となる土留め壁の変位に伴う土留め背面地盤の変形挙動について、まず、地下鉄開削工事で得られた計測データに基づいて実挙動の把握をおこなう。次に、地盤特性および施工過程を考慮した弾塑性 FEM 解析を現地盤の応力

レベルで実施し、土留め掘削に伴う地盤および周辺構造物の現場実挙動について予測をおこなう。またこれらの「実測値」「設計値(ここではフレーム解析値)」「解析値(ここでは subloading t_{ij} model を用いた弾塑性 FEM 解析値)」について、それぞれを比較、検討することによって、ここで用いた弾塑性 FEM 解析の現地盤への適用性について論じる。また、土留め背面での最大沈下量とその発生位置、および地表面沈下分布を想定する方法として、弾塑性 FEM 解析によって裏付けられた実務レベルの簡易予測法の提案に向けた考察をおこなう。

ここでは、現行の土留め設計法を認めつつも、土留め背面地盤に位置する既設構造物の重要性や対象地盤の地盤工学的な問題のレベルに応じて、ここに示す慣用予測法から弾塑性 FEM を用いた数値解析まで、実務において幅広い対応ができる研究結果をまとめている。

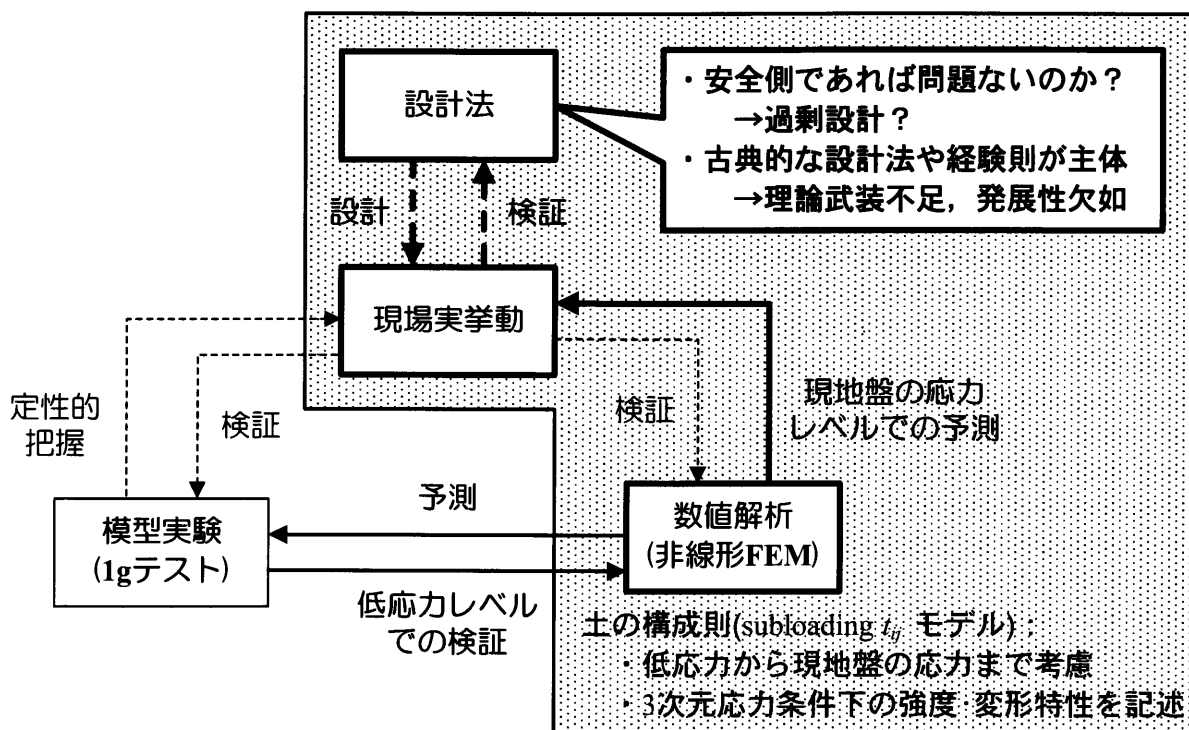


図 1.1.1 本研究のポイント 1)に加筆

参考文献

- 1) 菊本統，中井照夫，張鋒，ホサイン・シャヒン：アルミ棒積層体を用いた2次元模型実験，地盤工学会誌，56-10(609)，pp12-15，2008.

第2章 土留め掘削問題に関する過去の研究動向と本研究の課題

2.1 土留め掘削問題に関する過去の研究動向¹⁾

代表的な深い掘削問題に対する工学的な検討は、1969年に Peck (ペック) により土留め工の安定係数 N_s (stability number) を用いて判定する方法^{2),3)}を提案した時期から本格的に始まった。Peck は、(2.1) 式に示す安定係数 N_s の概念を導入することによって、 $N_s > 6 \sim 8$ となる深い掘削においては、掘削底面付近から塑性域が拡大することに注目し、より大きな側圧が土留め壁に作用すると考え、(2.2) 式に示す壁面土圧係数 K_A を定義付ける修正係数 m を提案した。なお、ここでは壁面側圧は、壁面水圧 (土留め壁面に作用する水圧) と壁面土圧の合算値である。

$$N_s = \gamma \cdot H / S_{ub} \quad (2.1)$$

$$K_A = 1 - m(4S_u / \gamma H) \quad (2.2)$$

ここで、 γ : 土の単位体積重量
 H : 掘削深さ
 S_u : 掘削面までの粘性土の非排水せん断強度
 S_{ub} : 掘削底面以下の粘性土の非排水せん断強度
 M : 修正係数, 通常は 0.4~1.0

上記に示す動向とわが国での数多くの実測事例に基づいて、日本建築学会の基礎構造設計基準 (1974年版) では、壁面側圧の概念に基づいた壁面側圧係数が示されている⁴⁾。さらに、今日における計測技術の進歩により、土留め壁に作用する壁面土圧や壁面水圧を直接精度良く計測できるようになってきており、土留め壁の変位と対応する形での力学挙動の研究が進められた。

1972年、Bjerrum (ベーラム) は、土留め設計において壁体の曲げ剛性や根入れ部分の土の抵抗を考慮し、壁面側圧と支保工を一つの相互作用として取扱うことの必要性を示し⁵⁾、土留め解析法の発展の基となった。その後、杭の横抵抗に関する Chang (チャン) の方法を拡張した弾性法や、山肩らの掘削底面に塑性域を想定した弾塑性法による土留め解析法の研究⁶⁾、また、山肩の弾塑性法に汎用性をもたせた中村・中沢⁷⁾をはじめとする多くの土留め解析法に関する研究がおこなわれた。その他にも、野尻⁸⁾の仮想支点法による解析法や有限要素法 (以下、FEM) による解析法が開発されてきたが、これらの解析法の発展に伴って、深い掘削時に適用した仮設構造物としての土留め設計法の整備がおこなわれてきた。

既設構造物や地下埋設物に近接して土留め掘削工事をおこなう場合、土留め壁に発生する応力などの土留め支保に関する安全性検討と同時に、周辺環境への影響についても十分配慮する必要がある。土留め掘削と周辺環境の概念的な関係を図 2.1.1 に示すが、土留め壁を境にして掘削工事区域と周辺環境に分けて考えることができる。矢印は、掘削工事区域と周辺環境との境界を挟んで相互に作用している要因 (土圧、水圧など)、および何らかの影響要因によって現われた現象 (地盤変形や騒音、振動など) を表わしている。ここで、周辺環境から掘削工事区域に向かう矢印が示す現象の要因を「A タイプの要因」とし、その反対方向に向かう現象の要因を「B タイプの要因」とする

土留めの設計に用いる土圧や水圧は、図 2.1.1 に示すように周辺環境から掘削工事区域への影響要因の一つであり、設計時に検討するヒービングやボイリング現象も、A タイプの要因による。地下水が掘削坑内に湧出する現象も A タイプの要因であるが、これらが原因となって周辺の地下水位の低下をもたらすので B タイプの要因でもある。このように、A タイプの要因は、土留めの安全性と密接に関係があると同時に、B タイプの要因ともなることから、土留めの安全性確保は周辺環境への影響を少なくすることと密接に関係していると言える。

周辺環境への影響は、土留め壁の施工、掘削工、切梁撤去・埋戻しに至る一連の工程を通して、掘削工事区域と周辺環境との間に、A タイプの要因が作用したり B タイプの要因が作用したりするなど、様々な現象となって現われる。

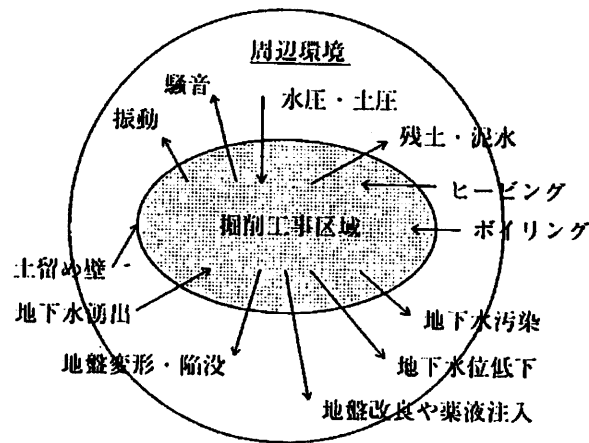


図 2.1.1 土留め掘削と周辺環境の概念的な関係¹⁾

掘削に伴う周辺地盤の沈下や側方変位が過大になると、土留め仮設構造物の安全性を低下させ、本体構造物の施工にも支障をきたすだけでなく、近接する既設構造物や地下埋設物に影響を与えることになる。したがって、土留め壁の変位および周辺地盤の変形を検討し、近接する既設構造物や地下埋設物への影響程度を把握することはもちろん、必要に応じて対策工を実施し、また現場計測を併用することによって、過大な変形が生じないような方策を講じなければならない。

土留め壁の変位については、土留め支保工部材、壁面土圧や壁面水圧、地盤の土質パラメータを適切に設定して、土留め設計法に準拠すれば、現状ある程度推定することができる。しかし、周辺地盤の変形や既設構造物に与える影響については、確立された手法がないのが現状である。

以下に、掘削工事に伴う周辺地盤の変形、特に土留め背面地盤の変形について、既往の研究成果やこれまでに用いられてきた手法をもとに、周辺地盤変形の地盤工学的要因による分類、開削工事における施工過程ごとの周辺地盤の変形、土留め壁背面地盤の地表面沈下の検討方法について示す。

2.1.1 周辺地盤の変形の地盤工学的要因による分類

開削工事に伴う周辺地盤の変形は、土留め壁を境に、土留め背面地盤の変形と掘削底面下の地盤の変形に分けられる。それぞれの変形の形態を地盤工学的要因で分類すると図 2.1.2 のようになる。

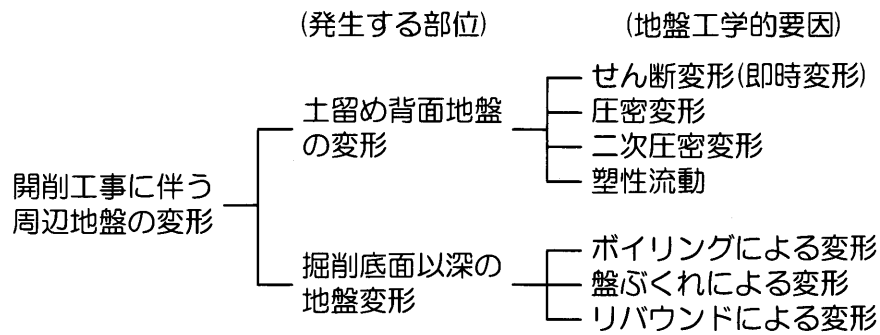


図 2.1.2 開削工事に伴う周辺地盤の変形の分類¹⁾

2.1.2 地盤内の応力状態と地中変位の形態

地盤掘削に伴って今まで平衡状態が保たれていた地盤内の荷重バランスが崩れ、地盤内で地中応力の変化(土圧と水圧の変化)と地中変位(地中ひずみの発生)が発生する。土留め背面地盤は、鉛直方向の土被り圧は変化しないまま水平方向の地盤内応力が減少し、掘削進行に伴って最終的に主働土圧状態にいたる。一方、掘削側地盤(掘削底面下の地盤)は、鉛直方向に土被り圧が減少すると同時に、土留め壁の根入れ部が掘削側に押し出され水平方向に圧縮応力を受けることから、掘削が進行すると最終的に受働土圧状態にいたる。

粘性土地盤中を土留め掘削している間は、排水を伴わずに即時的なせん断変形が主として発生すると考えられる。一方、掘削後は、土留め壁を挟んで背面側地盤と掘削側地盤との間に水圧差が生じることから、徐々に土中の間隙水が移動して有効応力が変化する場合がある。この際に発生する地盤変位が圧密変形であり、長時間にわたって継続して発生する。さらには、圧密変形が終了した後もさらに長期的に沈下が生じる場合があり、これを二次圧密変形と呼んでいる。腐食土層の場合は、二次圧密による変形が大きいのが特徴的である。

砂地盤を土留め掘削する場合は、遮水性の土留め壁で地下水の掘削側への流入を防ぎながら施工することが多いことから、通常、地盤変位は排水を伴わないせん断変位と考えてよい。ただし、親杭横矢板を用いた土留め壁のように、開水性の土留め壁で掘削する場合については、排水を伴ったせん断変位が地盤中で発生することになる。いずれにせよ、これらの変位は、粘性土地盤の場合と異なって掘削とほぼ同時に起ると考えられることから、即時的に地盤変形が発生する。

塑性流動とは、一定外力のもとで塑性変形のひずみが時間とともに増加することを表現しているが、土留め掘削工事に伴う地盤変形の中で、現段階で塑性流動に伴う地盤変形を明確に定義するまでには至っていない。これに類する現象としては、ヒービングによって掘削底面が経時的に隆起する場合や、逐次掘削中に次段階掘削までの間に土留め壁変位が増加し、地表面沈下が増加する場合などがあげられ、これらを称してクリープ変形と呼ぶこともある。いずれにせよ、このような現象は、主として、非常に軟弱な地盤を掘削する場合に見られる。

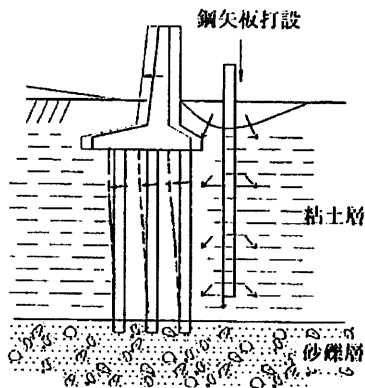
2.1.3 開削工事の施工過程でみた周辺地盤の変形

開削工事における周辺地盤の変形を、土留め壁の施工からその撤去までの施工過程ごとに整理して表記すると次のようになる(図 2.1.3 参照)。

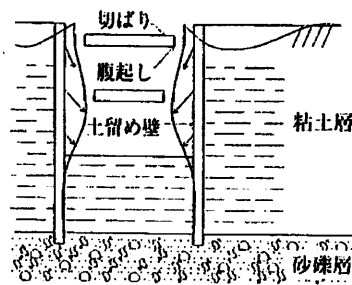
①土留め壁の構築に伴う地盤変形

- ②掘削に伴う土留め壁の変位による地盤変形
- ③掘削に伴う地下水湧出や土砂流出による地盤変形
- ④掘削に伴う地盤の浮上り(盤ぶくれ)
- ⑤排水に伴う地下水位低下による粘性土層の圧密沈下
- ⑥ヒーピングやボイリングによる地盤変形
- ⑦切梁撤去や土留め壁撤去に伴う地盤変形
- ⑧土留め壁，中間杭，旧基礎杭等の撤去による地盤変形

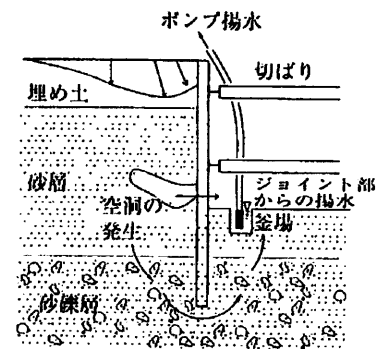
これらの変形は、a) せん断による変形、b) 圧密による変形、c) 二次圧密による変形、d) 塑性流動といった形態で現われる。Peck²⁾は、周辺地盤の変形がどのような形態で現われるかは、1) 地盤を構成する土の性状、2) 掘削規模、3) 掘削方法と土留め支保工の施工方法、4) 施工者の技術的手腕、に依存するとしている。



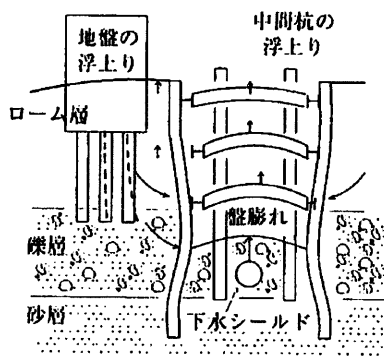
①土留め壁施工に伴う地盤変形



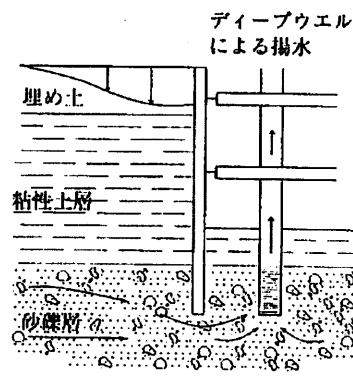
②土留め壁の変位による地盤変形



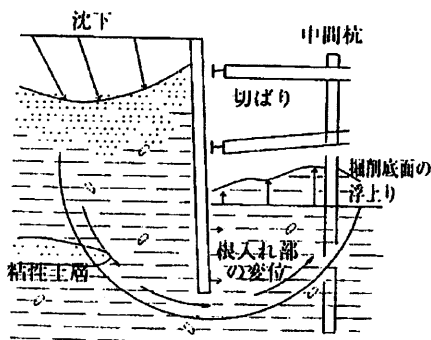
③地下水湧出による地盤変形



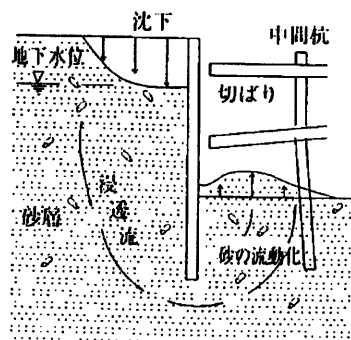
④掘削に伴う浮き上がり(盤ぶくれ)



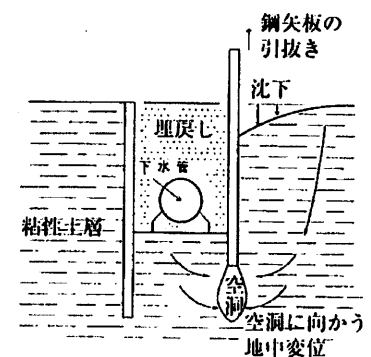
⑤地下水位低下による粘性土層の圧密沈下



⑥-1 ヒーピングによる地盤変形



⑥-2 ボイリングによる地盤変形



⑦土留め壁の撤去による地盤変形

図 2.1.3 施工過程で見た周辺地盤の変形¹⁾

このように、開削工事にかかわる周辺地盤の変形は、施工過程の各段階において発生し、実地盤ではさらに種々の要因が重なって生じるため、事前の予測が難しく、確立した予測法がないのが現状である。ここでは、(1) 土留め壁の構築に伴う地盤変形、(2) 掘削に伴う土留め壁の変位による地盤変形、(3) 切梁撤去による土留め壁の変位による地盤変形について示す。

(1) 土留め壁の構築に伴う地盤変形

鋼矢板や杭の打設により周辺の土を押し広げることから、周辺地盤において変形が生じる。また、親杭横矢板工法の H 形杭建込みや泥水固化壁を設置するためにおこなうアースドリルや高圧噴射による先行掘削、そして連続地中壁を築造するための泥水掘削など、土留め壁の設置に伴っても周辺地盤に変形が生じる。これらの施工によって地盤が緩んだり移動したりすることから地盤変形が発生するが、これらの変形は一般的には小さい。なお、既設構造物に近接する場合には、最小限の地盤変形にとどめなければならない。

(2) 掘削に伴う土留め壁の変位による地盤変形

土留め壁の変位に伴う地盤変形を逐次掘削過程で追うと、図 2.1.4¹⁰⁾ のようになる。

1 次掘削終了時には、土留め壁頭部の変位が最大となる片持ちばり的な変位が発生し、背面側地盤の地表面沈下は土留め壁近傍で最大となる沈下分布となる傾向が強い。一方、2 次掘削終了時には、土留め壁は切梁深度で水平変位が拘束され、掘削底面付近が最大変位となる弓形分布になる。地表面沈下の分布については、1 次掘削時に生じた沈下分布に 2 次掘削によって増加した土留め壁の変位分布を地表面方向に 90° 回転させたものを加えた形に近いものとなり、土留め壁近傍の沈下量は小さく、土留め壁から少し離れた位置で沈下量が最大となる U 字型の地表面沈下分布を示した。以後、最終掘削終了時まで、各段階の土留め壁の増分変位分布を地表面方向に 90° 回転させた形を累加したような地表面沈下分布となる。

土留め壁の最大水平変位は、通常、掘削底付近で最大となるが、掘削底面から基盤までの軟弱層が厚く、土留め壁の根入れ先端が基盤に達しているものの根入れ長が長い場合には、掘削底面より深部で最大値を示すことがある。また、根入れ長が短く、土留め壁先端部が軟弱地層中にある場合についても、根入れ部分で最大値を示すことがある。これらの場合は、掘削底面より浅い部分での土留め壁変位に比べて根入れ部分の変位が大きくなり、背面側地盤が掘削側に廻り込むように変形し、地表面沈下が大きくなることがあるので注意しなければならない。

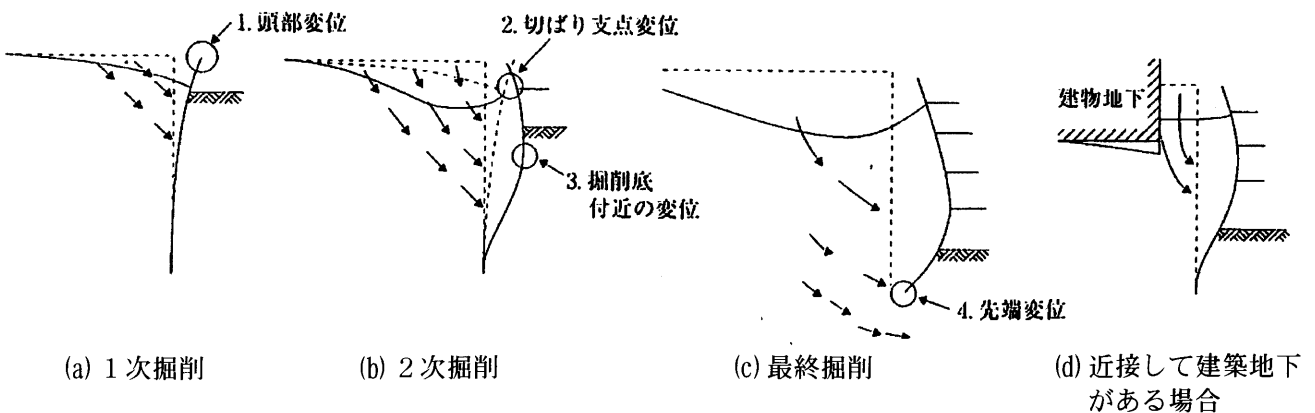


図 2.1.4 土留め壁水平変位と土留め背面地表面沈下の発生パターン概略図¹⁰⁾

(3) 切梁撤去による土留め壁の変位による地盤変形

切梁撤去時にも、大きな土留め壁変位が生じる可能性がある。築造した地下構造物と土留め壁の間を良質土で埋戻したり、盛替梁を設置して切梁を撤去したりするが、土留め壁を支持する部材が、未撤去の切梁や盛替梁、根入部地盤に変更されて支点間距離が増すため、土留め壁変位が増大する。通常、撤去した切梁の直上段切梁の軸力は増加し、掘削時よりも大きくなる。切梁撤去時にも土留め壁の変位によっても地盤変形が生じるので、埋戻し土を十分に締め固めたり、盛替梁の設置や本数を適正に決定したりしなければならない。

2.1.4 土留め壁背面地盤の地表面沈下量の推定方法

(1) 地表面沈下におよぼす影響要因

多くの実測例に基づいて考えると、掘削に伴う土留め壁変位が背面地盤の地表面沈下量と沈下範囲におよぼす主な影響要因としては、以下のような項目が挙げられる。なお、これらの要因は、土留め仮設構造物の安全性にかかわる設計上の検討項目と一致している。

- ①地盤の種別
- ②土留め壁の種類
- ③掘削深さや掘削幅などの掘削規模
- ④根入れ部地盤の硬さ
- ⑤排水の有無

(2) 背面地盤の変形に関する予測法の種類

近接程度の判定で影響範囲、要注意範囲と判定された場合は、背面地盤や既設構造物の変形を予測し、危険度を判定しなければならない。土留め壁背面地盤の沈下におよぼす要因としては、(1)で示したような項目を挙げることができるが、実際には、これらの要因が複雑に絡み合っただけで地盤沈下が生じていることから確立した検討方法はなく、実務上、既往の研究成果を参考にして、過去の経験や施工実績に基づいて推定しているのが実情である。つまり、近接施工での影響予測において、すべて詳細な検討が必要なわけではなく、簡易的な推定で安全性が確認できれば、それ以上の詳細な検討が省略できる場合も多い。

土留め壁の変位に伴う周辺地盤や既設構造物の変形予測方法の分類を図 2.1.5 に示すが、大きく分けて次の 3 種類に分類される。

- (a) 土留め掘削規模等から概略沈下量を予測
- (b) 土留め壁変位量から沈下量を予測
- (c) 土留め架構と地盤の相互作用を考慮した一体解析により構造物の変形量を予測

周辺地盤への影響評価では、検討レベルに応じて、次のような値が評価項目として挙げられる。

- ①地表面最大沈下量
- ②最大沈下量が発生する位置と土留め壁の距離
- ③地表面沈下の分布形状
- ④地中を含めた背面地盤内の変形分布

例えば、①地表面最大沈下量が、近接構造物の傾斜角を含めた許容値以下となれば、基本的に沈下は問題にならない。また、最大沈下量が許容値以上であっても、②最大沈下量の発生位置が近接構造物よりも遠くにある場合や、③沈下分布形状から、近接構造物位置の沈下量や傾斜角は許容値以内と予測できる等の判断ができる場合については、許容できる沈下として判断される。既往の予測法を分類したものを図 2.1.5 に、主たる簡易な予測法の概要を表 2.1.1 に示すが、上記①～④がどの予測法で求まるかも示している。

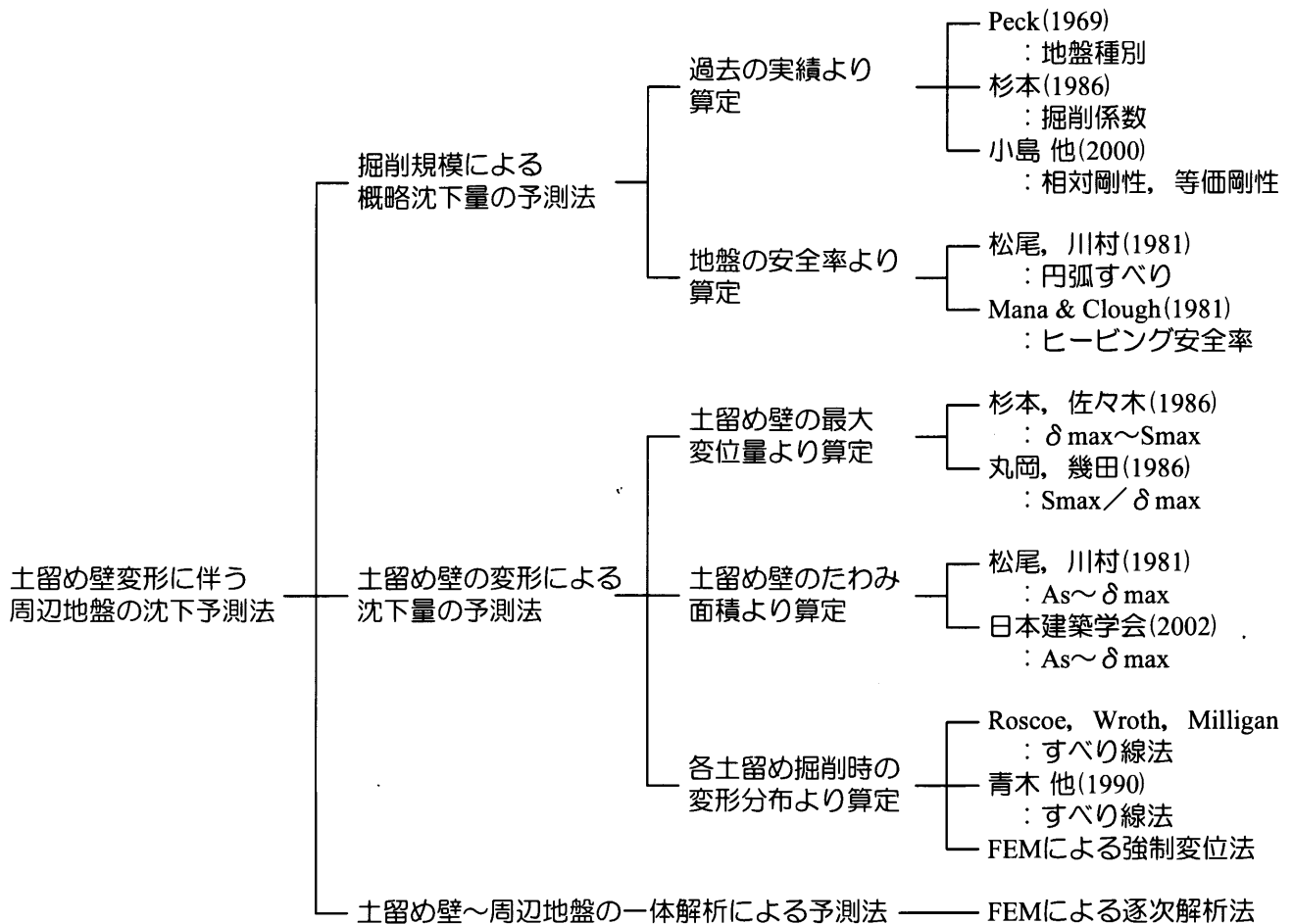


図 2.1.5 周辺地盤沈下の予測法の分類¹¹⁾

(3) 過去の実測データに基づいた方法

土留め背面地盤の簡易的な変形予測手法として、過去の開削工事における実測データをもとに、影響要因との関係をまとめた方法がある。いずれの方法も、背面地盤の沈下と影響要因との定性的な関係を示すものであり、絶対値を予測するものでなく、おおまかな目安を与えるものであることに注意する必要がある。また、影響要因との関係を誘導した実測データ群の特徴に留意して、関係図を用いなければならないという特徴を有している。

表 2.1.1 (a) 土留め背面地盤の沈下量に関する簡易予測法の例¹²⁾

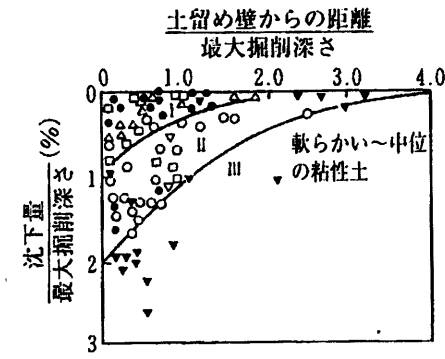
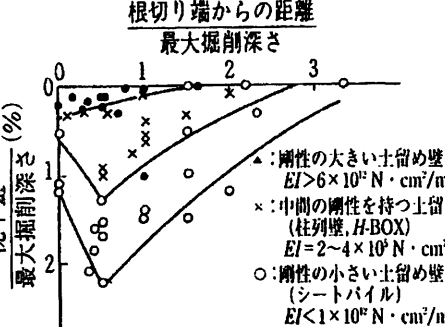
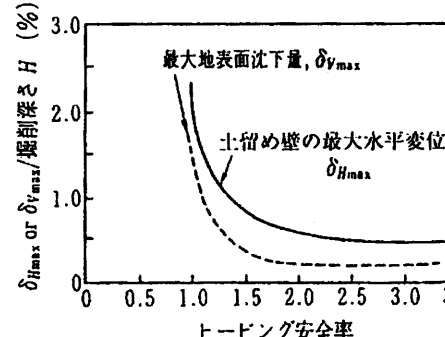
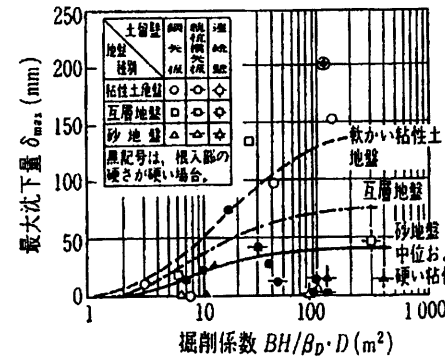
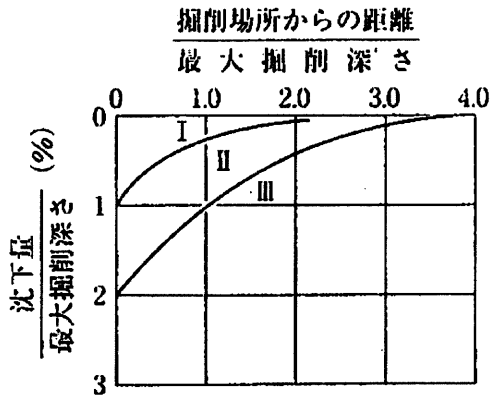
	研究者・適用	予測手法の説明	予測手法の概念図
1	Peck すべての地盤	<p>・土の移動による沈下および圧密による沈下を含む。多くの実測例を基に、沈下量と土留めからの距離を掘削深さで除した無次元化量の関係を示している。</p> <p>Iの領域 砂および軟らかい～硬い粘性土</p> <p>IIの領域 a) 非常に軟らかい～軟らかい粘性土 (イ) 粘性土層が掘削底より深い層厚に限りがある (ロ) 粘性土層が掘削底からかなり下まで続く ただし $N_b < N_a$ b) 施工の困難さのためによる沈下</p> <p>IIIの領域 非常に軟らかい～軟らかい粘性土層が掘削底からかなり下まで続き、 $N_b > N_a$</p>	 <p>土留め壁からの距離 最大掘削深さ</p> <p>沈下量 最大掘削深さ (%)</p> <p>地盤の特性と無次元沈下量</p>
2	阿部・木島 軟弱粘性土	<p>・10例の実測データ ($\phi = 0$の軟弱粘性土、粘着力 = 20~30 kN/m²)から、沈下量を掘削深さにより無次元化し、壁の曲げ剛性により三つの種類に分類し、整理している。</p> <p>連壁: $EI > 6 \times 10^{12}$ (N·cm²/m) 柱列杭: $EI = 2 \sim 4 \times 10^{12}$ (N·cm²/m) シートパイル: $EI < 1 \times 10^{12}$ (N·cm²/m)</p>	 <p>根切り端からの距離 最大掘削深さ</p> <p>沈下量 最大掘削深さ (%)</p> <p>△: 剛性の大きい土留め壁(連続壁) $EI > 6 \times 10^{12}$ N·cm²/m ×: 中間の剛性を持つ土留め壁(柱列壁, H-BOX) $EI = 2 \sim 4 \times 10^{12}$ N·cm²/m ○: 剛性の小さい土留め壁(シートパイル) $EI < 1 \times 10^{12}$ N·cm²/m</p> <p>(注) 地盤の粘着力 $c = 2 \sim 3$ kN/m² 壁の剛性と無次元沈下量</p>
3	Mana & Clough 軟らかくないし中位の粘性土	<p>・実測データを基に、有限要素法を用いた検証による</p> <p>① Terzaghiが提案したヒービング安全率(F_s)と土留め壁の最大水平変位、地表面最大沈下量との関係を、実測値により整理</p> <p>② 同様に、FEM (Duncan & Chang, 有効応力解析)による検証</p> <p>③ 安全率 $F_s \leq 1.5$で、急激に沈下量が増大</p>	 <p>最大地表面沈下量, $\delta_{y_{max}}$</p> <p>土留め壁の最大水平変位 $\delta_{H_{max}}$</p> <p>ヒービング安全率</p> <p>ヒービング安全率と無次元沈下量 (破線)</p>
4	杉本 粘性土 + 砂	<p>・実測データを基に、有限要素法により検証</p> <p>① 案測値の整理</p> <p>② 最大沈下量に対する要因分析</p> <p>③ 掘削係数と最大沈下量の関係</p> $\text{掘削係数: } \alpha_c = \frac{BH}{\beta_v D} \quad \beta_v = \sqrt{E_v/EI}$ <p>④ FEM (Duncan & Chang, 有効応力解析) での検証</p> <ul style="list-style-type: none"> ・根入れ部に締まった砂もしくは硬い粘性土層がある領域区分より小さい沈下量 ・根入れ層に締まった砂もしくは硬い粘性土層がない掘削係数10以下、連続地中壁以外は、大きい沈下量 ・連続地中壁 小さい沈下量 	 <p>最大沈下量 δ_{max} (mm)</p> <p>掘削係数 $BH/\beta_v \cdot D$ (m²)</p> <p>掘削係数と地表面最大沈下量</p>

表 2.1.1 (b) 土留め背面地盤の沈下量に関する簡易予測法の例¹²⁾

研究者・適用	予測手法の説明	予測手法の概念図
5 杉本・佐々木 粘性土 + 砂	<ul style="list-style-type: none"> ・実測を基に、有限要素法により検証 ①実測データから、地表面最大沈下量と土留め壁の最大たわみ量の関係を整理 ②FEM(Duncan&Changモデル, 有効応力解析)により検証 ③両者の傾向が、特別(圧密沈下量が顕著)な場合を除き 最大沈下量 = 0.5~1.0 × (最大たわみ量) の範囲になることを示す 	
6 丸岡・幾田 沖積粘性土、 N値<10の砂、 変形5mm以上	<ul style="list-style-type: none"> ・土留めの変形による沈下 ・掘削による地盤の浮上り ・背面地盤の回り込みが主要因のもの ①実測の整理：一次掘削時の沈下量と変形の比 二次以降は、一次掘削からの増分 ②一次掘削：$r/D \leq 5$ $S_{(1)max} \leq 0.4 \cdot Y_{(1)max}$ ③二次～：$r/D \leq 2$ rが大きくなると、Sは小さくなる $r/D > 2$ 一次と同じ傾向 (r/Dに無関係) ④全体として、 $\frac{S_{(n)}}{Y_{(1)max}} \cdot \frac{S_{(n)} - S_{(n-1)}}{(Y_{(n)} - Y_{(n-1)})_{max}} \leq 1.0$ 	
7 松尾・川村 軟らかくないし中位の粘性土	<ul style="list-style-type: none"> ・実測データから、 ①土留め壁の最大たわみとたわみ面積 ②たわみ面積と沈下面積 ③最大沈下量と沈下面積の関係をまとめ 最大たわみ量と最大沈下量の関係を弱い比例関係として示している ①土留め壁最大たわみとたわみ面積の関係 $\delta_{max} = 71.3 A_d + 23.45$ ②土留め壁のたわみ面積と沈下面積の関係 $A_d = 1.138 A_s - 0.5937$ 	
8 松尾・川村 軟らかくないし中位の粘性土	<ul style="list-style-type: none"> ・円弧すべりの検討より予測する ①円弧すべりの最小安全率を求める ②最大沈下量 安全率 $F_s < 1.15$ で沈下量が増大 $S_{max} = \frac{1}{0.654 F_{s,min} - 0.719}$ ($F_s \geq 1.10$) ③沈下影響範囲 (D/H) = -1.04 (D/H) + 4.65 B: 境界円と地表面交点までの距離 (D/H)は、2~4 ④最大沈下量発生位置 最終的には、掘削深さの1/2前後の位置 	

a. Peck の方法²⁾

地表面沈下量に着目した代表的な手法として Peck の方法がある。この方法は、欧米における多くの開削工事での実測データをもとに、地表面沈下の分布を最大掘削深さで無次元化して表わしたものであり、地盤種別によって図 2.1.6 のように3つの領域に区分している。この図にまとめられたデータは、土留め壁の種類として鋼矢板や親杭横矢板など、壁剛性の小さいものが用いられ、また、沈下量には圧密沈下も含んだ値となっている。



領域 I

砂、および軟らかくないし硬い粘性土
平均的な施工手腕

領域 II

- a) 非常に軟らかくないし軟らかい粘性土
 1) 掘削底の下の粘性土層の厚さに限界がある。
 2) 掘削底の下の粘性土層の厚さが、かなり深い
 しかし、安定係数の条件は $N_b < N_{b0}$
 b) 沈下量は施工の難しさの影響を受ける。

領域 III

非常に軟らかくないし軟らかい粘性土で、掘削底の下の粘性土層の厚さが、かなり深い。

掘削の深さ

軟らかい、ないし中位の粘性土	約 6.0 ~ 18.9m
硬い粘性土と粘着性の砂	約 9.6 ~ 10.5m
粘着性のない砂	約 11.7 ~ 14.1m

図 2.1.6 Peck の方法による地表面沈下量の推定図²⁾

東京都土木技術研究所が収集したデータ¹³⁾について、図 2.1.6 にならって整理した結果を図 2.1.7 に示す。砂質土地盤については、2 件のデータを除いて範囲 I に入っており、「地表面沈下量 / 最大掘削深さ」の値は、0.3% 以下である。ここで整理されたデータは、剛性の大きい土留め壁が多いこと、砂質土地盤の N 値が 10~35 と良好な性状を示していることにより、沈下量が小さいと考えられる。粘性土地盤についても、1 件のデータを除いて範囲 I と範囲 II に入っており、そのうち半数以上の事例は範囲 I に入っている。沈下量が小さいのは、剛性の大きい壁を使用し、プレロード工法を採用するなど、土留め壁の変位を極力抑えているためと考えられる。

b. 土留め壁の最大たわみ量 δ_{Hmax} と地表面最大沈下量 δ_{Vmax} の関係を用いる方法

22 件の実測データおよび FEM による解析結果から、土留め壁の最大たわみ量 δ_{Hmax} と地表面最大沈下量 δ_{Vmax} の関係を調べた結果¹⁴⁾を図 2.1.8 に示す。この図は、圧密沈下が大きい場合を除いて、地表面最大沈下量は、土留め壁の最大たわみ量のおおむね 0.5~1.0 倍であることを示している。地下水位低下に伴う圧密沈下が無い場合、一般的に、最大沈下量は土留め壁の最大変位量より小さくなる¹⁵⁾が、これが最大沈下量の目安として土留め壁の最大変位量が考慮されている理由である。近接協議では、このような傾向を根拠にして土留め壁最大変位量に着目した議論がおこなわれることが多い。

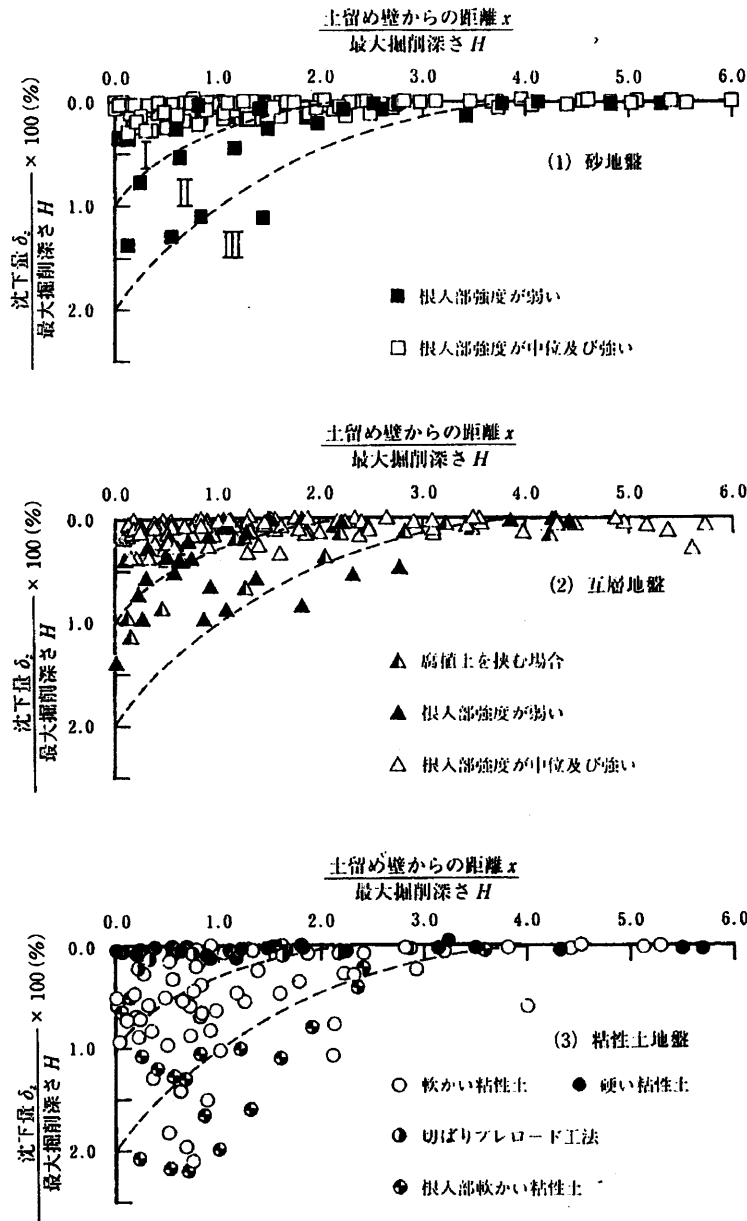


図 2.1.7 地盤種別ごとの地表面沈下量と土留め壁からの距離の関係¹³⁾

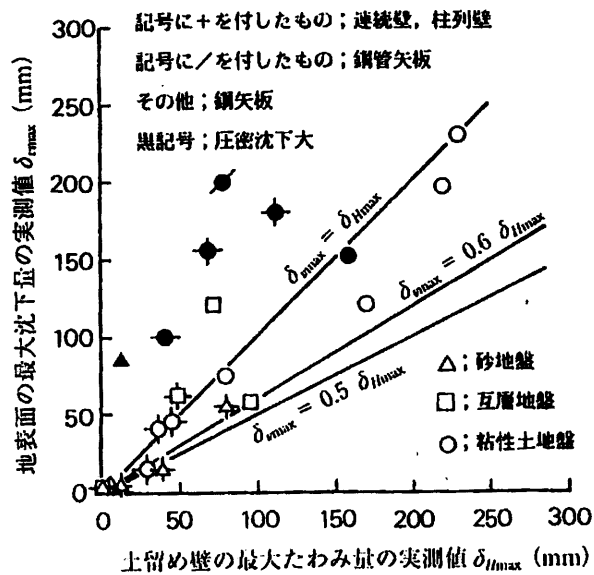


図 2.1.8 土留め壁の最大たわみ量と地表面沈下量の関係¹⁴⁾

c. 土留め壁変位量 A_d と地表面の沈下土量 A_s との関係を用いる方法

土留め壁変位に伴う背面地表面沈下分布の予測値として、図 2.1.9 の方法¹⁵⁾も提案されている。この方法では、地表面沈下が土留め壁の変位に伴う背面地盤内の土砂移動によって生じることから、土留め壁の変位面積 A_d を用いて沈下量 A_s を算定する。この場合、1次掘削終了時と2次掘削時以降で沈下分布形状を変えたモデルが使われる。この理由は、1次掘削終了時と支保工が仮設される2次掘削時以降で土留め壁の変位分布が変わり、沈下のモードも変わることを考慮したものである。また、 $A_s = (0.5 \sim 1.0) \times A_d$ となっているのは、実測値に基づく設定であるためであり、土留め壁の変位に伴う土の体積変化や掘削に伴うリバウンドの影響を考慮したことに対応する。

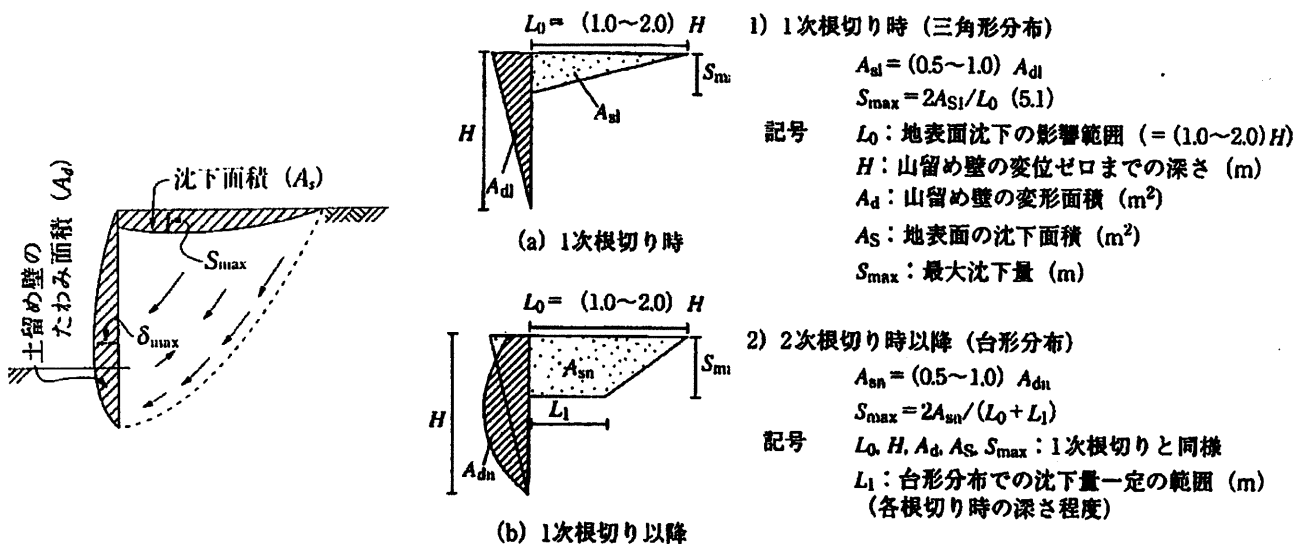


図 2.1.9 土留め壁変位による地表面沈下量の算定モデル¹⁵⁾

$A_s = A_d$ として土留め背面地表面の沈下を推定する手法¹⁶⁾もあるが、ここでは、実測データで両者の関係を調べた結果¹⁶⁾を図 2.1.10 に示す。図中の▼印で示した事例は、掘削進行に伴う $A_s \sim A_d$ の関係をプロットしたものであり、掘削の初期段階では $A_s = A_d$ 、6次掘削時および8次掘削時において $A_s > A_d$ になっている。また、他の実測データも併せてプロットしているが、圧密沈下の影響が大きいと考えられる事例では $A_s > A_d$ となり、圧密沈下が小さいと考えられる事例では、 $A_s < A_d$ となる傾向にある。このことから、地下水位の低下の影響が考えられる場合には、別途、圧密沈下量を計算し、土留め壁変位による背面地表面沈下量に加える必要があると言える。

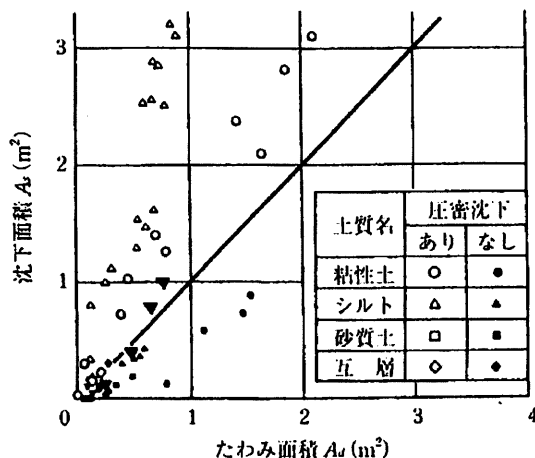


図 2.1.10 土留め壁のたわみ面積 A_d と地表面の沈下面積 A_s の関係¹⁶⁾

d. 土留め壁からの距離を考慮した沈下量の予測法

土留め壁変位に伴う近接軌道沈下量の予測値¹⁷⁾として、(2.3)式が提案されている(図 2.1.11 参照)。なお、列車の運転保安上の値として、鉛直変位の他に水平変位も注意すべきであるが、実測結果によれば、掘削による土留め壁変位が軌道に与える影響は、水平変位より鉛直変位の方が約3倍程度大きかったため、鉛直方向に着目して管理すれば良いとしている。なお、 $B=1\sim 10\text{m}$ とすると、 $A=(0.2\sim 0.1)\times\delta_{max}$ となる。

$$A = \delta_{max} / (\beta \cdot \gamma \cdot \varepsilon) \quad (2.3)$$

ここで、 A : 予測軌道沈下量(目標速度に応じた管理基準値)

δ_{max} : 土留め壁の許容最大変位量

$\beta, \gamma, \varepsilon$: 係数

β : 土留め壁変位の実測値と計算値の比

γ : 土留め壁変位と路盤変位との比

ε : 路盤変位と軌道変位との比。

過去の実績より、次の値を用いてよいとしている¹⁷⁾。

$$\beta = 1.58$$

$$\gamma = 1 / (0.388 - 0.022B), \quad B = \text{土留め壁から軌道中心までの距離}$$

$$\varepsilon = 1.14$$

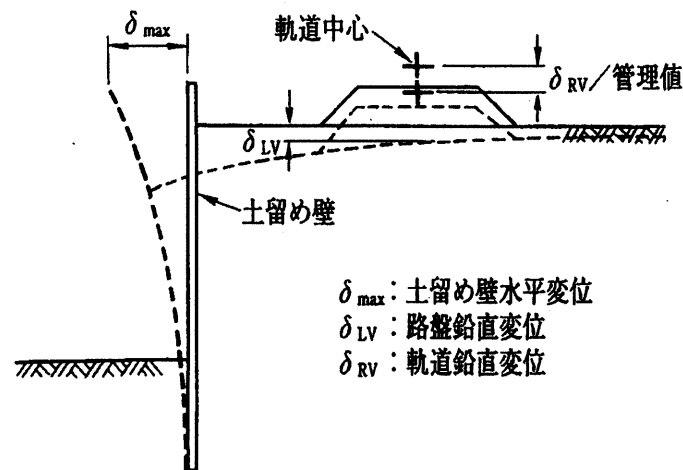


図 2.1.11 土留め壁と路盤および軌道の変位の関係¹⁷⁾

e. 掘削係数 α と地表面最大沈下量 δ_{Vmax} の関係を用いる方法

開削工事に伴う地表面沈下量に関する多数の実測データをもとに、数量化理論を用いて要因分析を実施し、地表面最大沈下量 δ_{Vmax} に影響をおよぼす要因を抽出すると、図 2.1.12¹⁸⁾に示すようになる。

その内、主要因を組合せて(2.4)式で表わされる掘削係数 α を定義し、最大沈下量との関係¹⁹⁾を求めると、図 2.1.13 のようになる。なお、図の適用範囲は、掘削深さ H は $H \leq 20$ 、掘削幅 B は $B/H \leq 3$ 、根入れ長 D は $D \geq 2/\beta_D$ の条件を基本としている。

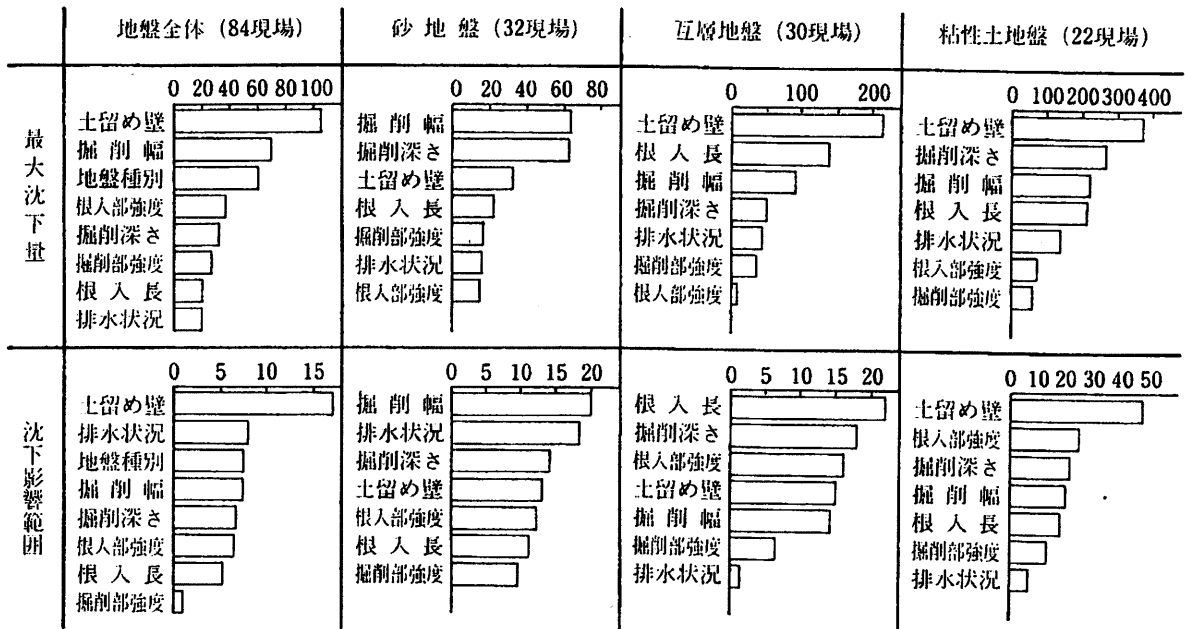


図 2.1.12 地表面最大沈下量 δ_{Vmax} に影響を及ぼす要因¹⁸⁾

$$\alpha = \frac{BH}{\beta_D D} \quad (2.4)$$

ここで、 β_D : 根入れ係数, $\left[\beta_D = \left(\frac{E_s}{EI} \right)^{1/4} \right]$

EI : 土留め壁の曲げ剛性

E_s : 根入れ部地盤の土の変形係数の平均値

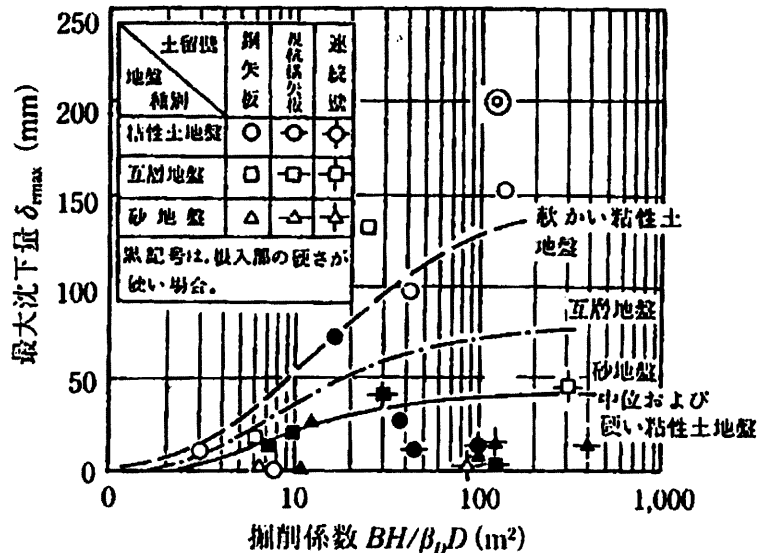


図 2.1.13 掘削係数 α と地表面最大沈下量 δ_{smax} ¹⁹⁾

図中の3本の曲線は、地盤種別ごとの領域区分線である。根入れ部に締まった砂もしくは硬い粘性土層がある場合(黒記号)は、いずれの地盤種別の場合も領域区分線より小さい最大沈下量となる。根入れ部に締まった砂もしくは硬い粘性土層がない場合(白抜き記号)は、領域区分線付近の最大沈

下量となる。連続地中壁を採用した場合は、掘削係数が大きいにもかかわらず、砂地盤もしくは中位および硬い粘性土地盤の領域区分線より小さい最大沈下量となる。圧密沈下が大きい場合(図中の□印、◎印)は、軟らかい粘性土地盤の領域区分線を大きく越えている。

(4) すべり面を仮定する方法

Roscoe(ロスコー)²⁰⁾は、砂の土槽実験で、土留め壁変位によって生じる背面地盤内のせん断ひずみと体積ひずみ分布を詳細に分析し、伸びひずみがゼロとなる曲線網(ゼロひずみ曲線網 S_1 と S_2)が塑性論でいう速度特性曲線網に相当し、すべり面と一致することを確認している。このことから、土留め壁変位を境界条件とし、速度特性曲線網の交点での変位と自由境界になる地表面の沈下を求めている。この考え方を沖積粘性土地盤に応用し、図 2.1.14 に示すように土留め壁の増分変位モードと背面に生じるすべり線を仮定し、その線上でのゼロひずみから背面地盤の変形を推定する方法²¹⁾もある。

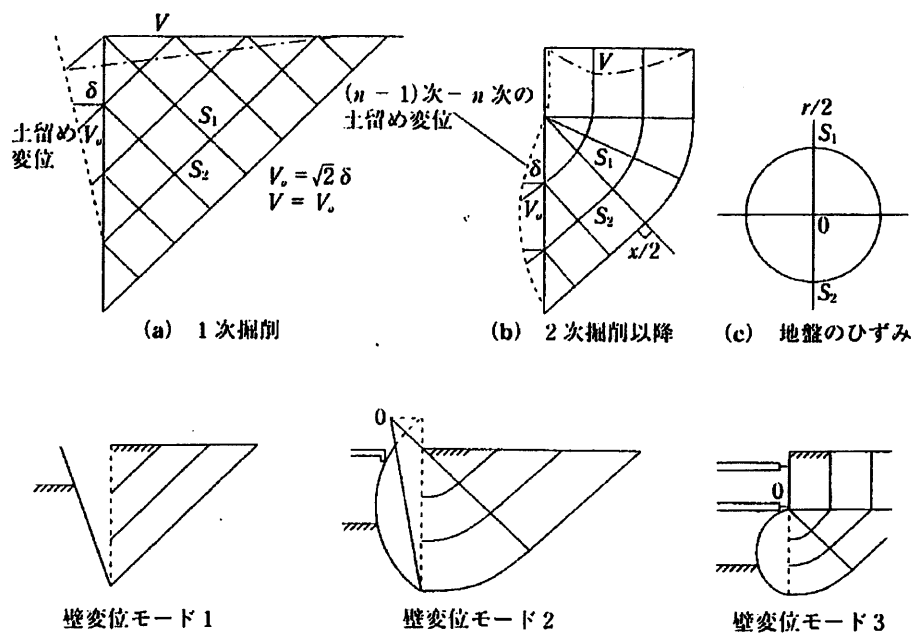


図 2.1.14 土留め壁の増分変位モードと仮定すべり線²¹⁾

土のせん断変形に伴う体積変化が無視できる場合(ダイレイタンシー角がゼロ)の具体的な計算手順は、次の通りであり、この方法に基づく計算値と実測値の比較を図 2.1.15²¹⁾に示す。

- ① 1次掘削終了時のすべり線は、水平面と 45° の傾きをもつ S_2 直線とそれに直行する S_1 直線と仮定する。土留め壁の水平変位 δ_H のすべり線 S_2 に沿う方向のベクトル $V_0 (= \sqrt{2} \cdot \delta_H)$ が地表面での変位ベクトル $V=V_0$ となる。
- ② 2次掘削以降のすべり線は、切梁位置より深い領域で、水平面に対して 45° の傾きの直線すべりと円弧すべりを組合せたすべり線網、浅い部分で鉛直すべり線と仮定し、土留め壁水平変位 δ_H のすべり線 S_2 に沿う方向のベクトル $V_0 (= \sqrt{2} \cdot \delta_H)$ が地表面での変位ベクトル $V=V_0$ となる。
- ③ 最終掘削後の地表面沈下量を計算するには、各掘削段階の土留め壁変位増分を用いて②を繰返し累加し、(2.5)式に基づいて算出する。

$$\delta_m = \delta(y_1) + \sum_{i=1}^m \delta(y_i - y_{i-1}) \quad (2.5)$$

ここで、 $\delta(y)$: i 掘削段階の土留め壁変位増分に応じた設定すべり線による沈下量

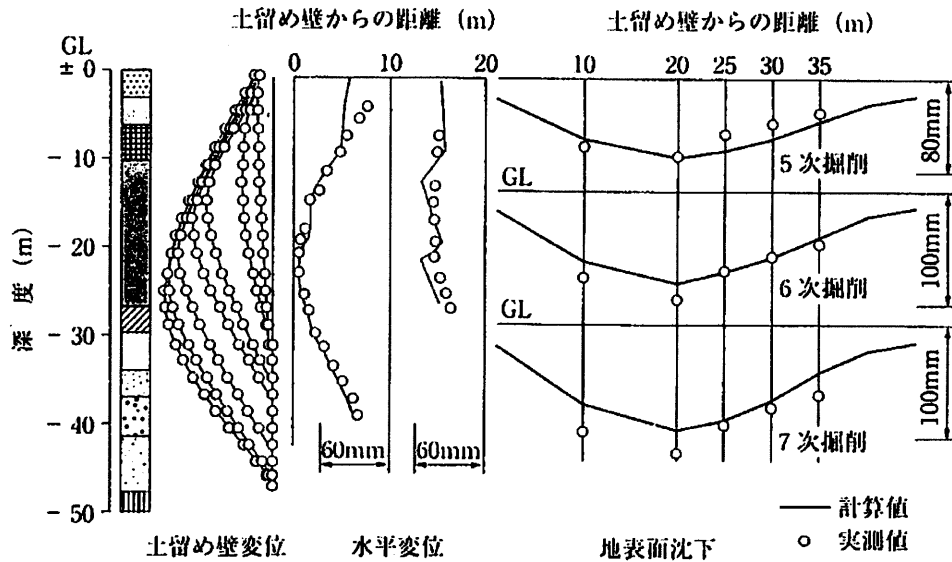


図 2.1.15 設定すべり線に基づく地盤変形の解析値と実測値の比較²¹⁾

(5) FEM による方法

実際の近接協議では、土留め壁変位に伴う周辺地盤変形の予測方法として、FEM を用いた解析がおこなわれることが多い。

土留め壁変位が周辺地盤および近接構造物に与える影響を考慮できる有限要素解析方法として、図 2.1.16 に示す「強制変位法」と「逐次解析法(節点力解放法)」の2つの方法がある。図 2.1.16 には、解析法の解析モデルとその手順、および長所と短所を示す。なおこれらの予測方法では、掘削によるリバウンドも考慮することができる。

強制変位法は、梁ばねモデルなどにより算定した変位を土留め壁に対して強制的に与える方法であり、リバウンドについては、掘削底面に土被り圧を解放力として与えたり、別途求めた変位量を強制変位として与えたりする方法がある。逐次解析法は、掘削によって解放される掘削側側圧および掘削底面の土被り圧を、節点に解放力として作用させて解析する方法である。なお、FEM の適用にあたっては、その手法の長所と短所を十分考慮して、解析結果を評価することが大切である。

	逐次解析法 (節点力解放法)	強制変位法
解析モデル 例および 解析手順	<p>1) 掘削前の断面をモデル化し自重解析 2) 根切り段階の各ステップで掘削要素を除去 (節点力の解放) → 周辺地盤内の応力・変形の算定</p>	<p>1) 別途山留め計算により、山留め壁変位を算定。 2) 掘削後の断面をモデル化し、山留め壁変位を境界条件として入力。 3) リバウンドは、鉛直方向力の解放として考慮。 → 周辺地盤内の応力・変形を算定</p>
長 所	<ul style="list-style-type: none"> ・解析上、かなり実際の施工段階を疑似できる。 ・適切な自重解析ができれば、近接構造物の影響を考慮できる。 ・土の構成式も考慮可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・梁・バネモデルで求められた値を山留め壁の変位として入力、施工途中での観測施工では、実測値を入力することも可能。 ・背面地盤内の地下水を別途考慮しなくて良い。 ・土の構成式の考慮では、増分ひずみのみでの評価となる。
短 所	<ul style="list-style-type: none"> ・山留め壁変位に合うような入力定数の設定が必要 ・背面側側圧として、(土圧+水圧)の両者を考慮する必要がある。 ・リバウンドは、鉛直方向力の解放として考慮されるが、2次元解析では地中応力の3次元の広がりを考慮しにくい。 	<ul style="list-style-type: none"> ・山留め壁変位の算定に近接構造物の影響を考慮しにくい。 ・地盤内の応力は、増分応力のみ算定されるため、不明確となる。 ・リバウンドの評価で、2次元解析では地中応力の3次元の広がりを考慮しにくい。
解析上の 留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・一般的な掘削条件で山留め壁の変形が合う解析であることを事前に確認することが必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・背面地盤内の増分応力は引張り力として求められるが許容できる (自重を考慮すると圧縮応力) 範囲などの確認が必要

図 2.1.16 FEM 解析での検討法例 (2次元の場合)¹¹⁾に加筆

2.2 本研究の課題

近接協議 20 事例について、FEM 解析による土留め掘削に伴う影響の検討方法を分類した結果を表 2.2.1 に示す。20 例中、18 例で強制変位法が用いられており、2 例で逐次解析法が用いられている。また、ここに示す事例はすべて弾性 FEM 解析が実施されているが、地盤の非線形性を考慮した弾性解析や弾塑性解析は一般的にあまり用いられておらず、そのほとんどがこれらの事例と同様、弾性解析を採用しているのが実情である。

表 2.2.1 実際の協議資料で使用された検討方法の分類²²⁾に加筆

資料 No.		強制変位法				逐次掘削法
		タイプ 1	タイプ 2	タイプ 3	タイプ 4	タイプ 5
検討方法	梁	梁ばねモデルにより土留め壁の変形・応力を検討	梁ばねモデルにより土留め壁の変形・応力を検討	梁ばねモデルにより土留め壁の変形・応力を検討	梁ばねモデルにより土留め壁の変形・応力を検討	弾性 FEM
	リバウンド	弾性 FEM (根切り底に上向き荷重)	考慮せず	リバウンド量を FEM 解析に強制変位として入力	スタインブレナー多層近似解	弾性 FEM
	協議対象物	弾性 FEM (梁ばねモデルで別途計算した変形を強制変形で与える)	弾性 FEM (梁ばねモデルで別途計算した変形を強制変形で与える)	弾性 FEM (梁ばねモデルで別途計算した変形を強制変形で与える)	弾性 FEM (梁ばねモデルで別途計算した変形を強制変形で与える)	弾性 FEM
件数		9	5	2	2	2

土留め壁の変位に伴う地盤変形を予測する上で、土留め壁変位の予測精度がまず問題となる。FEM 解析での強制変位法では、土留め壁位置に土留め計算により算定した変位を強制的に与えることが実務上一般的であるが、土留め計算には実績から梁ばねモデルが使われることが多く、土留め側圧の設定における近接構造物の考慮方法は不明確である。

また、逐次解析法では、自重解析により地盤の初期応力を設定して、以後ステップ解析で掘削過程を模擬するが、近接構造物がある場合の初期応力を正確に設定することは難しい。初期応力を正確に求めようとすれば、近接構造物の構築前からの地盤内応力の経時的な変化を考慮する必要があり、地盤の長期的な堆積環境や地下水位の変動等も考えると現実的な検討は難しい。さらに、土留め壁変位が正しく求めた場合でも、解析領域および地盤定数の妥当性や、2次元モデルで解析する場合の3次元的效果の考慮の有無等、予測精度を左右する要因は多い。

以上のことから、土留め掘削問題を異なった手法で予測解析するのは、煩雑であるだけでなく、予測解析に一貫性がないという問題があり、また、弾性解析では、影響領域が実測値に比べて拡大して予測することが多いのも特徴として挙げられることから、地盤材料の力学特性を適切に表現できる弾塑性モデルを用いて、実務的にも適切な精度で挙動把握できる解析手法が望まれている。例えば、第5章で解析に用いた地盤の弾塑性構成モデル²³⁾は、すでに土留め掘削問題²⁴⁾やトンネル掘削問題²⁵⁾について適用実績があり、その結果は室内モデル試験結果と良い対応関係にあることを示していることから、実現場での適用が期待される。

参考文献

- 1) 杉本隆男, 玉野富雄: 土留め工の力学理論とその実証, 技報堂出版, pp.1-2 および pp.183-196, 2003.
- 2) Peck, R. B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, *Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Report*, Vol.1, pp.225-290, 1969.
- 3) Kerisel, J. : The history of Geotechnical engineering up until 1970, *Proc. of 11th ICSMFE*, pp.3-93, 1985.
- 4) (社) 日本建築学会: 基礎構造設計基準, pp.400-402, 1974.
- 5) Bjerrum, L., Clausen, C. J. F. And Duncan, S. N. : Earth pressure on flexible structures, *Proc. of 5th ICSMFE State of the Art Report*, Vol.2, pp.3-93, 1985.
- 6) 山肩邦男, 吉田洋次, 秋野矩之: 掘削工事における切ばり土留め機構の理革的考察, 土質工学会論文集, Vol.17, No.9, pp.31-45, 1969.
- 7) 中村兵次, 中沢章: 掘削工事における土留め壁応力解析, 土質工学会論文集, Vol.12, No.4, pp.95-103, 1972.
- 8) 野尻明美: 仮想支点法—土留め架構の側圧支持機構, 土と基礎, Vol.28, No.3, pp.41-48, 1980.
- 9) (社) 土質工学会: 根切り・土留めのトラブルと対策, トラブルと対策シリーズ, pp.223-226, 1995.
- 10) (社) 日本建築学会: 土留め設計施工指針, pp.54, 1988.
- 11) (社) 地盤工学会: 入門シリーズ 29 知っておきたい根切り・土留めの基本, 2004.
- 12) (社) 地盤工学会: 土留め架構の設計・施工に関する研究報告書, 委員会報告Ⅱ地盤変状, pp.76-79, 1998.
- 13) 杉本隆男: 土留め掘削工事に伴う地盤変形の要因分析, 東京都土木技術研究所年報(昭和58年), pp.221-235, 1983.
- 14) 杉本隆男, 佐々木俊平: 土留め壁の変形と地表面沈下量の関係, 第22回土質工学研究発表会講演概要集, pp.1261-1262, 1987.
- 15) (社) 日本建築学会: 土留め設計施工指針, 2002.
- 16) (社) 土木学会: トンネル標準示方書(開削編)に基づいた仮設構造物の設計計算例, トンネル・ライブラリー, No.4, pp.107, 1993.
- 17) たとえば, 東日本旅客鉄道会社: 近接工事設計施工マニュアル, 2004.
- 18) 杉本隆男: 土留め工事における地盤変状の要因と対策, 基礎工, Vol.22, No.2, pp.61-66, 1994.
- 19) 杉本隆男: 開削工事に伴う地表面最大沈下量の予測に関する研究, 土木学会論文集, Vol.373, pp.113-120, 1986.
- 20) Roscoe, K. H. : The Influence of Strains in Soil Mechanics, *Geotechnique*, Vol.20, No.2, pp.129-170, 1970.
- 21) 青木雅路, 佐藤英二, 丸岡正夫, 甲野裕之: 根切りに伴う周辺地盤の挙動, 第25回土質工学研究発表会講演概要集, pp.1509-1512, 1990.

- 22) (社)日本建築学会：シンポジウム「土留め設計の緒問題」，委員会報告Ⅲ（近接施工の影響評価と対策），2006.
- 23) Nakai, T. and M. Hinokio : A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundation*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 24) Nakai, T., Marcio M. Farias, Daniela Bastos and Y. Sato : Simulation of Conventional and Inverted Braced Excavations Using Subloading tij Model, *Soils and Foundation*, Vol.47, No.3, pp.597-612, 2007.
- 25) Shahin, H. M., T. Nakai, M. Hinokio, T. Kurimoto and T. Sada : Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunneling, *Soils and Foundation*, Vol.44, No.2, pp.71-84, 2004.

第3章 実地盤での土留め掘削に伴う土留め壁の変位と背面地盤の変形挙動の関係

3.1 大阪市地下鉄8号線の工事概要¹⁾

大阪市では、都市機能の維持発展を目的に、総延長118.0kmにわたる地下鉄を7路線、中量輸送機関であるニュートラムを1路線7.9kmを営業している。これらの路線は、市域中心部では格子状に、周辺部に向かっては放射状に伸びるネットワークを構成している。一方、市域東部には、鉄道利用の不便な地域が広がっており、道路混雑も厳しい状況にあることから、東部地域を南北に横断しながら放射状のネットワークと相互接続する鉄道が求められていた。

大阪市地下鉄8号線(以下、8号線)は、上記のニーズに答えるため、大阪市域東部の井高野～今里を南北に結ぶ路線であり、平成18年度に開業した。8号線は、全線地下式であり、駅部を開削工法で、線路部を主にシールド工法で施工した。

開削工法では、地表面沈下を抑制し、周辺地盤環境に与える影響を極力抑えることを目的に、全停留場において土留め壁を被圧帯水層下の洪積粘性土層(遮水層)まで根入れする遮水工法を採用した。土留め壁については、一部地下連続壁工法を併用している箇所もあるが、大部分はソイルセメント壁である。

8号線井高野～今里間の平面図および土質縦断図を図3.1.1に示す。本路線沿いの地盤は、その特性の違いから3つのエリアに大別できるが、どの区間も上町台地の東側に位置しており、古代に内海であった部分を南北に通過している。

(1) 北部地域(井高野～太子橋今市)

淀川を挟んだ当区間は、上部より沖積層～上部洪積層～大阪層群から構成されており、停留場付近は、沖積層(軟弱粘土層～緩い砂層)が主体になっている。沖積層は、均等係数の小さい細砂を含む砂層と軟弱鋭敏粘土層(一軸圧縮強度 $q_u=40\sim 100\text{kN/m}^2$)から成り立っている。上部洪積層は、高透水性の天満礫層がほぼ一様の厚さで連続的に堆積している。大阪層群は、硬質粘土層(非排水せん断強度 $c_{uu}=300\sim 600\text{kN/m}^2$)と良く締まった砂層(N値 >60)の互層状態にあって、淀川付近で南東方向に傾斜している。

(2) 中部地域(太子橋今市～関目成育)

当区間は、太子橋今市停留場の南側で不連続状態にあり、以南は薄い沖積層(砂層主体)～上部洪積層～大阪層群で構成されている。上部洪積層は、粘土層(N値 $=5\sim 10$)と透水性の良い砂礫層とよく締まった細砂層で構成されている。大阪層群は、硬質な粘土層($c_{uu}=200\sim 400\text{kN/m}^2$)と細粒分を含んだ自立性の高い砂層(N値 >60)から構成されており、他地域に比べて比較的硬質なエリアである。

(3) 南部地域(関目成育～今里)

当区間は、寝屋川低地と呼ばれる沖積低地内において、東大阪特有の軟弱な超鋭敏沖積粘土(N $=0$, $q_u=40\sim 100\text{kN/m}^2$, 液性指数 $I_L=1.0$ 程度)が約15m堆積しているのが特徴的である。沖積層下部には、透水性の良い上部洪積層(N値 $=22\sim 60$ 以上)と、大阪層群($c_{uu}=200\sim 400\text{kN/m}^2$ の粘土層とN値 $=30\sim 60$ 以上の細粒分を含んだ高自立性砂層)が存在し、上町台地に対して平行して東側に位置していることから南東方向に傾斜している。

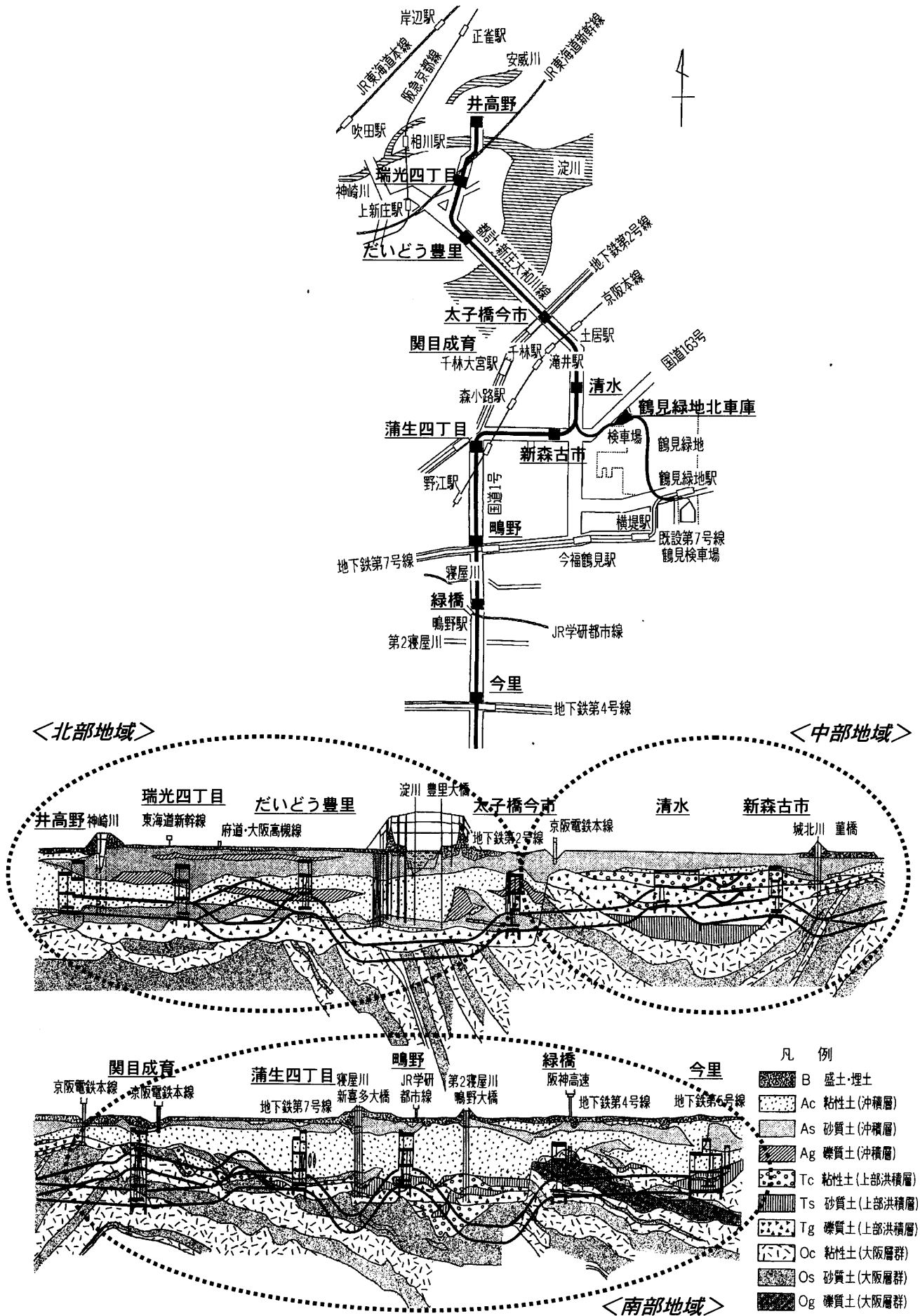


図 3.1.1 8号線の路線平面図および土質縦断面図 1)に加筆

3.2 土留め掘削に伴う土留め壁の変位と背面地盤の変形挙動の事例

ここでは、8号線のうちA現場における土留め壁の変位と土留め背面地盤の変形に関する現場計測結果を示し、土留め壁の変位挙動が土留め背面地盤内を伝播して背面地表面に達する一連の挙動事例について示す。

本現場付近の土層は、上部より沖積層(層厚20m程度)～上部洪積層～大阪層群から構成されており、それぞれ不整合面境界を有している。A現場の平面図および土質縦断図を図3.2.1に、各土層の特徴を以下に示す。

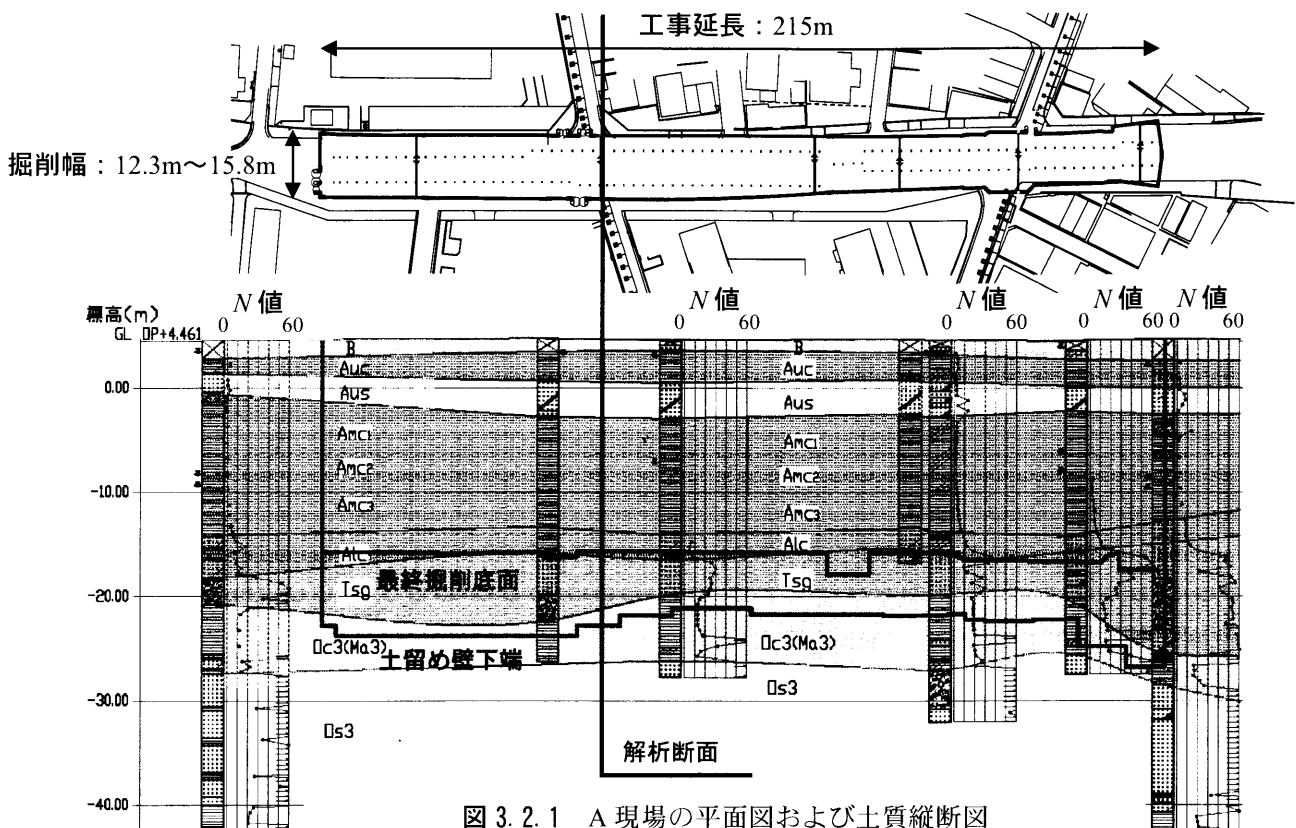


図 3.2.1 A 現場の平面図および土質縦断図

- 沖積砂質土層 Aus 層 : 層厚 2m 程度であり、均等係数の小さい N 値=2 程度の砂層(第 1 帯水層)である。
- 沖積粘性土層 Amc 層 : 層厚 15m 程度の超鋭敏で軟弱な鋭敏沖積粘土(自沈粘土を有する)であり、 N 値=0~3 程度、 $I_L=0.4\sim 1.0$ 、 $c_{un}=20\sim 100$ kN/m² である。本現場を代表する軟弱層であり、ほぼ水平方向に連続して堆積している。なお Amc 層は、深度によって粒度組成が異なることから、土質試験結果に基づいて 3 層に分割している。
- 上部洪積段丘砂礫層 Tsg 層 : 部分的に礫が混入した透水性の良い第 2 帯水層である。連続性はあるが層厚にバラツキがあり、神崎川に近い南側では層厚 10m 程度となって Oc3 層を削り込んでいる。
- 大阪層群粘性土層 Oc3 層 : 更新世前期の硬質な洪積粘土層であり、 $c_{un}\cong 400$ kN/m² である。Oc3 層内に N 値>60 の層厚 20cm 程度のアズキ火山灰層が存在していることから、Ma3 層と同定されている。
- 大阪層群砂質土層 Os3 層 : N 値>60 の第 3 帯水層が連続的に堆積している。

土留め壁については、難透水層である Oc3 層 (GL-26.3m) まで下端部を延長する遮水工法を採用しており、掘削幅は 16.2m、最終掘削深度は GL-21.5m (根入れ長 4.8m) であった。なお、覆工掘削終了後に計測断面北側約 4m の付近において、土留め欠損防護注入が GL-3m~23m にて実施された。ここでは、純粋な土留め掘削に伴う影響を検討することを目的に、防護注入による影響をキャンセルアウトすることを考慮して 1 次掘削終了後を初期値として整理した。

A 現場の平面図、および土留め壁変位～地盤内変形ベクトル～背面地表面沈下分布図を 図 3. 2. 2 に示す。

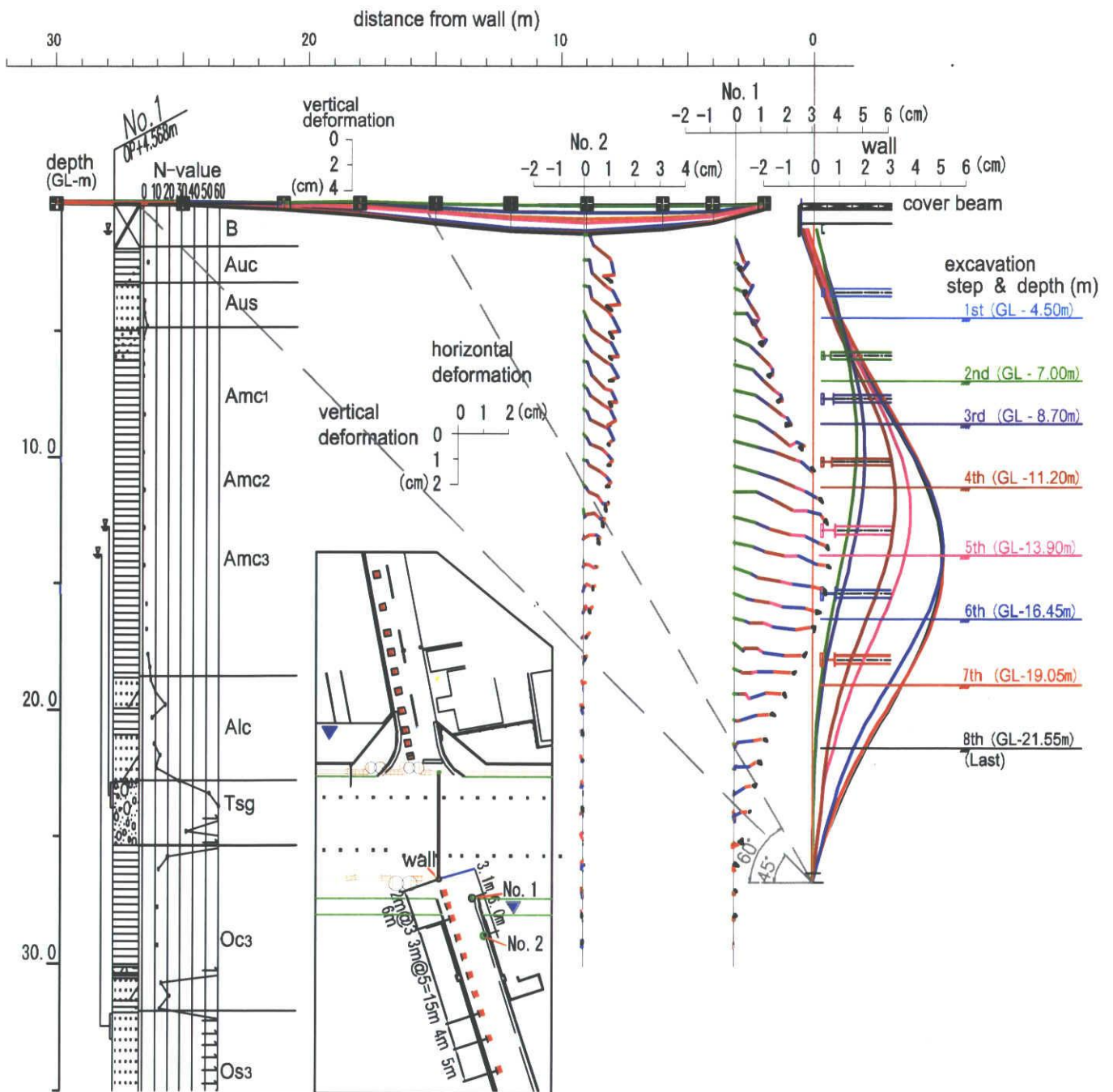


図 3. 2. 2 A 現場の平面図、および土留め壁変位～地盤内変形ベクトル～背面地表面沈下分布図²⁾

6次掘削終了時までには、土留め掘削進行に伴って、土留め壁は掘削底面付近～やや下部付近において最大変位量が発生する掘削側へのはらみ出し変位を示し、その影響が背面地盤および背面地表面に伝播するモードを示した。例えば、5次掘削終了時における土留め壁の変位は、掘削底面付近 (Amc 層中央部, GL-12.5m 付近) で最大約 3.8cm 程度まで進行したが、それに伴って No.1 (土留め壁から約 2m 背面側) では土留め壁の最大変位深度よりもやや上部において約 2.9cm 程度掘削側へ変形し、No.2 (土留め壁から約 9m 背面側) においては、Auc 層～Aus 層において最大 1.2cm 程度の変形量が発生するなど、掘削に伴って影響が伝播した。このように土留め壁の変位に引き寄せられる形で、背面地盤は円弧すべり的に斜め下方へ落ち込み、その影響が地表面までに達していることが確認できた。また、地表面沈下については、No.2 付近で最大 6mm の沈下量が発生するのに対して、土留め壁近傍と土留め壁から約 20m 離れて沈下量がほぼゼロになるような U 字型沈下モードを示した。これは、土留め壁近傍において土留め壁～地盤間の摩擦抵抗が作用して、沈下抑制されていることが考えられることと、円弧すべり的な地盤変形が、土留め壁下端部から背面地表面側に $45^\circ \sim 60^\circ$ の影響範囲内を中心に発生していることが確認できた。

6次掘削終了時において、土留め壁最大変位量が掘削底面よりも少し上部 (Amc 層下部, GL-14m 付近) において 5.1cm 程度まで増加したが、6次掘削終了時以降については土留め壁の変位が抑制され、背面地盤の変形も微量に抑制される状態になった。これは、Tsg 層や Oc3 層が硬質地盤であって地盤反力大きいことと、6段目切梁および7段目切梁に対してプレロード工法を用いたことによって、土留め壁の変位量を抑制した効果が発揮されたことが原因として考えられる。

図 3. 2. 3 に示す記号の定義に基づいて、掘削深度に対する土留め壁最大変位量の割合である δ_{\max}/Z_e と、地表面沈下量および土留め壁変位量に関する最大変形量の比 S_{\max}/δ_{\max} の関係を図 3. 2. 4 に示す。

土留め掘削開始後、Amc 層中央部まで掘削が進行した 4次掘削終了時までには、掘削深度が深くなるにしたがって東西両方の土留め壁変位量は進行するものの、土留め壁変位量と背面地表面沈下量の最大変形比については減少する傾向にあった。これは、土留め壁の変位に伴って地盤変形領域は拡大している可能性が考えられるものの、背面地表面沈下の最大量に関しては、土留め壁の最大変位量の増加に必ずしも完全に追従した形になっていないことを示している。一方、Amc 層の残り約半分を掘削した 4次掘削終了時以降については、土留め壁の変位量が抑制される方向に転じたのに対して、最大地表面沈下量は徐々に増加する傾向にあることから、最大変形比が増加する逆転した傾向を示した。

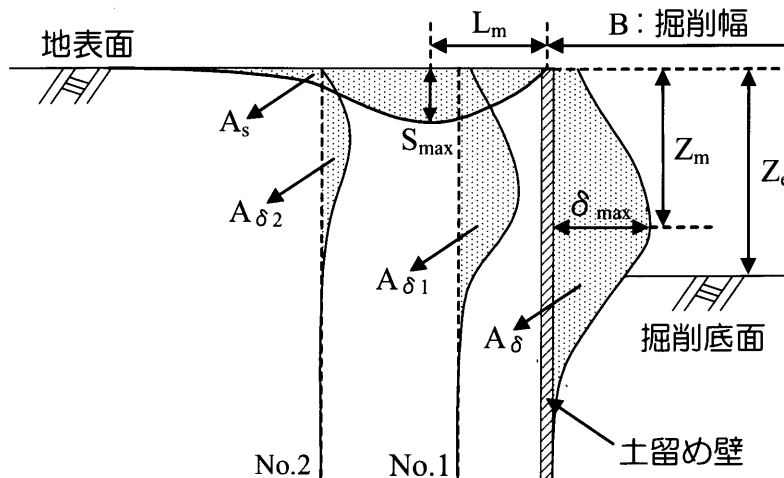


図 3. 2. 3 記号の定義²⁾

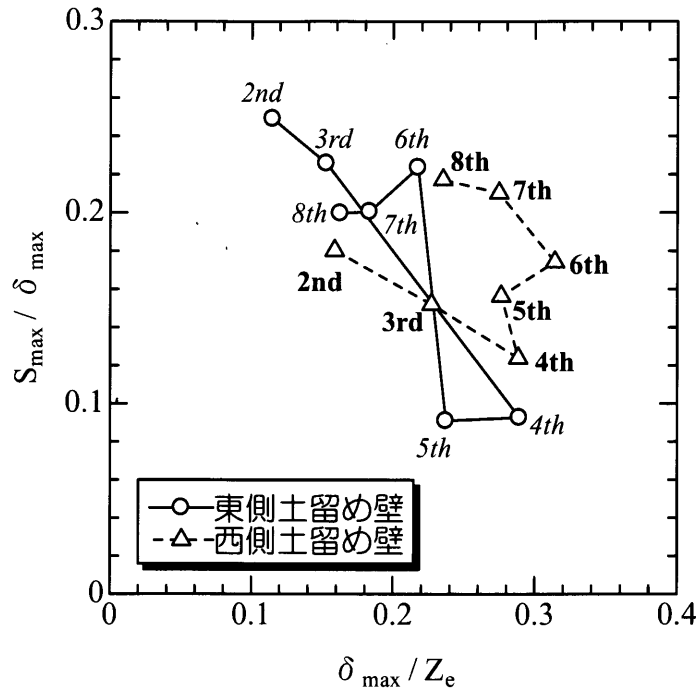


図 3.2.4 $\delta_{\max}/Z_e \sim S_{\max}/\delta_{\max}$ 関係²⁾

Z_e/B (掘削深度 Z_e , 掘削幅 B) と地表面沈下量および土留め壁変位量に関する最大変形量の比 S_{\max}/δ_{\max} およびそれぞれの変形面積の比 A_s/A_δ の関係を図 3.2.5 に示す。なお, Z_e/B は, 掘削規模を示す無次元化量であり, 掘削進行に伴って増加する。

A_{mc} 層中央部まで掘削が進行した 4 次掘削終了時までは, 前述したように土留め壁変位量の増加量に対する土留め背面地表面沈下量の増加度合いが小さい状態にあったため, S_{\max}/δ_{\max} は減少傾向にあったが, 4 次掘削以降の掘削に伴って, 逆に S_{\max}/δ_{\max} が増加する傾向に転じた。このような傾向は, 変形面積比 A_s/A_δ についても同様に見られた。

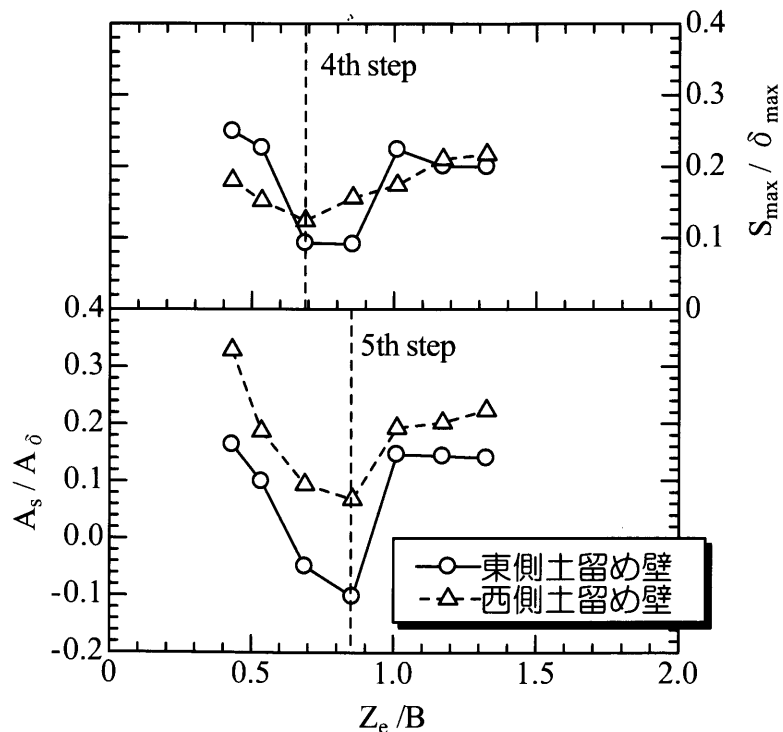


図 3.2.5 $Z_e/B \sim S_{\max}/\delta_{\max} \sim A_s/A_\delta$ 関係²⁾

掘削開始から切梁撤去時までの土留め壁変位面積 A_δ ～背面地表面沈下面積 A_s 関係および背面側地盤水平変形面積 $A_{\delta 1}$ & $A_{\delta 2}$ 関係を図 3.2.6 に示す。初期状態から 8 次(最終)掘削終了時, さらには切梁撤去終了時までの経時変化としては, おおむね A_δ も A_s も増加傾向にあった。8 次掘削終了時において, 東西ともに $A_s \approx 0.2 \times A_\delta$ の関係にあったが, 切梁撤去に伴って A_δ および A_s がともに増加傾向を示し, 東西ともに $A_s \approx 0.3 \times A_\delta$ 程度に移行した。また一貫して, 西側の方が東側よりも変形挙動が大きい傾向にあった。

土留め壁から背面側への離隔～土留め壁変位面積 A_δ および背面地盤変形面積 $A_{\delta 1}$ および $A_{\delta 2}$ の関係を示した図を図 3.2.7 に示す。破線は, プロットされた各掘削段階の 3 点を基にした最小二乗法による近似曲線(指数関数)である。6 次掘削終了時までは, 等高線的に土留め壁から離れるにしたがって変形土量が減衰しているのに対して, 7 次掘削終了時以降については, 土留め壁変位量の増加量が少なくなったことから, 等高線増大モードも抑制された。また, 土留め壁水平変位面積に対する背面側地盤水平変形面積の減衰量は, 掘削進行に伴ってほぼ一定しており, 土留め壁から約 2m 背面側で約 70%, 約 9m 背面側で約 25%の減衰率であり, 土留め壁から離れるにしたがって指数関数的に減衰する状態にあった。

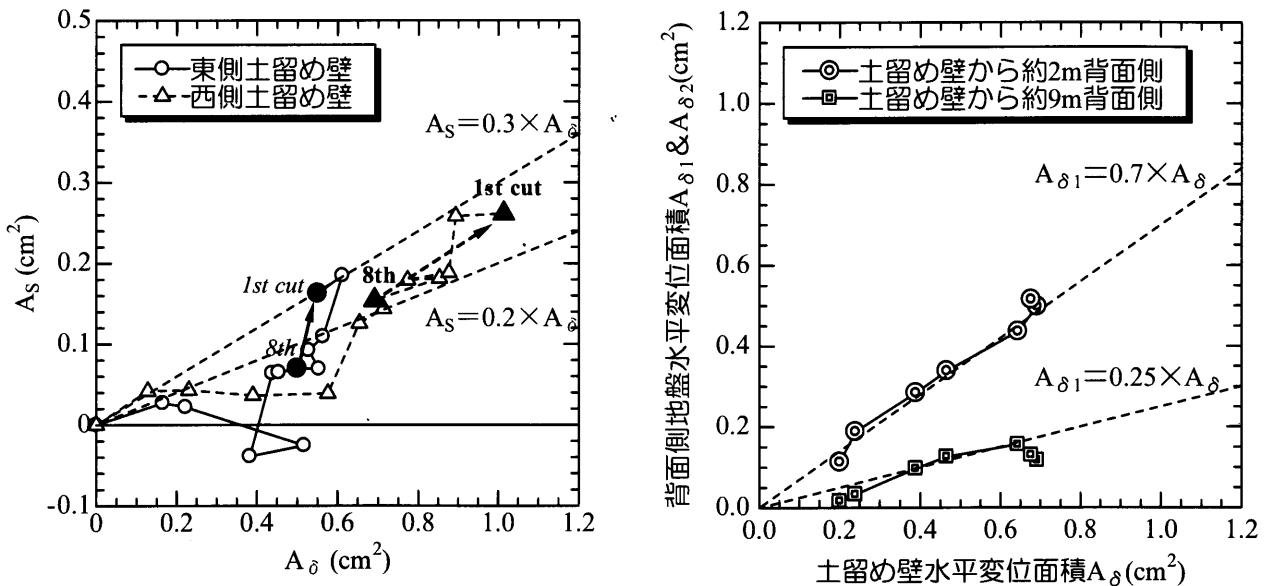


図 3.2.6 $A_\delta \sim A_s$ 関係および $A_\delta \sim A_{\delta 1}$ & $A_{\delta 2}$ 関係²⁾に加筆

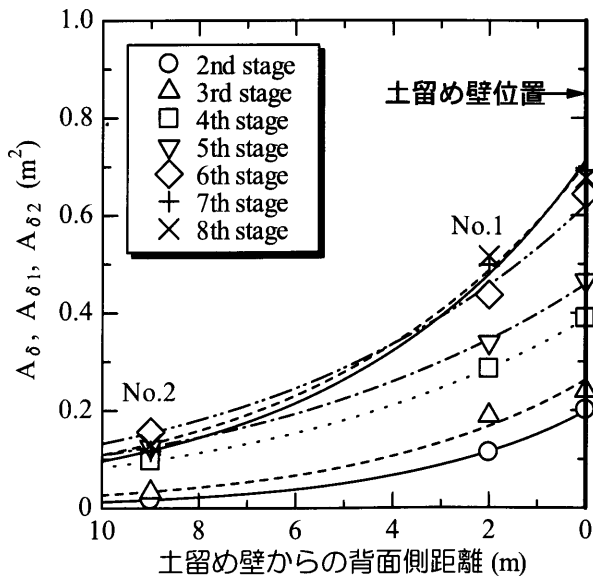


図 3.2.7 土留め壁の変位に伴う背面地盤への影響伝播状況²⁾

3.3 土留め壁変位量に関する実測値と設計値の比較

3.2 では、A 現場における土留め壁の水平変位量および背面地盤の変形挙動について、実測値の傾向を示した。ここでは、本現場で実施された土留め設計を示し、土留め壁の水平変位量に関する実測値と設計値の比較について述べる。

A 現場における横断面図を図 3.3.1 に、土留め支保工緒元を表 3.3.1 に、土質パラメータを表 3.3.2 に示す。

なお設計値については、土留め壁を梁に、周辺地盤や切梁をばねに置換して、図 3.3.2 に示す梁ばねモデルを想定したフレーム解析によって算出した。この梁ばねモデルについては、汎用性の高い土木学会のモデル(以下、JSCE モデル)³⁾などがあるが、ここでは大阪市交通局の仮設構造物設計指針(案)⁴⁾に基づいて設計計算を実施した。大阪市交通局仕様の土留めモデルの特徴を以下に示す。

- ①大阪地盤と地下鉄工事の特性を配慮している。
- ②有効主働側圧が掘削底面での主働側圧と土留め壁下端を結んだ三角形分布の側圧を想定している。
- ③砂質土も粘性土も土水分離として扱っている。
- ④覆工桁の支保効果を考慮している。
- ⑤掘削側水平地盤反力係数の設定方法が異なる。

なお、大阪市交通局では、浅い掘削でかつ背面に近接構造物などが無い場合には、実績の多い慣用計算法を用いるが、掘削深さが 20~30m におよぶ深い掘削の場合については、図 3.3.2 に示す土留めモデルを用いることにしている。

A 現場における 4 次掘削終了時および 8 次(最終)掘削終了時における土留め壁変位量に関する実測値と設計値の比較図を図 3.3.3 に示す。

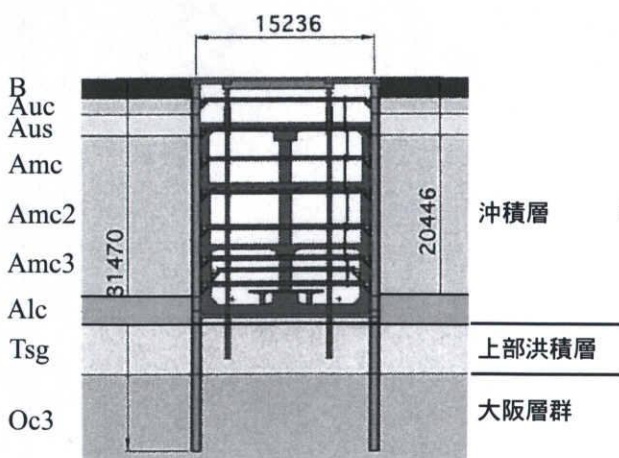


図 3.3.1 A 現場における土留め横断面図⁵⁾に加筆

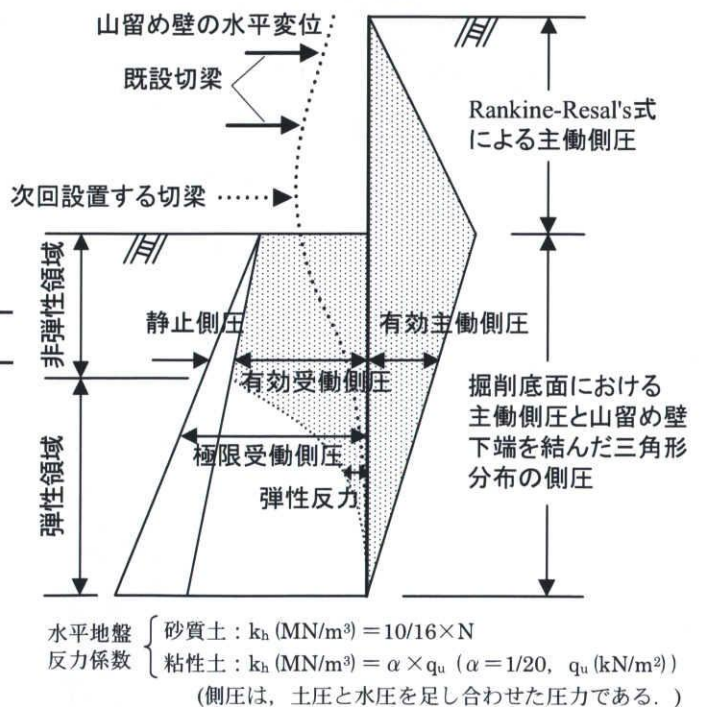


図 3.3.2 大阪市交通局仕様の土留めモデルの概略⁴⁾

表 3.3.1 A 現場における土留め支保工緒元一覧表⁵⁾に加筆

＜土留め壁＞					
種類：ソイルセメント壁					掘削幅 (m)
芯材緒元					
寸法(規格) (mm)	間隔 (m)	長さ (m)	EI (kN・m ² /m)	断面積 (m ²)	
H-588×300×12×20	0.6	26.3	399000	0.01872	16.248

掘削緒元			切梁緒元				
	掘削深度 (GL-m)		設置深度 (GL-m)	寸法(規格) (mm)	スパン長 L (m)	間隔 S (m)	断面積 A (m ²)
覆工掘削	1.506	覆工桁	0.506	H-588×300×12×20	16.25	2.0	0.01872
1次掘削	4.496	1段目切梁	3.496	H-300×300×10×15	14.76	2.5	0.01184
2次掘削	6.996	2段目切梁	5.996	H-300×300×10×15	14.86	2.5	0.01184
3次掘削	8.696	3段目切梁	7.696	H-300×300×10×15	14.66	2.5	0.01184
4次掘削	11.196	4段目切梁	10.196	H-300×300×10×15	14.76	2.5	0.01184
5次掘削	13.840	5段目切梁	12.840	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
6次掘削	15.950	6段目切梁	15.450	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
7次掘削	18.550	7段目切梁	18.050	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
最終掘削	21.550	—	—	—	—	—	—

表 3.3.2 A 現場における土質パラメータ一覧表⁵⁾に加筆

土層	層下端深度 (GL-m)	層厚 (m)	平均N値	湿潤単位体積重量 γ_s (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
B	1.84	1.84	2	16.66	0	19.30
Auc	4.94	3.10	4	16.66	42	0
Aus	8.34	3.40	2	16.66	0	19.30
Amc上	13.84	5.50	0	15.68	29	0
Amc下①	16.84	3.00	1	15.68	60	0
Amc下②	19.44	2.60	4	16.66	91	0
Alc	21.84	2.40	6	17.15	108	0
Tsg	25.39	3.55	26	17.64	0	32.66
Oc3 (Ma3)	31.64	6.25	14	17.64	360	0
Os3	33.19	1.55	84	19.60	0	45

- 主として、土層区分は追加No.1 (孔口標高OP+4.556m)を参照し、その他定数についてはNo.1を参照した。
- Tsg層は礫分が主体になっている。
- N>60の平均N値の設定については、換算N値を採用した。
ただし、貫入量が10cm未満の値については除外、100以上の値については100を上限とした。
- 湿潤単位体積重量：物理試験結果がある場合はそれを採用し、ない場合は平均N値から推定した。
- 粘着力の設定について、
砂質土：0kN/m²と仮定した。
粘性土：沖積粘性土は一軸圧縮試験結果を中心に、洪積粘性土は三軸圧縮試験結果を中心に推定した。
この際、平均N値や圧密降伏応力も参照して、総合的に推定した。
Amc下層については、一軸圧縮試験結果、三軸圧縮試験結果、N値から総合的に判断した値を採用した。
Oc3層については、三軸圧縮試験結果と平均N値から推定した粘着力を比較・検討した結果、最小の三軸圧縮試験結果を採用した。
- 内部摩擦角の設定について、
砂質土：大阪市交通局指針である $\phi = \sqrt{12N + 15}$ (N>60は $\phi = 45^\circ$)に従った。
粘性土：0°と仮定した。

4次掘削終了時までには、実測値は東西対称形にあり、設計値も実測値を適切に評価していることが確認できた。しかし、5次掘削終了時以降の実測値については、8次(最終)掘削終了時の結果に示すように、西側の方が東側に比べて腹みだし量が大きくなる非対称形を示した。これは、施工手順の違い、クリープ現象の発現パターンの違いが原因として考えられる。また、設計値と比較した場合、特に西側土留め壁について、8次掘削終了時に示すように、実測値が設計値を上回る結果になった。これは、解析結果からみると、掘削底面以深の非弾性領域が、5次掘削終了時以降、Amc層以外にTsg層まで一挙に拡大しており、根入れ長に占める非弾性領域の割合が急激に大きくなっ

たのが原因の一つとして考えられる。なお、土留め壁の応力状態は、許容応力度内に収まっていることが確認されている。

Amc 層掘削時において、掘削底面下約 5m の Amc 層を対象に設計強度を 75%に低減させた解析事例を合わせて示している。これは、雨水などが掘削構内に流れ込んだ際、掘削底面に位置する沖積粘性土が吸水膨張し、それに伴ってサクシオンが消散し、強度低下する現象を表現している⁶⁾。これに連動して、極限受働側圧が低下し、掘削側の地盤反力係数も 75%に低減される。このような現象は、実地盤で採取した不攪乱試料を用いた三軸圧縮試験(CU 条件)結果からも、完全にサクシオンが消失した後のせん断強度が当初から 70%程度まで低下することを確認しており、実際に発生する可能性があることを検証できている⁷⁾。以上の現象を考慮した解析結果を図 3.3.3 に重ね合わせて示しているが、8次掘削終了時では、解析値が設計値を上回り、実測値をある程度適切に表現できていることが確認できた。

ただし、掘削底面付近およびそれ以深の主として Tsg 層において、設計値が実測値を上回る傾向が強まった。これは、実工事において7次掘削終了時以降、6段目切梁と7段目切梁にプレロード荷重が導入されたことにより、これらの切梁付近を中心に最大変位量が固定され、土留め壁変位量が抑制されたのに対して、設計値は掘削進行に伴って掘削底面付近の変位量が增大しており、変位モードが異なることによるものである。これは、Tsg 層による背面地盤の自立性が原因の一つとして考えられる。つまり、Tsg 層は解析上φ材(c=0)として取り扱っているが、細粒分を 5~15%程度含んでいることから、背面地盤が自立している可能性が考えられる。また、土留め下端部からの土留め壁変位量の出現パターンから考えて、土留め下端部を掘削側に押し出した現象も原因の一つとして考えられる。

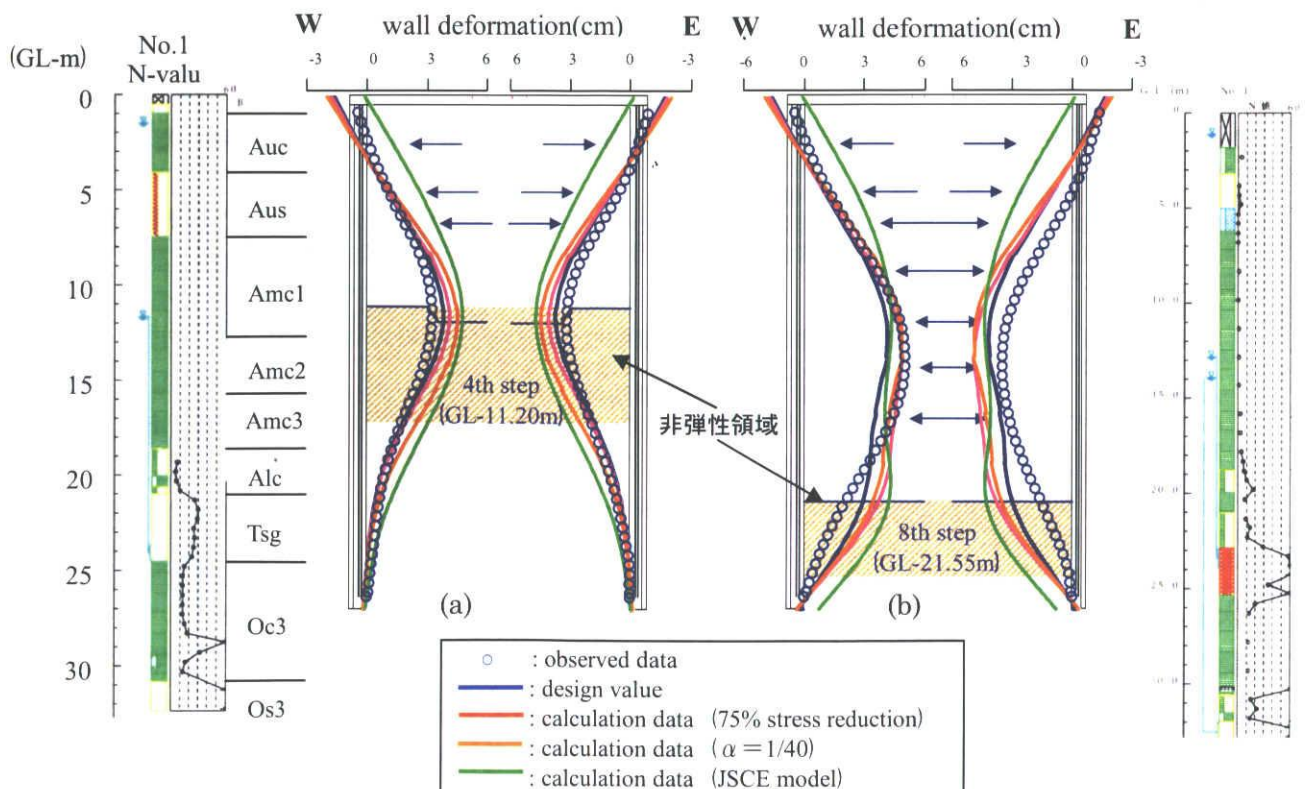


図 3.3.3 A 現場における4次掘削終了時および8次掘削終了時の土留め壁変位量に関する実測値と設計値の比較図⁵⁾に加筆

掘削側粘土地盤の水平地盤反力係数 k_h については、設計上、(3.1) 式で設定している。

$$k_h (\text{MN/m}^3) = \alpha \times q_u \quad (\alpha = 1/20, q_u (\text{kN/m}^2) : \text{一軸圧縮強度}) \quad (3.1)$$

k_h の設定方法については、文献 8) を参照して図 3.3.4 に示すように土留め壁変位量が 3cm 程度の実測データから求められた経験式であり、変位量の進行に伴って k_h は低下することが指摘されている。このように実地盤における k_h については、地盤の力学特性や境界条件等の影響因子に支配されており、掘削進行に伴って刻々と変化することが知られている。例えば、共同溝設計指針⁹⁾では、 k_h の非線形性を考慮して、土留め壁変位量に依存した形で表現している。

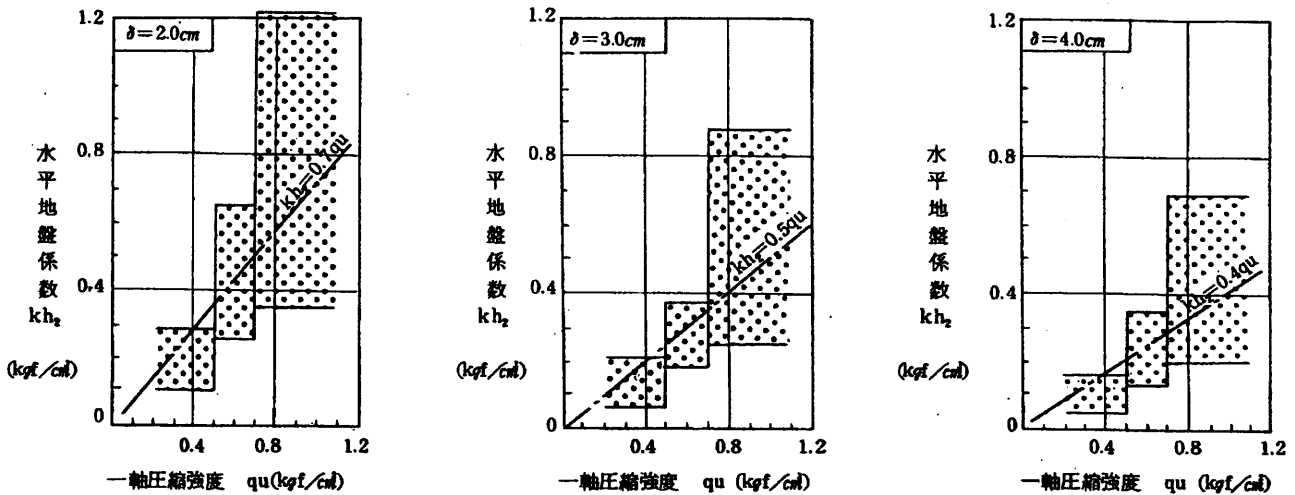


図 3.3.4 粘性土の水平地盤係数と一軸圧縮強度の関係⁸⁾

土留め計測結果から得られた実測値に基づいて逆解析をおこない、 k_h の想定をおこなった。用いた逆解析手法は、修正パウエル法であるが、これは、通常の数値解析ソルバーと最適化手法を組み合わせることにより、目的関数を最小化するパラメータを求める直接定式化法の一つである。これは、未知パラメータが多いこのような土留め計測結果を利用した解析においても安定した最適解を得ることができる手法である⁹⁾。なお、逆解析に用いる入力値は、土留め壁変位量と切梁軸力であり、求まる出力値は、土留め壁作用側圧と k_h である。

今回の 8 号線実績を利用して逆解析した結果を文献 10) に加筆した図を図 3.3.5 に示す。縦軸については、設計時における k_h に対する逆解析によって推定された k_h の比を示しており、 $k_h/k_{h0}=1$ は、逆解析結果が設計値と同じであったことを示している。土留め壁の変位量が 1cm 程度の場合については、過去の実績についても今回の 8 号線の事例についても、 $k_h/k_{h0}=1$ 、つまり設計上の地盤反力係数は実測値に相当して妥当であった。しかし、土留め壁の変位量がさらに進行して 2~4cm 程度になると、逆解析によって推定された地盤反力係数は設計値を下回り、 $k_h/k_{h0}=0.5$ 程度まで低下する傾向を示した。土留め壁変位量に依存させて地盤反力係数を設定する文献 11) の方法は、逆解析によって推定された地盤反力係数を妥当に評価していることが明らかになった。

土留め壁変位量が増大して k_h が低下した場合を想定して式 (1) を仮定し、再度解析を実施した結果を図 3.3.3 に重ね書き表示している。比較図からもわかるように、4 次掘削終了時までには実測値と解析値で良い対応が得られたのに対して、8 次掘削終了時の土留め壁変位モードについては依然差異があるものの、変位量については類似した量であることが確認できた。

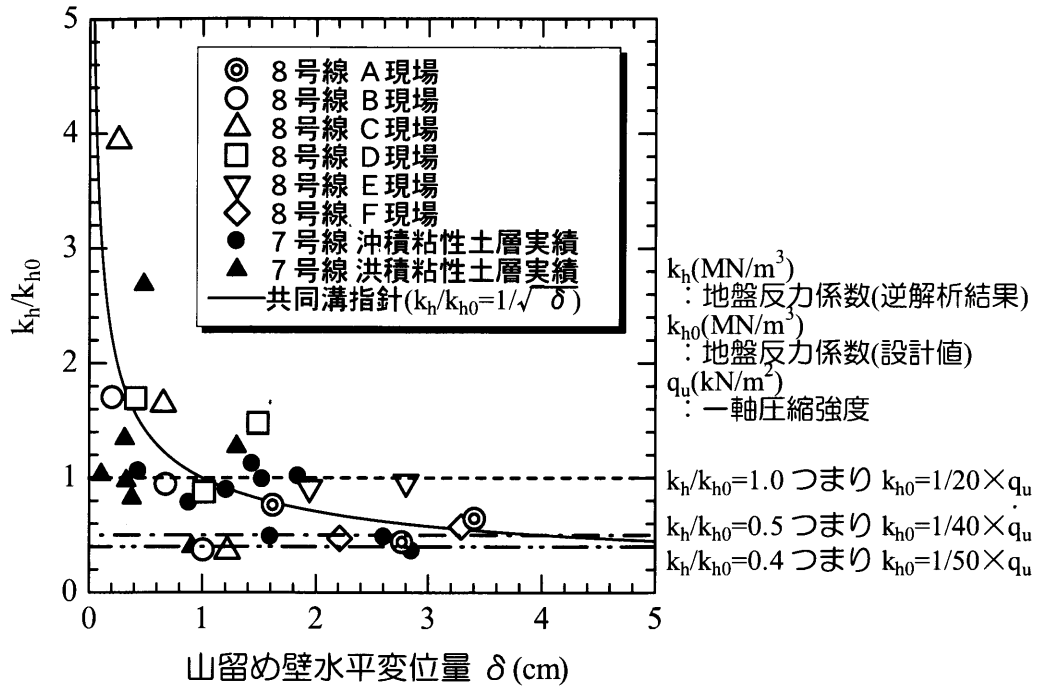


図 3.3.5 水平地盤反力係数 k_h の変位依存性関係図 ¹⁰⁾に加筆

以上のことから、原設計法を採用する場合、 $N=0\sim 2$ 程度の軟弱な(鋭敏)沖積粘土地盤が分厚く(10~20m 程度)堆積している現場で土留め設計をおこなう際には、掘削側地盤の水平地盤反力係数 k_h に関して、現状の設定方法も考慮しつつも、幅を持たせて(3.2)式を用いて慎重に検討することが一つの方法として実務上考えられる。

$$k_h \text{ (MN/m}^3\text{)} = \alpha \times q_u \quad (\alpha = 1/20 \sim 1/40, \quad q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} : \text{一軸圧縮強度}) \quad (3.2)$$

3.4 土留め壁変位と背面地表面沈下の関係

3.2で示したA現場における最終掘削時までの背面地盤の挙動計測の結果から、土留め掘削に伴う土留め壁の変位に伴い、背面地盤においては円弧すべり的な地盤内変形を示しており、その影響は地表面までに達していることがわかった。特に、地表面においては、西側土留め壁から約9m背面の地点における地表面沈下量が最大となり、土留め壁近傍と土留め壁から約20m離れて沈下量がほとんどゼロになるようなU字型沈下モードを示した。これは、土留め壁近傍において土留め壁～地盤間の摩擦抵抗が作用して、沈下量が抑制されていることが考えられる。

ここでは、A現場も含めたすべての現場ごとに、掘削開始から切梁撤去時までの土留め壁のたわみ面積 A_8 ～背面地盤の地表面沈下面積 A_9 関係について分析をおこなった。掘削地盤ごとに整理した関係図を図3.4.1～図3.4.2に示す。なお、凡例については、以下の法則にしたがって分類分けしており、破線矢印は、破線元が床付掘削終了時における実測値を示し、破線先が1段目切梁撤去時における実測値を示している。

- ：北側断面(東側) (東側断面(北側)) △：北側断面(西側) (東側断面(南側))
◎：南側断面(東側) ▲：南側断面(西側)

鋭敏な軟弱沖積粘性土層卓越地盤における A_8 ～ A_9 関係を図3.4.1に示す。

たとえばA現場(北)では、最終掘削終了時において、東西ともに $A_9 \cong 0.2 \times A_8$ の関係にあったが、切梁撤去に伴って A_8 および A_9 がともに増加傾向を示し、東西ともに $A_9 \cong 0.3 \times A_8$ 程度に移行した。一貫して、西側の方が東側よりも変形挙動が大きい傾向にあった。一方、A現場(南)では、最終掘削終了時において、東側は $A_9 \cong 0.2 \times A_8$ 、西側は $A_9 \cong 0.4 \times A_8$ にあつて、A現場(北)とは異なり西側で変形挙動が大きい傾向にあった。その後、切梁撤去に伴って変位はさらに進行し、東側は $A_9 \cong 0.4 \times A_8$ 程度、西側は $A_9 \cong 0.6 \times A_8$ 程度に移行した。

このように軟弱な沖積鋭敏粘土卓越地盤では、同一停留場内の東側と西側とで、変形挙動の傾向が異なるなど、施工状況に左右される部分もあつたが、おおむね $A_9 \cong (0.2 \sim 0.3) \times A_8$ を中心にした変形挙動を示した。また、最終掘削終了時以降も切梁撤去に伴って変位土量は増加した。なお、他の卓越地盤に比べて、 A_8 と A_9 は相対的に大きかつた。

沖積砂質土層卓越地盤における A_8 ～ A_9 関係を図3.4.2に示す。

たとえばB現場(南)では、最終掘削終了時において、東側は $A_9 \cong 0.7 \times A_8$ 、西側は $A_9 \cong 0.4 \times A_8$ の関係にあつて、 A_8 は東西で大差はないものの、 A_9 については東側の方が西側よりも大きい傾向にあつた。その後、切梁撤去に伴って A_8 は進行したものの、 A_9 は抑制される方向に推移し、最終的には東西ともに $A_9 \cong 0.3 \times A_8$ の関係に移行した。

このように、バラツキが大きかつたものの、おおむね $A_9 \cong (0.1 \sim 0.4) \times A_8$ を中心に変形挙動を示した。また、最終掘削終了時以降も切梁撤去に伴って変位土量は増加した。なお、軟弱沖積鋭敏粘土卓越地盤に比べて、 A_8 と A_9 は相対的に小さかつた。

なお、ここには示していないが、段丘砂層および粘土層(洪積層)が卓越した現場における A_8 ～ A_9 関係については、他の地盤に比べて A_8 や A_9 は極々微量であり、定性的な傾向を見出すことは出来なかつた。

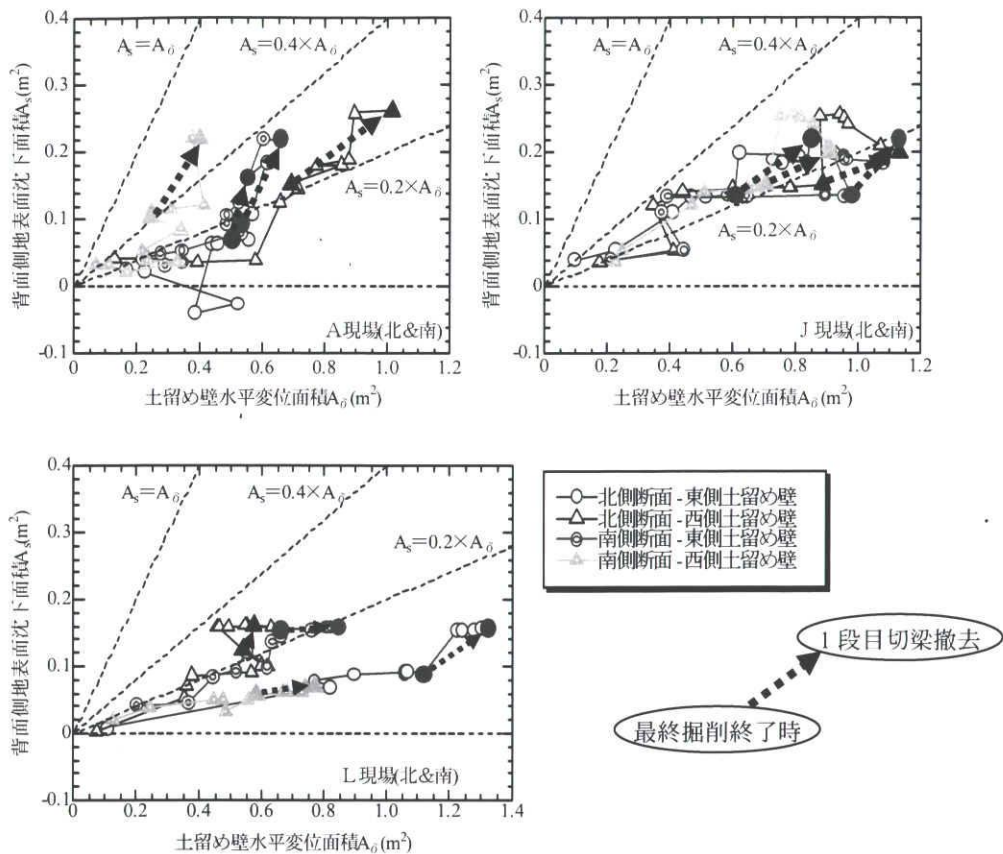


図 3.4.1 土留め壁水平変位面積～背面地表面沈下面積関係(軟弱な沖積鋭敏粘土卓越地盤)¹²⁾

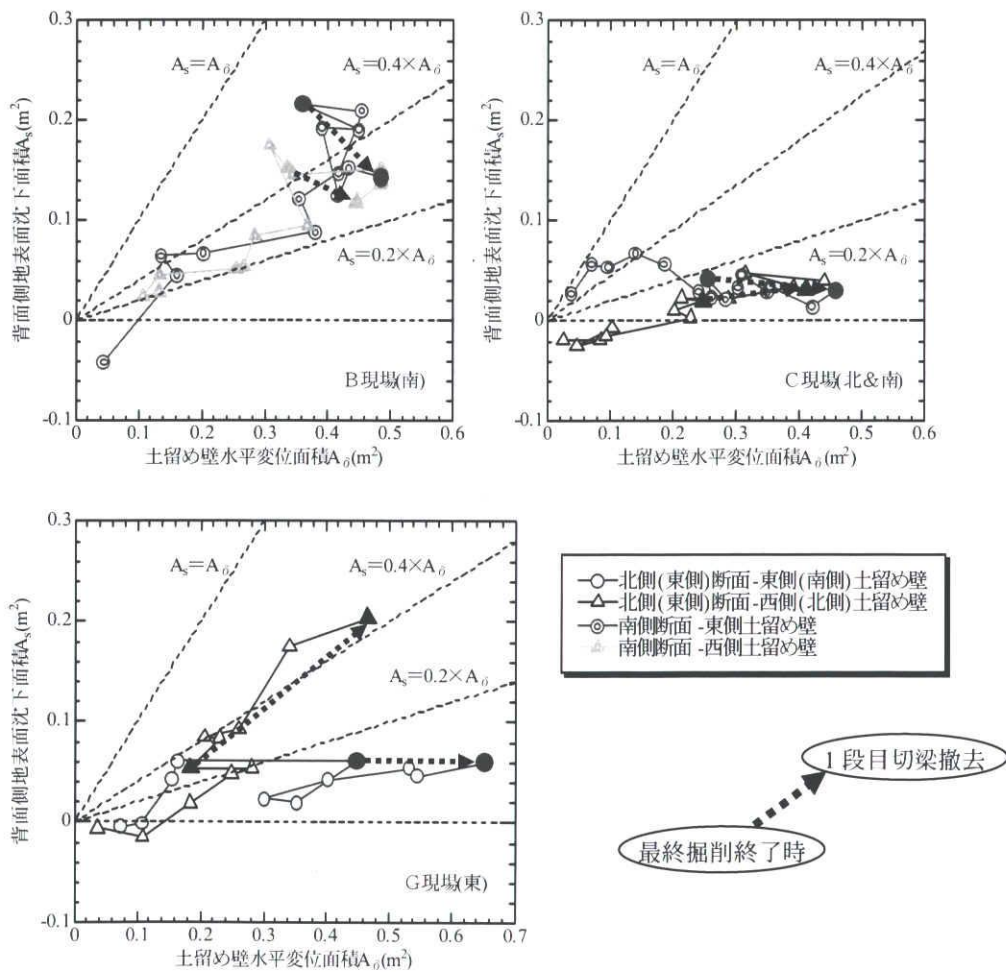


図 3.4.2 土留め壁水平変位面積～背面地表面沈下面積関係(沖積砂層卓越地盤)¹²⁾

3.5 土留め背面地表面沈下の簡易予測について

既設構造物と土留め掘削位置の近接程度が「要注意範囲」と判定された場合、背面地盤や近接構造物の変形挙動について事前予測をしなければならない。土留め掘削に伴う背面地表面沈下量およびその沈下範囲におよぼす主たる影響要因としては、①地盤特性、②土留め壁の種類、③掘削規模（掘削深度や掘削幅など）、④根入れ部の地盤強度、⑤地下水変動に伴う圧密沈下の有無、などが挙げられる¹³⁾。しかし、実際の土留め掘削現場では、これらの要因が複数かつ複雑に絡みあって背面地盤の沈下が発生することが多いのが実状である。

背面地盤の変形挙動を精度良く求める方法としては、有限要素法などの数値解析が有効であるが、解析方法に複雑な部分があり、土質パラメータの設定には専門的な知識を要することから、設計実務における一般的な予測手法として用いられるまでには至っていない。そこでここでは、過去の土留め掘削工事における背面地表面沈下に関する実測データに基づいて、影響要因との関係について考察した結果を示す。ただし、いずれの整理方法についても、土留め背面地盤の沈下と影響要因との定性的な関係を示すのみであり、絶対値を予測するものではなく、大まかな目安を示すに過ぎないことに注意を要する。

(1) Peck による分類¹⁴⁾

土留め掘削に伴う背面地表面沈下に関する代表的な研究として、Peck による分類がある。この整理方法は、土留め壁の変位量やその変位モードとは関係なく、背面地表面最大沈下量とその発生位置に注目して、地盤の硬さや施工状況に応じて分類をおこなっている。欧米における多くの土留め掘削工事での実測データに基づいて、背面地表面沈下分布を掘削深さで無次元化したものを縦軸に、最大沈下量発生位置を掘削深さで無次元化したものを横軸に取り、地盤種別ごとに図 3.5.1 のように3領域に区分している。つまり、この図から対象土層特性に応じて、背面地表面沈下量の分布を概略的に把握することが可能となる。

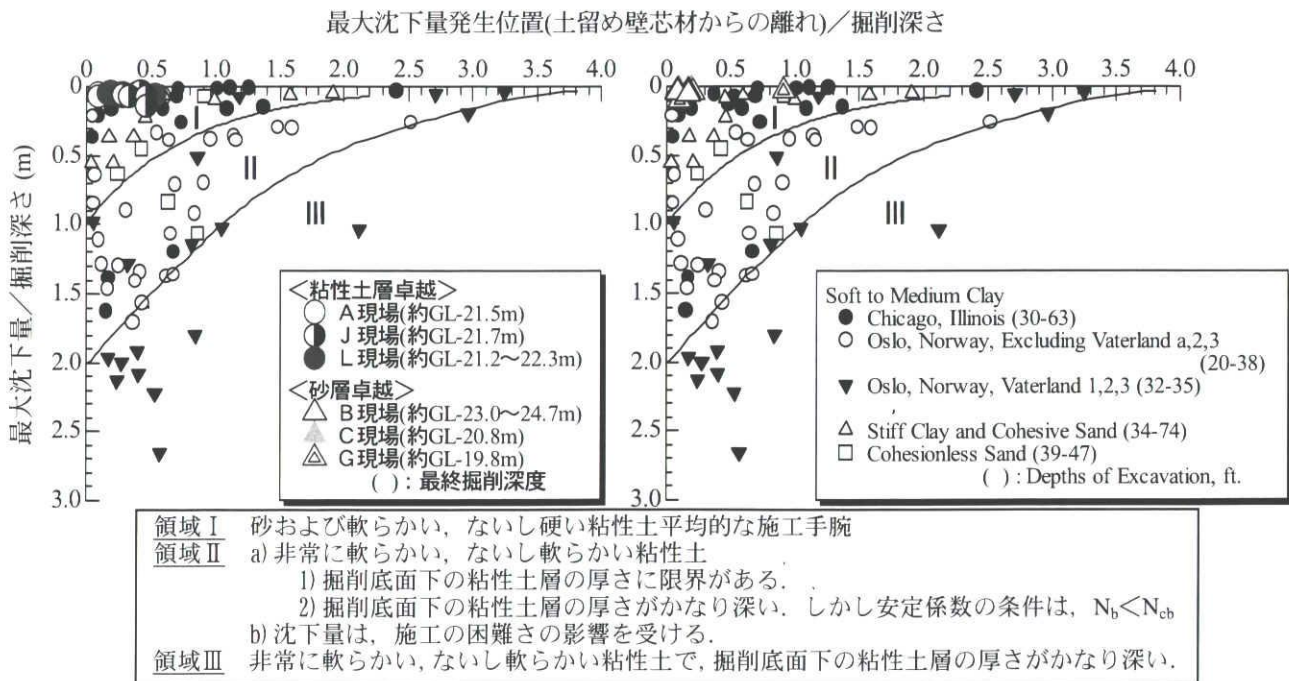


図 3.5.1 Peck による分類¹⁴⁾に加筆

ただし、文献 14) のデータは、土留め壁剛性が小さい鋼矢板や親杭横矢板の事例も含まれており、背面沈下量には土留め掘削による影響以外に圧密沈下も含んだ値になっている。

図中には 8 号線データをプロットしているが、すべて領域 I 内に分布しており、「最大沈下量／掘削深さ」の値は、約 0.2% 以下に収束していることが確認できた。文献 14) によると、領域 I の範囲は、掘削対象地盤が比較的硬質 (N 値 > 10) な場合の実測値を網羅したエリアとしているが、8 号線のデータについては、軟弱な沖積鋭敏粘土 (モンケン自沈) 地盤でのデータも含まれており、傾向が異なっている。このような軟弱地盤における土留め掘削工事において、昔に比べて背面地表面沈下量が小さくなっているのは、最近の土留め掘削工事では、剛性の大きい土留め壁を用いたり、プレロード工法を採用したりして、極力沈下量を抑制する努力がなされていることに起因していると思われる。

(2) 土留め壁変位面積 A_δ ～ 背面地表面沈下面積 A_s 関係を用いる方法¹⁵⁾

土留め掘削に伴う土留め壁変位面積 A_δ と背面地表面沈下面積 A_s との関係に注目して、背面地表面沈下量を推定する方法を図 3.5.2 に示す。ここで $A_s = A_\delta$ の関係は、土留め壁の変位土量分がそのまま体積変化せずに (Volume Loss = 0%)、土留め壁背面地表面に伝播していることを示している。

文献 15) によると、圧密沈下の影響が大きいと思われる事例では $A_s > A_\delta$ の傾向にあるが、それ以外の事例では $A_s < A_\delta$ の傾向にあった。

8 号線データのうち、軟弱な沖積粘性土が卓越した地盤でのデータを選択して、図 3.5.2 に追加している。本工事では遮水工法を採用しており、土留め掘削に伴い背面側帯水層の地下水位はほとんど変動していないことが計測結果から確認されていることから、実測値に地下水低下に伴う圧密沈下量はほとんど含まれていないと考えられる。

文献 15) データと 8 号線データを比較すると、前者は $A_s = A_\delta$ の関係を中心にばらついているのに対して、後者の大部分は $A_s \approx (0.2 \sim 0.3) \times A_\delta$ を中心に $A_s = 0.4 \times A_\delta$ 以下の関係にあった。過去の事例に対して本工事は小さい地表面沈下量に収束する結果になり、Volume Loss = 70～80% であった。原因としては、背面地盤内のアーチング効果などから、背面地盤が土留め壁の変位に完全には追随していないことが考えられる。

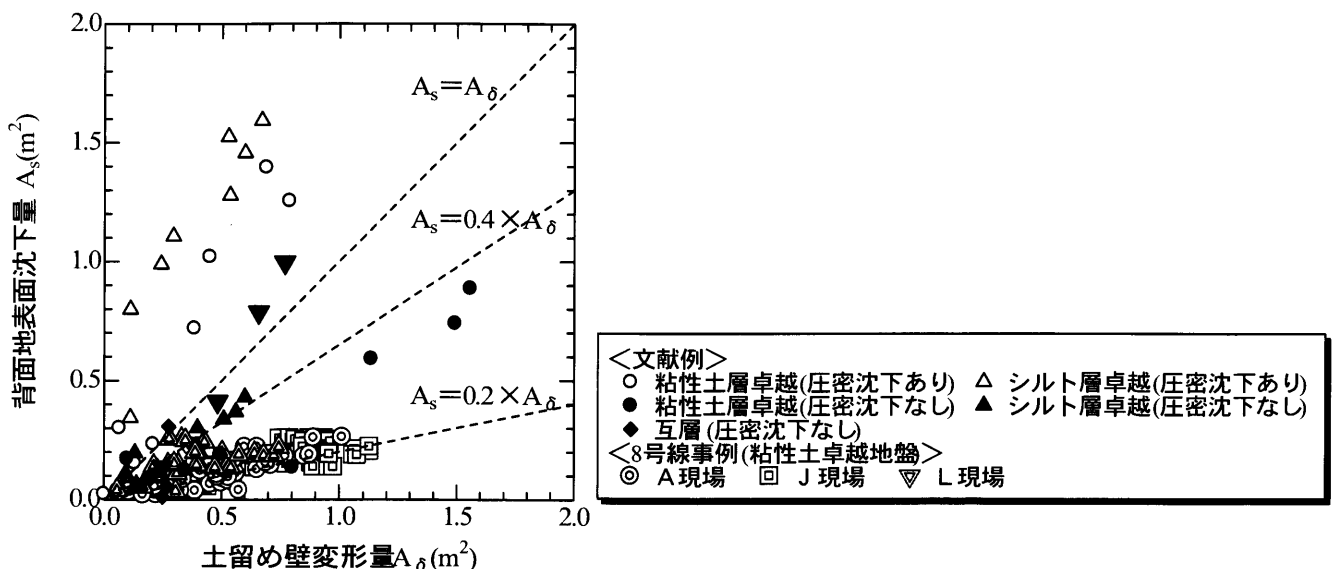


図 3.5.2 土留め壁変位面積 A_δ ～ 背面地表面沈下面積 A_s 関係図¹⁵⁾に加筆

(3) 土留め壁最大変位量 δ_{max} ～背面地表面最大沈下量 S_{max} の関係を用いる方法¹⁶⁾

文献 16) の実測データから、土留め掘削に伴う土留め壁最大変位量 δ_{max} と背面地表面最大沈下量 S_{max} との関係調べた結果を図 3.5.3 に示す。(2) では変形土量変化に注目した分析であったが、ここではより実務的に、それぞれの変形量のピーク値に注目した概略的な比較、検討をおこなった。圧密沈下が大きい事例を除くと、背面地表面における最大沈下量は、土留め壁の最大水平変位量の 0.5～1.0 倍であった。

8号線データのうち、沖積砂層が卓越している3現場と沖積粘性土層が卓越している3現場について、各施工ステップ段階における土留め壁水平変位量と土留め背面地表面沈下量の最大値をプロットした。図からもわかるように、8号線データは、図 3.5.3 (a) の左下隅に集中しているのが確認できたが、これらを拡大したのが図 3.5.3 (b) である。これからもわかるように、8号線データは、 $S_{max} = (0.1 \sim 0.5) \times \delta_{max}$ を中心に分布していることが確認できた。つまり、文献 16) のデータと8号線データを比較すると、後者に関する背面地表面最大沈下量は、土留め壁最大変位量のおおむね 0.1～0.5 倍にあり、前者に比べて小さい地表面沈下量に収束する結果になった。原因としては、(2) と同様、背面地盤内のアーチング効果などから、背面地盤が土留め壁の変位に対して完全には追従していないことが考えられる。

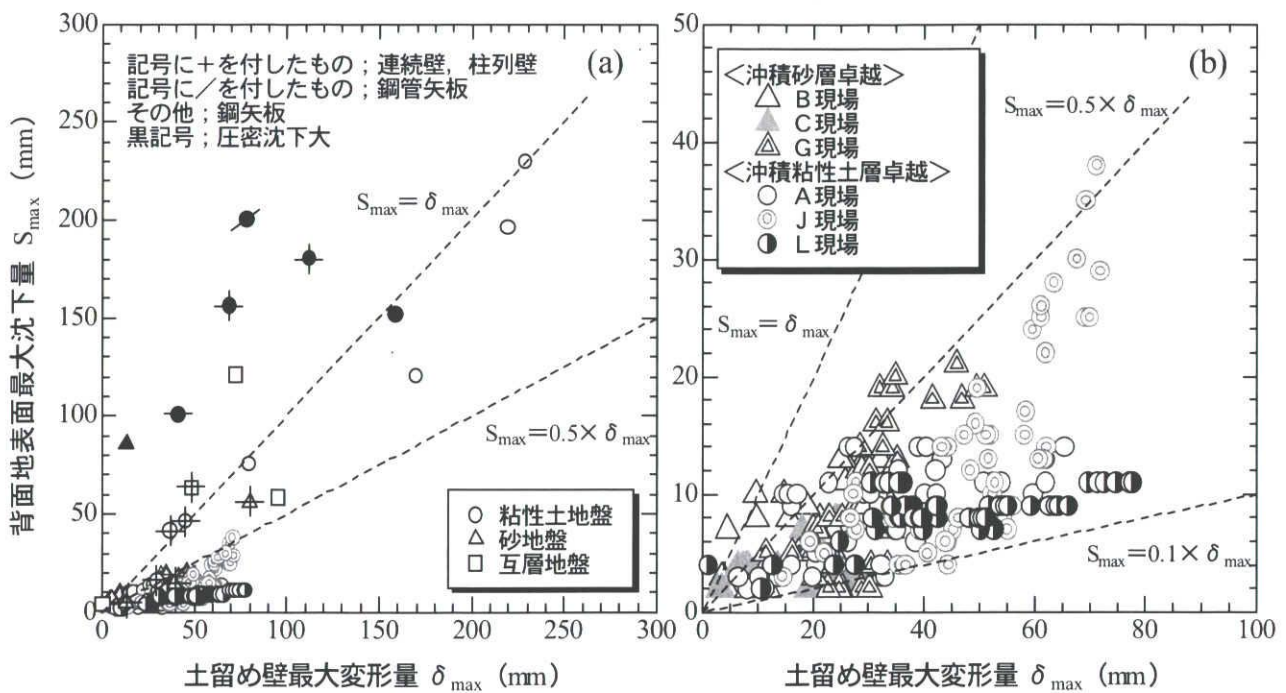


図 3.5.3 土留め壁最大変位量 δ_{max} ～背面地表面最大沈下量 S_{max} の関係図¹⁶⁾に加筆

3.6 まとめ

本章では、8号線工事の内、開削現場で得られたデータに基づいて、土留め壁の変位に伴う土留め背面地盤の変形挙動について整理し、地盤特性ごとの分析、評価をおこない、すでに提案されている沈下予測手法との比較、検討をおこなった。得られた知見を以下に列記する。

- (1) A現場では、土留め壁の変位に引き寄せられる形で、背面地盤が円弧すべりの的に斜め下方へ落ち込み、その影響が地表面までに達していることが確認できた。
- (2) 地表面沈下については、土留め壁から少し離れた地点で沈下量が最大となり、土留め壁近傍と土留め壁から約20m離れで沈下量がほとんどゼロになるようなU字型の沈下モードを示した。これは、土留め壁近傍において土留め壁～地盤間の摩擦抵抗が作用して、沈下量が抑制されていることが考えられる。
- (3) 土留め壁変位面積に対する背面地盤変形面積の減衰率については、土留め壁から約2m背面側で約70%、約9m背面側で約25%であり、土留め壁から離れるにしたがって指数関数的に減衰する状態にあった。
- (4) 土留め掘削に伴う土留め壁変位面積 A_s と背面地表面沈下面積 A_b との関係については、軟弱な沖積鋭敏粘土卓越地盤では $A_b \approx (0.2 \sim 0.3) \times A_s$ 、沖積砂層卓越地盤では $A_b \approx (0.1 \sim 0.4) \times A_s$ の関係にあった。沖積粘性土地盤における変形土量は、沖積砂地盤よりも大きく、施工条件に大きく依存する状態にあった。
- (5) 8号線データを Peck の分類に照らし合わせた結果、「最大沈下量／掘削深さ」の値は、約0.2%以下に収束した。軟弱な鋭敏沖積粘土地盤における土留め掘削工事での背面地表面沈下量が、昔に比べて小さくなっているのは、最近の土留め掘削工事では、遮水工法を主体に、剛性の大きい土留め壁や、プレロード工法を用いることで、極力沈下量を抑制する工法を採用していることに起因すると思われる。
- (6) 土留め掘削に伴う土留め壁変位面積 A_s と背面地表面沈下面積 A_b の関係に8号線データを重ね合わせた結果、大部分が $A_b = 0.4 \times A_s$ 以下であった。この結果は、過去の事例に対して小さい傾向にあって Volume Loss = 70～80%であったが、この理由については、背面地盤内のアーチング効果などが影響し、背面地盤が土留め壁変位に追随していないことが考えられる。
- (7) 土留め掘削に伴う土留め壁最大変位量 δ_{max} と背面地表面最大沈下量 S_{max} との関係に8号線データを比較させた結果、 $S_{max} = (0.1 \sim 0.5) \times \delta_{max}$ を中心に分布しており、背面地表面最大沈下量は、土留め壁最大変位量の0.1～0.5倍の関係にあった。過去データに比べて小さい地表面沈下量に収束する結果になったが、この理由については、背面地盤内のアーチング効果などが影響し、背面地盤が土留め壁変位に追随していないことが考えられる。

以上のことから、8号線での実績は、土留め壁の変位による背面地表面沈下量の大きさが、過去の実績に比べて小さく、大きい Volume Loss を経て背面地盤を伝播していることが確認できた。これは、施工精度が向上したことによって土留め壁変位の絶対値が小さくなったことに起因すると考えられる。今後の都市土木における近接施工の影響予測において、今回の研究成果は有効活用できるものと考えられる。

参考文献

- 1) 采井信雄, 坂口由弘, 山口博章 : 新幹線などの重要構造物の近接・交差に挑む 大阪市営地下鉄 8 号線駅部の施工計画, トンネルと地下, Vol.33, No.12, pp.31-40, 2002.
- 2) Konda T., Ota H., T. Yanagawa and A. Hashimoto : Measurements of Ground Deformations behind Braced Excavations, *The 6th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Shanghai 2008)*, pp.295-300, 2008.
- 3) (社) 土木学会 : トンネル標準示方書 [開削工法]・同解説, pp.142-181, 2006.
- 4) 大阪市交通局建設技術本部建設部 : 仮設構造物設計指針 (案), 1993.
- 5) Ota H., H. Ito, T. Yanagawa, A. Hashimoto, T. Hashimoto and T. Konda : Consideration of Design Method for Braced Excavation based on Monitoring Results, *The 6th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Shanghai 2008)*, pp.97-102, 2008.
- 6) Hashimoto T., J. Nagaya, T. Kishio and T. Shiotani : Investigation of Strength Degrading due to Swelling of the Ground in Excavation, *Proc. of the Int. Conf. on Foundation Failures*, pp.393-398, 1997.
- 7) 加藤正司, 譽田孝宏, 新海博之 : 吸水によるサクシヨンの消失が低拘束圧下の粘土のせん断特性に与える影響, 土木学会論文集 C, pp.471-487, 2006.
- 8) 柳田眞司, 渡部留雄, 山口伊佐雄, 中村兵, 水谷進 : 掘削土留め工の設計用側圧に関する研究 (その 2 : 掘削面側の側圧及び水平地盤反力係数), 第 16 回土質工学研究発表会講演概要集, pp.1449-1452, 1981.
- 9) 岸尾俊茂, 仲井信雄, 有本弘孝, 譽田孝宏, 高見邦幸 : 修正パウエル法を用いた土留め壁の逆解析事例, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ, pp.1040-1041, 1995.
- 10) 岸尾俊茂, 太田擴, 橋本正, 譽田孝宏, 斎藤悦郎, 小林範之 : 逆解析に基づく大阪地盤の土留め作用側圧と地盤反力係数, 土木学会論文集, No.560/VI-34, pp.107-116, 1997.
- 11) 日本道路協会 : 共同溝設計指針, 1986.
- 12) 伊藤博幸, 柳川知道, 譽田孝宏, 早川清 : 土留め掘削に伴う土留め壁の変形と背面地盤の変形挙動の関係について, 土木学会トンネル工学報告集, 第16巻, pp.439-446, 2006.
- 13) 杉本隆男, 玉野富雄 : 土留め工の力学理論とその実証, 技報堂出版, pp.188-196, 2003.
- 14) Peck, R. B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, *Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Report*, Vol.1, pp.225-290, 1969.
- 15) 土木学会 : トンネル標準示方書 (開削編) に基づいた仮設構造物の設計計算例, トンネルライブラリー 4, pp.107, 1993.
- 16) 杉本隆男, 佐々木俊平 : 土留め壁の変形と地表面沈下量の関係, 第 22 回土質工学研究発表会, pp.1261-1262, 1987.

第4章 弾塑性構成モデルの概要

4.1 概説

土留め掘削問題に対する地盤の応力・変形解析を適切に実施するためには、土の材料特性を適切に表現することができる構成モデルを用いる必要がある。

構成モデルが考慮すべき土の特性を以下に示す。

- ① 中間主応力の変形・強度特性に及ぼす影響
- ② 正負のダイレイタンス特性
- ③ 密度や拘束応力が変形・強度特性におよぼす影響
- ④ 塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性
- ⑤ 繰返し载荷による影響

本研究では、地盤を弾塑性体として定式化した構成式 subloading t_{ij} model¹⁾を使用している。このモデルの特徴をまとめると以下のようなになる。

- ①土の強度・変形特性におよぼす中間主応力の影響を妥当に評価できる。
- ②塑性ひずみ増分の応力経路依存性を説明することができる。
- ③粘土も砂も統一された少ない土質パラメーター群で表現することができる。
- ④唯一的に土質パラメーターを設定することができる。
- ⑤土の強度・変形特性におよぼす密度や拘束応力の違いによる影響を適切に評価できる。

本章では、本構成モデルの理論的な背景を示し、実問題に対して数値解析をおこなう際の重要な内容について以下に示す。

4.2 弾塑性構成式 subloading t_{ij} model の概要

土は、平均応力の変化に対して等方硬化的な挙動を示し、せん断応力すなわち応力比の変化に対しては移動硬化的な挙動を示すが、このような挙動は、等方硬化型構成モデルでは表現できない。また、1次、2次、3次の応力不変量を用いて定式化をおこなっているため、主応力の回転に伴うひずみの変化も等硬化型モデルでは考慮できない。そこで中井らは、繰返し载荷や主軸の回転等を含む応力誘導異方性を考慮した移動硬化型の弾塑性構成モデル kinematic t_{ij} -sand model²⁾への拡張をおこなった。さらに、橋口の下負荷面の概念³⁾を参考にし、緩い砂から密な砂まで、また正規圧密粘土から過圧密粘土までを同一の土質パラメーターで変形挙動を表現できる subloading t_{ij} -model¹⁾を提案した。

以下に弾塑性構成モデル (subloading t_{ij} -model) の概要説明をおこなう。

4.2.1 中間主応力の強度・変形特性におよぼす影響

Cam-clay model⁴⁾や関口・太田モデル⁵⁾などに代表される多くのモデルで用いられている応力 σ_{ij} に基づく応力パラメーター (平均主応力 p , 偏差応力 q) は、(4.1) 式～(4.2) 式で表される。

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \delta_{ij} \quad (4.1)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \}} = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} \quad (4.2)$$

ここで、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は主応力であり、(4.2) 式中の偏差応力テンソル s_{ij} は(4.3) 式で表される。

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij} \quad (4.3)$$

同様に、体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ および偏差ひずみ増分 $d\varepsilon_d$ は(4.4) 式～(4.5) 式で定義される。

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3 = d\varepsilon_{ij} \delta_{ij} \quad (4.4)$$

$$d\varepsilon_d = \frac{1}{3} \sqrt{2 \{ (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_1)^2 \}} = \sqrt{\frac{2}{3} de_{ij} de_{ij}} \quad (4.5)$$

ここで、 $d\varepsilon_1, d\varepsilon_2, d\varepsilon_3$ は主ひずみ増分であり、式(4.5)中の偏差ひずみ増分テンソル de_{ij} は(4.6) 式で表される。

$$de_{ij} = d\varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} d\varepsilon_v \delta_{ij} \quad (4.6)$$

一方、地盤材料の力学的特性 (強度・変形特性) を調べる要素試験として、三軸試験が広くおこなわれている。この三軸試験での応力状態は、三軸圧縮条件 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$: 図 4.2.1 (a)) または三軸伸張条件 ($\sigma_1 = \sigma_2 \geq \sigma_3$: 図 4.2.1 (c)) となり、平面ひずみ条件 ($\varepsilon_2 = 0$) 等を含めたより一般的な相異なる 3 主応力条件下 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$: 図 4.2.1 (b)) の応力状態は考慮していない。

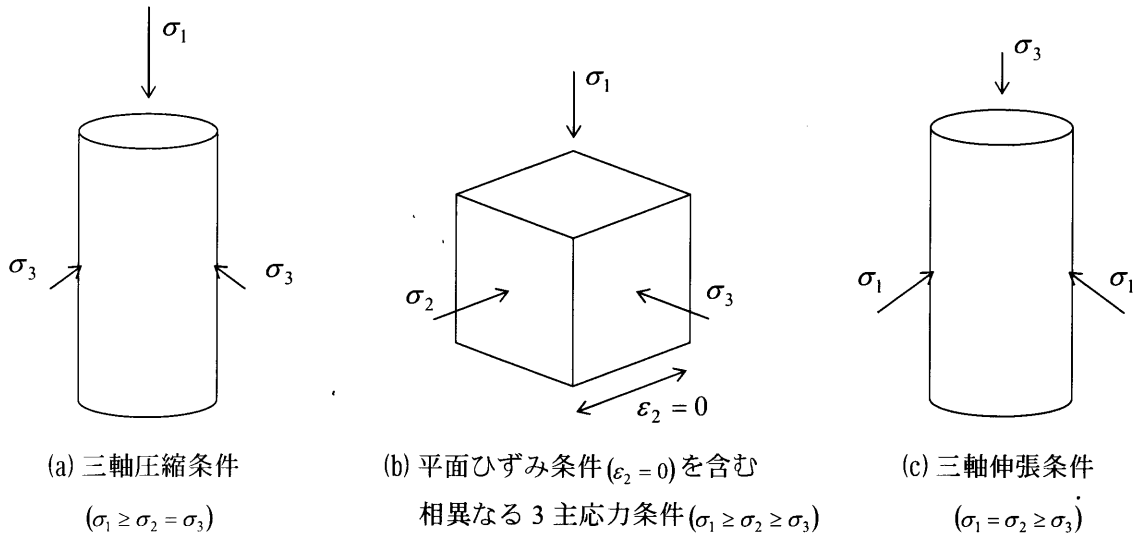


図 4.2.1 種々の 3 主応力条件¹⁾

地盤の変形・強度特性は、この中間主応力により多大な影響を受けるため、中間主応力の相対的な大きさは重要となる。この中間主応力の相対的な大きさを表す指標としては、(4.7) 式で定義される b 値がよく用いられる。この b 値は、三軸圧縮条件時 ($\sigma_2 = \sigma_3$) に $b = 0$ 、三軸伸張条件時 ($\sigma_1 = \sigma_2$) に $b = 1$ となり、一般的には $0 \leq b \leq 1$ となる。

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (0 \leq b \leq 1) \quad (4.7)$$

Cam-clay model では、平均主応力 p と偏差応力 q の 2 つの応力パラメータを用いて三軸圧縮条件での粘土の挙動に基づいて構成式を組み立てているため、三軸圧縮試験に合わせて設定した構成パラメータでは、三軸伸張条件下での強度を過大に評価する問題点がある。これは、中間主応力の大きさを適切に考慮できない平均主応力 p と偏差応力 q で定式化されている構成モデルの問題であり、中間主応力の影響を適切に考慮できる応力パラメータで定式化する必要があると言える。

そこで中井・松岡⁶⁾は、通常用いられる正八面体面 (Octahedral Plane) ではなく、空間滑動面 (SMP : Spatial Mobilized Plane) 上の応力比～ひずみ増分比関係を用いることによって 3 次元任意応力条件下にある土の強度・変形特性が統一的に整理できることを SMP* の概念^{7), 8)}によって示した。

さらに、中井・三原⁹⁾は、この考え方を一般化した t_{ij} の概念を提案し、この修正応力 t_{ij} は (4.8) 式で与えられる。

$$t_{ij} = a_{ik} \sigma_{kj} \quad (4.8)$$

(4.8) 式中の a_{ij} は、主応力方向に対する SMP の法線の方向余弦 ($a_i : i = 1, 2, 3$) を主値とする対称テンソルであり、その主値 a_i は (4.9) 式で表される。

$$a_i = \sqrt{\frac{I_3}{I_2 \sigma_i}} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (4.9)$$

ここで、 I_1, I_2, I_3 は通常の応力 σ_{ij} の 1 次、2 次、3 次の不変量であり、主応力と応力テンソルを用いて (4.10) 式のように表される。

$$\begin{cases} I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{tr}(\sigma_{ij}) = \sigma_{ii} \\ I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 = \frac{1}{2}[(\text{tr}\sigma_{ij})^2 - \text{tr}(\sigma_{ik}\sigma_{kj})] = \frac{1}{2}(\sigma_{ii}\sigma_{jj} - \sigma_{ik}\sigma_{ki}) \\ I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 = \det(\sigma_{ij}) = \frac{1}{6}e_{ijk}e_{rst}\sigma_{ir}\sigma_{js}\sigma_{kt} = e_{ijk}\sigma_{i1}\sigma_{j2}\sigma_{k3} \end{cases} \quad (4.10)$$

また、この a_{ij} をテンソル表記すると (4.11) 式のように表すことができる。

$$a_{ij} = \sqrt{\frac{I_3}{I_2}} r_{ij}^{-1} = \sqrt{\frac{I_3}{I_2}} \cdot (\sigma_{ik} + I_{r2}\delta_{ik})(I_{r1}\sigma_{kj} + I_{r3}\delta_{kj})^{-1} \quad (r_{ik}r_{kj} = \sigma_{ij}) \quad (4.11)$$

ここで、 I_{r1}, I_{r2}, I_{r3} は r_{ij} の 1 次、2 次、3 次の不変量であり、(4.12) 式で表される。

$$\begin{cases} I_{r1} = \sqrt{\sigma_1} + \sqrt{\sigma_2} + \sqrt{\sigma_3} = r_{ii} \\ I_{r2} = \sqrt{\sigma_1\sigma_2} + \sqrt{\sigma_2\sigma_3} + \sqrt{\sigma_3\sigma_1} = \frac{1}{2}\{(r_{ii})^2 - r_{ij}r_{ji}\} \\ I_{r3} = \sqrt{\sigma_1\sigma_2\sigma_3} = e_{ijk}r_{i1}r_{j2}r_{k3} \end{cases} \quad (4.12)$$

また、応力テンソル σ_{ij} と対称テンソル a_{ij} の主軸が一致することから、修正応力 t_{ij} も σ_{ij} と共軸性を持つ対称テンソルとなる。

SMP* の概念では空間滑動面上に接線方向の応力 (τ_{SMP}) と垂直方向の応力 (σ_{SMP}) の比 (τ_{SMP}/σ_{SMP}) と、主ひずみ増分ベクトル \vec{de}_i の空間滑動面に垂直な成分 ($d\epsilon^*_{SMP}$) と平行な成分 ($d\gamma^*_{SMP}$) の比 ($-d\epsilon^*_{SMP}/d\gamma^*_{SMP}$) との間に、唯一的な関係が成立することを示している。

図 4.2.2 は、平均主応力一定の三軸せん断試験結果の主応力比～ひずみ増分比関係を示しており、図 4.2.2 (a) は通常の応力 σ_{ij} に基づく主応力比 (q/p) ～ひずみ増分比 ($-d\epsilon_v/d\gamma_d$) 関係、図 4.2.2 (b) は修正応力 t_{ij} に基づく主応力比 (τ_{SMP}/σ_{SMP}) ～ひずみ増分比 ($-d\epsilon^*_{SMP}/d\gamma^*_{SMP}$) 関係である。修正応力 t_{ij} に基づく応力・ひずみパラメーターを用いた整理では三軸圧縮、三軸伸張の条件によらず唯一的に表現することができ、中間主応力の影響を適切に考慮していると言える。

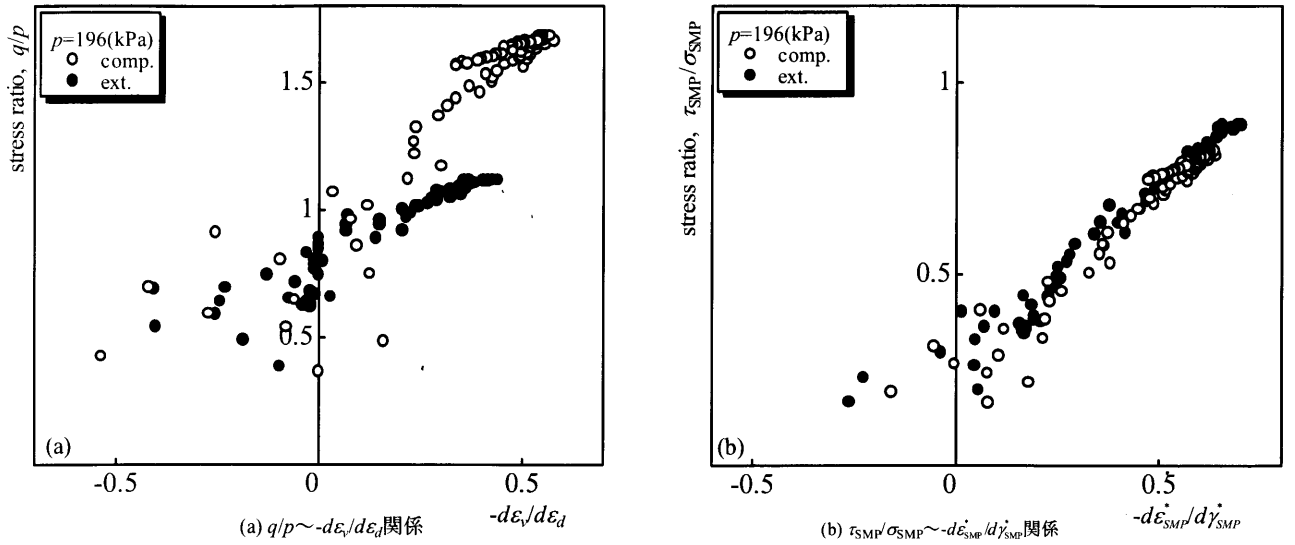


図 4.2.2 応力比～ひずみ増分比関係

以下に修正応力 t_{ij} に基づいた応力・ひずみ増分パラメーターを説明する。

空間滑動面に対する垂直応力 σ_{SMP} およびせん断応力 τ_{SMP} は, SMP の方向余弦 a_i ($i = 1, 2, 3$) を用いて (4.13) 式～ (4.14) 式で表される。

$$\sigma_{SMP} = \sigma_1 a_1^2 + \sigma_2 a_2^2 + \sigma_3 a_3^2 = 3 \frac{I_3}{I_2} \quad (4.13)$$

$$\begin{aligned} \tau_{SMP} &= \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 a_1^2 a_2^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 a_2^2 a_3^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 a_3^2 a_1^2} \\ &= \frac{\sqrt{I_1 I_2 I_3 - 9 I_3^2}}{I_2} \end{aligned} \quad (4.14)$$

ここで, 修正応力 t_{ij} の主値 t_i 空間において, t_{ij} の主値ベクトル \vec{t}_i の SMP に垂直な成分 t_N および平行な成分 t_S を考えると, 図 4.2.3 を参考として t_N および t_S は t_{ij} の主値 t_i ($i = 1, 2, 3$) を用いてそれぞれ (4.15) 式～ (4.16) 式で表される。

$$\begin{aligned} t_N &= t_1 a_1 + t_2 a_2 + t_3 a_3 \\ &= \sigma_1 a_1^2 + \sigma_2 a_2^2 + \sigma_3 a_3^2 \\ &\equiv \sigma_{SMP} \end{aligned} \quad (4.15)$$

$$\begin{aligned} t_S &= \sqrt{t_1^2 + t_2^2 + t_3^2 - t_N^2} \\ &= \sqrt{\sigma_1^2 a_1^2 + \sigma_2^2 a_2^2 + \sigma_3^2 a_3^2 - (\sigma_1 a_1^2 + \sigma_2 a_2^2 + \sigma_3 a_3^2)^2} \\ &= \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 a_1^2 a_2^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 a_2^2 a_3^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 a_3^2 a_1^2} \\ &\equiv \tau_{SMP} \end{aligned} \quad (4.16)$$

また, 一般的な応力下条件では, t_N および t_S は, (4.17) 式～ (4.18) 式のように表現できる。

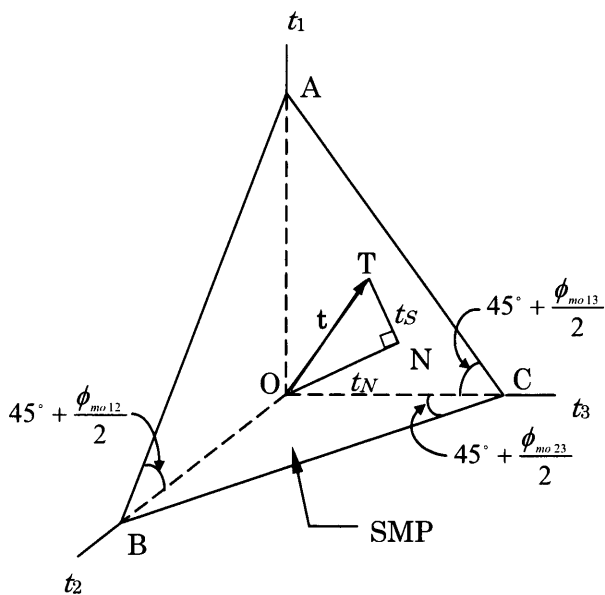


図 4.2.3 応力パラメーター (t_N, t_S)⁷⁾

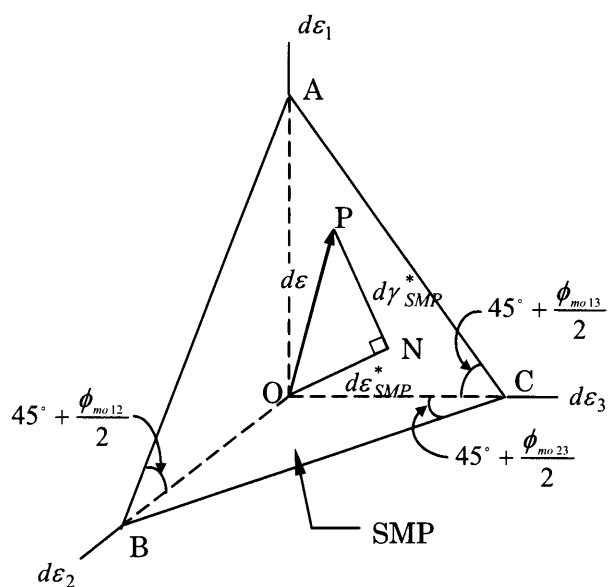


図 4.2.4 塑性ひずみ増分応力パラメーター ($dε^*_{SMP}, dγ^*_{SMP}$)⁷⁾

$$t_N = t_{ij} a_{ij} \quad (4.17)$$

$$t_S = \sqrt{t_{ij} t_{ij} - (t_{ij} a_{ij})^2} = \sqrt{t'_{ij} t'_{ij}} \quad (4.18)$$

ここで、 t'_{ij} は t_{ij} の偏差応力成分であり、(4.19)式で与えられる。

$$t'_{ij} = t_{ij} - t_N a_{ij} \quad (4.19)$$

このことから、修正応力 t_{ij} に基づく応力比テンソル x_{ij} は、(4.20)式のように与えられ、それに対応する応力比 X は、 t_N と t_S の比として(4.21)式で与えられる。

$$x_{ij} = \frac{t'_{ij}}{t_N} = \frac{t_{ij} - t_N a_{ij}}{t_N} = \frac{t_{ij}}{t_N} - a_{ij} \quad (4.20)$$

$$X \equiv \frac{t_S}{t_N} = \sqrt{x_{ij} x_{ij}} \quad (4.21)$$

一方、応力の主軸とひずみ増分の主軸の一致を仮定すれば、SMPに基づくひずみ増分量 ($dε^*_{SMP}, dγ^*_{SMP}$)は、図 4.2.4に示すように主ひずみ増分ベクトル $\vec{dε_i}$ の SMP に垂直な成分および平行な成分として(4.22)式～(4.23)式で与えられる。

$$dε^*_{SMP} = dε_1 a_1 + dε_2 a_2 + dε_3 a_3 \quad (4.22)$$

$$dγ^*_{SMP} = \sqrt{(dε_1 a_2 - dε_2 a_1)^2 + (dε_2 a_3 - dε_3 a_2)^2 + (dε_3 a_1 - dε_1 a_3)^2} \quad (4.23)$$

これらをテンソルで一般表記をすると、(4.24) 式～(4.25) 式のように表現できる。

$$d\varepsilon_{SMP}^* = d\varepsilon_{ij} a_{ij} \quad (4.24)$$

$$d\gamma_{SMP}^* = \sqrt{d\varepsilon_{ij} d\varepsilon_{ij} - (d\varepsilon_{ij} a_{ij})^2} = \sqrt{d\varepsilon'_{ij} d\varepsilon'_{ij}} \quad (4.25)$$

ここで、 $d\varepsilon'_{ij}$ は t_{ij} の概念に基づく偏差ひずみ増分テンソルであり、(4.26) 式で与えられる。

$$d\varepsilon'_{ij} = d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_{SMP}^* a_{ij} \quad (4.26)$$

σ_{ij} 空間で表した Cam-clay model 等の多くの構成モデルで用いられる応力パラメーターを図 4.2.5 (a) に、修正応力 t_{ij} 空間で表した t_{ij} の概念で用いる応力パラメーターを図 4.2.5 (b) に示す。また、応力 σ_{ij} に基づく応力・ひずみ増分パラメーターと、修正応力 t_{ij} に基づく応力・ひずみ増分パラメーターとを対比したものを表 4.2.1 に示す。

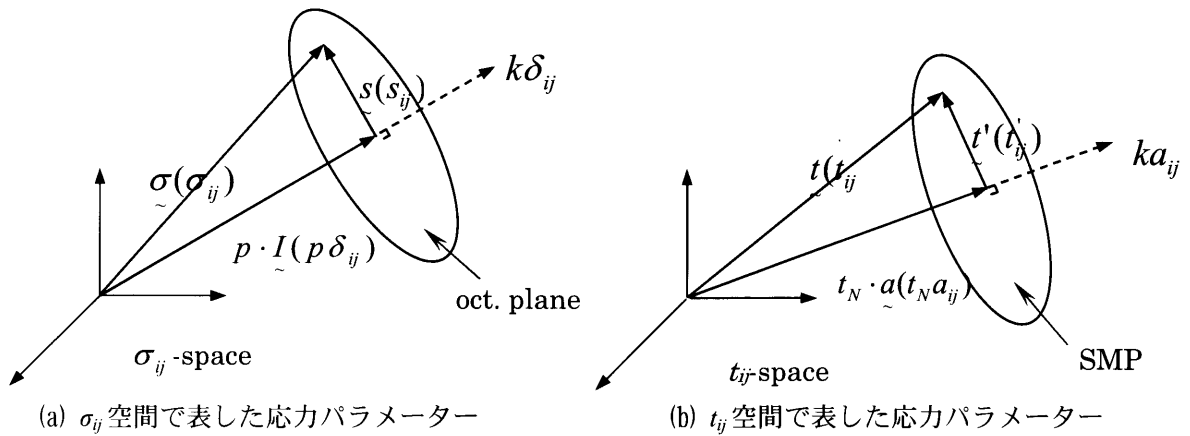


図 4.2.5 通常概念と t_{ij} の概念で用いる応力量の比較⁸⁾

4.2.2 正負のダイレイタンス特性

Cam-clay model の降伏関数⁴⁾を図 4.2.6 に示す。

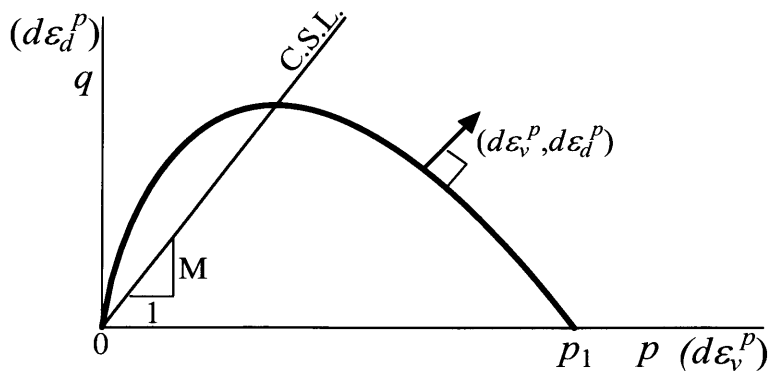


図 4.2.6 p - q 面における Cam-clay model の降伏曲面

表 4.2.1 通常の概念で用いる応力・ひずみ増分パラメーターと t_{ij} の概念で用いる諸量の比較⁸⁾

<i>ordinary concept</i>	<i>t_{ij} - concept</i>
σ_{ij}	$t_{ij} = \sigma_{ik} a_{kj}$
δ_{ij} (unit tensor)	a_{ij}
$p = \sigma_{ij} \delta_{ij} / 3$	$t_N = t_{ij} a_{ij}$
$s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$	$t'_{ij} = t_{ij} - t_N a_{ij}$
$q = \sqrt{(3/2) s_{ij} s_{ij}}$	$t_S = \sqrt{t'_{ij} t'_{ij}}$
$\eta_{ij} = s_{ij} / p$	$x_{ij} = t'_{ij} / t_N$
$\eta = q / p = \sqrt{(3/2) \eta_{ij} \eta_{ij}}$	$X = t_S / t_N = \sqrt{x_{ij} x_{ij}}$
$\eta_{ij}^* = (s_{ij} - s_{ij0}) / p$	$x_{ij}^* = x_{ij} - n_{ij}$
$\eta^* = \sqrt{(3/2) \eta_{ij}^* \eta_{ij}^*}$	$X^* = \sqrt{x_{ij}^* x_{ij}^*}$
$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{ij} \delta_{ij}$	$d\varepsilon_{SMP}^* = d\varepsilon_{ij} a_{ij}$
$de_{ij} = d\varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} d\varepsilon_v \delta_{ij}$	$d\varepsilon'_{ij} = d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_{SMP}^* a_{ij}$
$d\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{3}} de_{ij} de_{ij}$	$d\gamma_{SMP}^* = \sqrt{d\varepsilon'_{ij} d\varepsilon'_{ij}}$

降伏機曲面は、平均主応力 p と主応力比 η を用いた (4.27) 式で表される。

$$f = \ln p + \frac{\eta}{M} - \ln p_1 = 0 \quad (4.27)$$

ここで、 M は限界状態における応力比 η_{CS} のことであり、三軸圧縮条件下での限界状態を示す (4.28) 式を用いることによって (4.29) 式のように表される。

$$R_{CS} \equiv \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{CS(Comp.)} \quad (4.28)$$

$$M = \frac{3(R_{CS} - 1)}{R_{CS} + 2} \quad (4.29)$$

また p_1 については、ひずみ硬化パラメーター (塑性体積ひずみ ε_v^p) と関連付けることによって、(4.30) 式のように表すことができる。

$$\varepsilon_v^p = C_p \ln \frac{p_1}{p_0} \quad \left(C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \right) \quad (4.30)$$

ここで、 p_0 は最初の降伏曲面の p 軸上での値であり、 p_1 は現在の降伏曲面の p 軸上の値である。記号の e , λ , κ はそれぞれ、間隙比、圧縮指数、膨張指数を示しており、 e_0 は基準状態の間隙比と定義される。

流動則と比例定数は (4.31) 式～ (4.32) 式で表現でき、負荷条件は (4.33) 式のように設定される。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.31)$$

$$\Lambda = \frac{df_\sigma}{h^p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{h^p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{1 \frac{\partial f}{C_p \partial \sigma_{kk}}} \quad (4.32)$$

$$\begin{cases} d\varepsilon_{ij}^p \neq 0 & \text{if } f = 0 \ \& \ df_\sigma = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \\ d\varepsilon_{ij}^p = 0 & \text{else} \end{cases} \quad (4.33)$$

ここで、応力と塑性ひずみ増分の間には共軸性があるため、応力パラメーターと塑性ひずみ増分パラメーターの間には (4.34) 式に示すような直交条件が成立する。

$$dp \cdot d\varepsilon_v^p + dq \cdot d\varepsilon_d^p = 0 \quad (4.34)$$

このとき、(4.27) 式で定義される降伏曲面と直行する方向を有する塑性ひずみ増分は、**図 4.2.7** に示すように (4.35) 式で表された応力比～ひずみ増分関係を満たす。

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = M - \eta \quad (4.35)$$

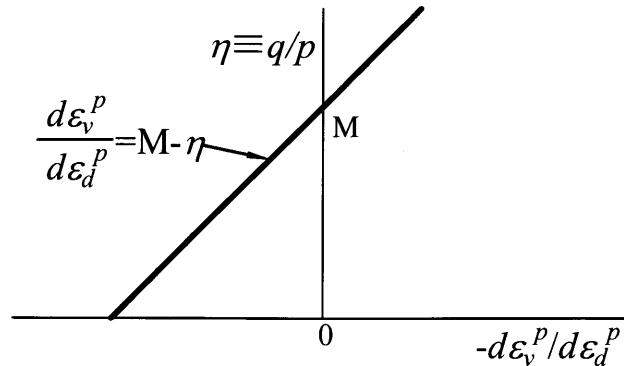


図 4.2.7 Cam-clay model での応力比～塑性ひずみ増分比関係

ここで、表 4.2.1 に示した t_{ij} の概念を用いた応力パラメーターを用いると、降伏関数 f は (4.36) 式～(4.37) 式で表される。

$$\begin{aligned} f &= \ln t_N + \zeta(X) - \ln t_{N1} \\ &= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \ln \frac{t_{N1}}{t_{N0}} = 0 \end{aligned} \quad (4.36)$$

$$\zeta(X) = \frac{1}{\beta} \left(\frac{X}{M^*} \right)^\beta \quad (\beta : \text{材料定数}) \quad (4.37)$$

t_N と $X = t_S/t_N$ は t_{ij} の概念に基づいた平均応力と応力比であり、 t_{N1} は降伏曲面の大きさを表す ($X=0$ での t_N の値)。 $t_N - t_S$ 平面での降伏曲面の 2 次元描写を図 4.2.8 に示す。

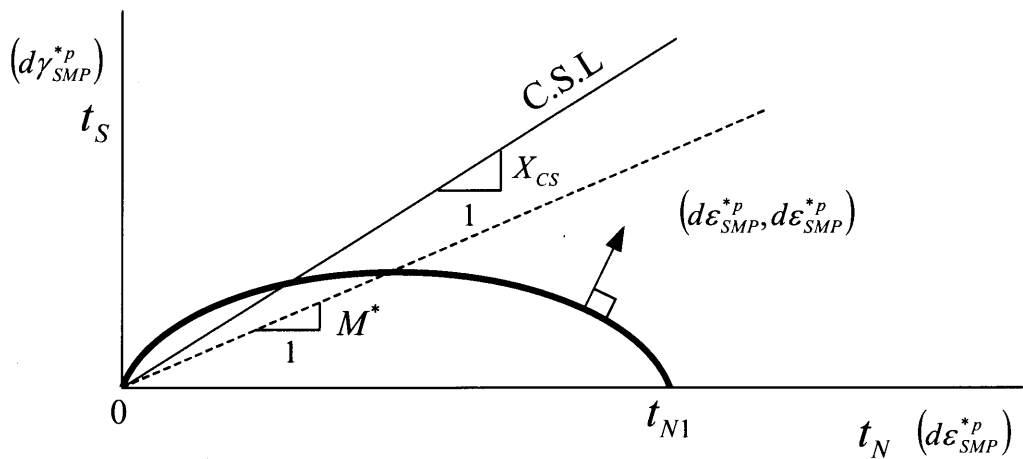


図 4.2.8 subloading t_{ij} model の概念による $t_N - t_S$ 平面での降伏曲面

(4.37) 式の M^* は、限界状態における (4.38) 式の主応力比と (4.39) 式の塑性ひずみ増分比を用いることによって、(4.40) 式のように表現できる。

$$X_{CS} \equiv \left(\frac{t_S}{t_N} \right)_{CS} \quad (4.38)$$

$$Y_{CS} \equiv \left(\frac{d\varepsilon_{SMP}^*p}{d\gamma_{SMP}^*p} \right)_{CS} \quad (4.39)$$

$$M^* = \left(X_{CS} + X_{CS}^{\beta-1} Y_{CS} \right)^{1/\beta} \quad (4.40)$$

また、 X_{CS} と Y_{CS} については、三軸圧縮条件での限界状態の主応力比 R_{CS} を用いて (4.41) 式～(4.42) 式で表される。

$$X_{CS} = \frac{\sqrt{2}}{3} \left(\sqrt{R_{CS}} - \frac{1}{\sqrt{R_{CS}}} \right) \quad (4.41)$$

$$Y_{CS} = \frac{1 - \sqrt{R_{CS}}}{\sqrt{2}(\sqrt{R_{CS}} + 0.5)} \quad (4.42)$$

直交条件から、 t_{ij} 概念に基づいた応力パラメーターと塑性ひずみ増分の間には、(4.43) 式に示す関係がある。

$$dt_N \cdot d\varepsilon_{SMP}^{*p} + dt_s \cdot d\gamma_{SMP}^{*p} = 0 \quad (4.43)$$

ここで、応力と塑性ひずみ増分の間に共軸性が仮定されていることから、 $d\varepsilon_{SMP}^{*p}$ と $d\gamma_{SMP}^{*p}$ の方向と t_N と t_s の方向はそれぞれ一致する。図 4.2.9 に示すように (4.44) 式に表される応力比～塑性ひずみ増分比関係は、(4.36) 式、(4.37) 式、(4.43) 式から得られる。

$$Y = \frac{(M^*)^\beta - X^\beta}{X^{\beta-1}} \quad (4.44)$$

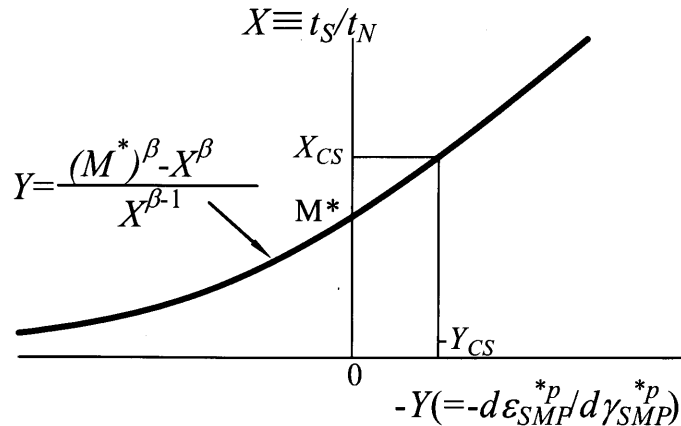


図 4.2.9 subloading t_{ij} model による応力比～塑性ひずみ増分比関係

4.2.3 密度や拘束応力が強度・変形特性におよぼす影響

Cam-clay model では、応力比と塑性ひずみ増分比を線形関係で仮定していることから、その降伏曲面は t_N 軸と原点で特異点を持つことになる。それに対して現行モデルは、特異点のない滑らかな降伏曲面を有している。塑性ひずみ増分は t_{ij} 空間において関連流動則を仮定することによって (4.45) 式で表される。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \quad (4.45)$$

ここで、 Λ は通常の弾塑性モデルと同様に塑性ひずみ増分の大きさを表す比例定数である。

また、正規圧密粘土用のモデル (t_{ij} -clay model) にとって式 (4.36) の t_{N1} は、Cam-clay model での p_1 に対応しており、式 (4.30) に示した塑性体積ひずみ ε_v^p と p_1 との関係と同じように (4.46) 式で与えられる。

$$\varepsilon_v^p = C_p \ln \frac{t_{N1}}{t_{N0}} \quad \left(C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \right) \quad (4.46)$$

この式については、弾塑性領域で正規圧密粘土の塑性体積ひずみ (もしくは間隙比) は応力履歴に依存せず、現在の応力状態のみで決定されるという事実⁹⁾と、 t_{ij} の概念に基づいた平均応力 t_N は、等方応力状態 ($X=0$) で通常平均主応力 p と一致することから得られる。そして、ここで、 e_0 は基準状態の間隙比 ($X=0$, $p=t_N=t_{N0}$) である。この時、(4.36) 式、(4.45) 式、(4.46) 式と後続負荷条件より (4.47) 式が得られる。

$$\begin{aligned} df &= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} - \frac{1}{C_p} d\varepsilon_v^p \\ &= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} - \frac{1}{C_p} \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{hh}} = 0 \end{aligned} \quad (4.47)$$

この時、比例係数 Λ は従来のモデル¹⁰⁾と同様に (4.48) 式で表せる。なお、この式の分母 h_p は、塑性の剛性を表す塑性係数である。

$$\Lambda = \frac{df_\sigma}{h_p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{h_p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{\frac{1}{C_p} \frac{\partial f}{\partial t_{kk}}} \quad (4.48)$$

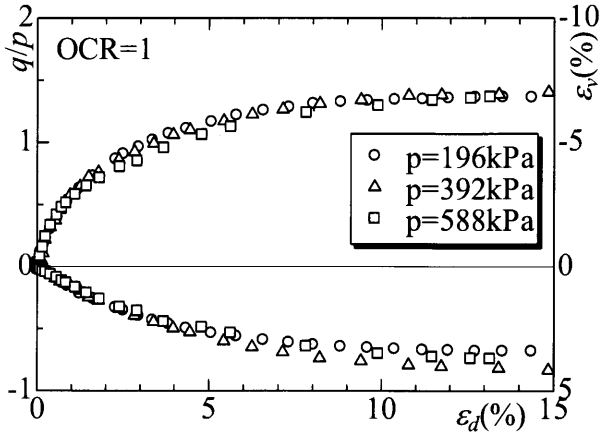
一方、過圧密粘土の場合では正規圧密粘土よりも剛性が大きい、つまり過圧密粘土の h_p は (4.48) 式の h_p より大きく、(4.46) 式を満足しない。様々な過圧密比 ($OCR=1, 2, 4$) 下で藤の森粘土を用いて三軸圧縮試験を実施した結果を図 4.2.10~図 4.2.12 に示しているが、(a) は応力比 $q/p \sim$ せん断ひずみ $\varepsilon_d \sim$ 体積ひずみ ε_v 関係を、(b) は $e \sim \ln p$ 関係における間隙比の変化を表している。ここで、(b) の直線 NCL と CSL はそれぞれ、正規圧密線 ($X=0$) と限界状態線 ($X=X_{CS}$) を示す。これらの図から、拘束応力に関係なく、過圧密比の増加に伴って、強度が増加することが分かる。このような試験結果を考慮して、橋口・上野³⁾によって提案された下負荷面の概念を参照すると、従来のモデルを正規圧密粘土だけでなく過圧密粘土にも適用可能なモデルに拡張できる。下負荷面の概念によると、降伏曲面 (下負荷面) は広がるだけでなく、応力状態によって縮み、常に下負荷面の上に現在の応力点が存在することになる。降伏関数については、(4.36) 式より (4.49) 式のように表せる。

$$\begin{aligned} f &= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \ln \frac{t_{N1}}{t_{N0}} \\ &= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \left(\ln \frac{t_{N1e}}{t_{N0}} - \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N1}} \right) = 0 \end{aligned} \quad (4.49)$$

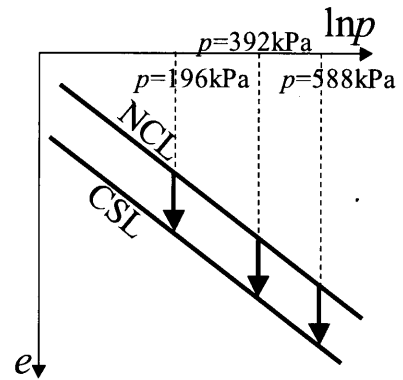
ここで、 t_{N1} は図 4.2.13 に示すように、現在の応力状態を通る降伏曲面上の $t_S=0$ における t_N で

ある。そして t_{N1e} は、(4.50) 式に示すように、現在の塑性体積ひずみ (間隙比) ε_v^p に対応した正規圧密状態での平均応力 t_N の値である。

$$\varepsilon_v^p = C_p \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N0}} \quad \left(C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \right) \quad (4.50)$$

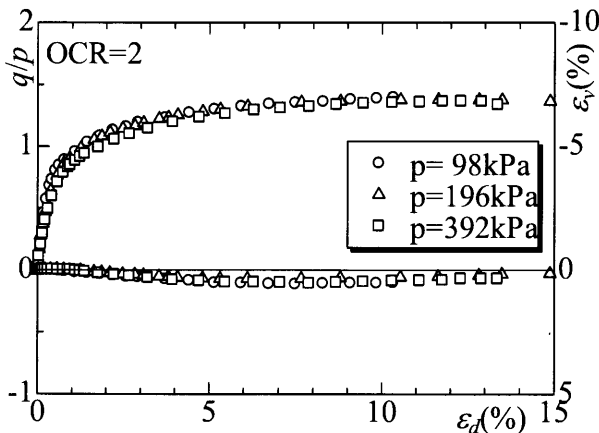


(a) 応力比 q/p ~せん断ひずみ ε_d ~体積ひずみ ε_v 関係

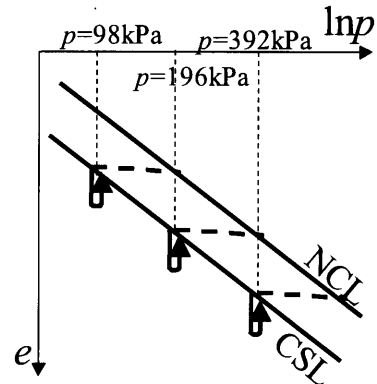


(b) $e \sim \ln p$ 関係

図 4.2.10 正規圧密粘土 (OCR=1) の平均主応力一定条件下の三軸試験結果

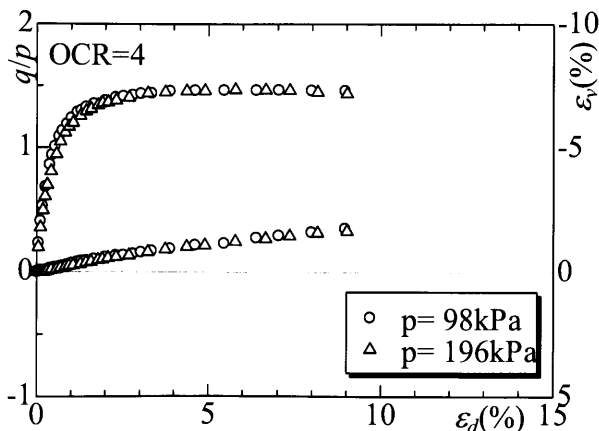


(a) 応力比 q/p ~せん断ひずみ ε_d ~体積ひずみ ε_v 関係

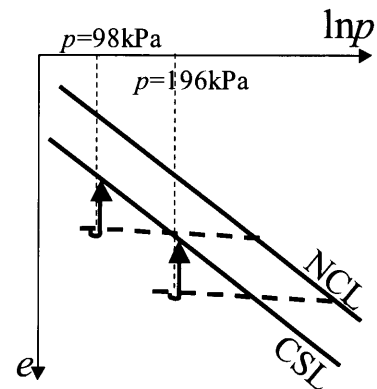


(b) $e \sim \ln p$ 関係

図 4.2.11 正規圧密粘土 (OCR=2) の平均主応力一定条件下の三軸試験結果



(a) 応力比 q/p ~せん断ひずみ ε_d ~体積ひずみ ε_v 関係



(b) $e \sim \ln p$ 関係

図 4.2.12 正規圧密粘土 (OCR=4) の平均主応力一定条件下の三軸試験結果

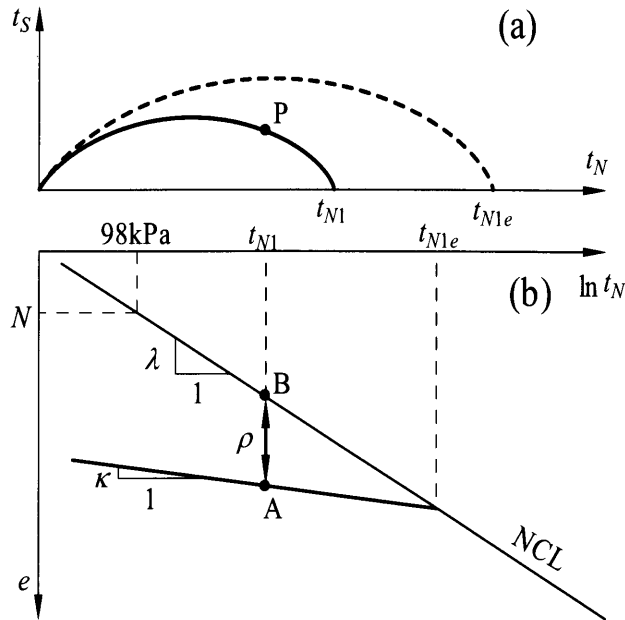


図 4.2.13 降伏曲面の形状と正規降伏曲面および ρ の定義

正規圧密状態では、 t_{N1e} と t_{N1} は等しいが、過圧密状態では t_{N1e} は t_{N1} より大きくなる。したがって t_{N1e}/t_{N1} は、広義の意味で過圧密比に相当する。

現在の応力状態 P を通る降伏曲面 (実線)，そして降伏曲面に相似で t_N 軸上の t_{N1e} を通る面を図 4.2.13 (a) に示す。この t_{N1e} を通る面は、現在の空隙比で正規圧密状態となる降伏曲面 (破線) である。橋口³⁾による下負荷面の概念では、実線および破線は、それぞれ下負荷面および正規降伏曲面と呼ばれており、塑性ひずみの発生に伴ってこの2つの面の大きさの変化を規定する発展則を仮定すると、過圧密粘土に見られる正規圧密粘土とは異なった塑性挙動を表現できる。浅岡ら^{11), 12)}は、この概念を直接導入することにより、Cam-clay model を正規圧密粘土と同様に過圧密粘土にも適用可能なモデルへと拡張した。現在の研究では、橋口の基本概念を保ったまま、この下負荷面の概念をより実際の土の挙動に適して、簡単なモデルへと改良をおこなった。

図 4.2.13 (b) の点 A, B は、同じ応力状態 P における過圧密状態、および正規圧密状態での空隙比を示す。この A と B の空隙比の差 ρ を土の密度を表す指標とみなすが、これは、同じ土の応力～ひずみ関係は平均主応力に因らず同一のものとなるため、力学的に空隙比自体は土の密度を表すには適さないからである。それゆえ、図 4.2.13 より ρ と t_{N1e}/t_{N1} の間に (4.51) 式の関係が成立し、(4.49) 式と (4.51) 式より降伏関数は (4.52) 式で表される。

$$\dot{\rho} = (\lambda - \kappa) \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N1}} = (1 + e_0) C_p \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N1}} \quad (4.51)$$

$$f = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \frac{1}{C_p} \left(\varepsilon_v^p - \frac{\rho}{1 + e_0} \right) = 0 \quad (4.52)$$

後続負荷条件 ($df=0$) を考慮すると、(4.53) 式のようになる。

$$\begin{aligned}
df &= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} - \frac{1}{C_p} \left(d\varepsilon_v^p - d\left(\frac{\rho}{1+e_0}\right) \right) \\
&= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} - \frac{1}{C_p} \left(\Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{ii}} - d\left(\frac{\rho}{1+e_0}\right) \right) = 0
\end{aligned} \tag{4.53}$$

ここで、 $\rho/(1+e_0)$ の増分は、現在の密度 ρ と平均応力 t_N に影響される塑性挙動時の密度変化を表す。その時、この増分は、 $L(\rho, t_N)$ の関数を用いて (4.54) 式で与えられる。

$$d\left(\frac{\rho}{1+e_0}\right) = \Lambda \cdot L(\rho, t_N) \tag{4.54}$$

よって (4.50) 式と (4.51) 式より、過圧密状態にある土の Λ は、(4.55) 式で表される。

$$\Lambda = \frac{df_\sigma}{h_p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{h_p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{\frac{1}{C_p} \left(\frac{\partial f}{\partial t_{kk}} - L(\rho, t_N) \right)} \tag{4.55}$$

ここで $L(\rho, t_N)$ は、正規圧密状態と過圧密状態との間の度合いを示した値である。

下記に示す①～③の条件を満たすためには、 $\rho > 0$ の時： $L(\rho, t_N) < 0$ 、 $\rho = 0$ の時： $L(\rho, t_N) = 0$ になるべきである。

- ① 塑性変形時に Λ は常に正となる。
- ② 塑性変形を伴いながら過圧密状態から正規圧密状態に近づくときは、 $d\rho/(1+e_0)$ は負となる。
- ③ 正規圧密状態 ($\rho = 0$) では、(4.52) 式は (4.45) 式に等しくなる。

(4.48) 式で求められる正規圧密状態の砂の塑性ひずみ増分は、Cam-clay model と同様、**図 4.2.10** の応力～ひずみ関係を満足する。**図 4.2.11** および **図 4.2.12** で示される応力～ひずみ関係を過圧密状態でも統一的に表現するためには、(4.55) 式の $L(\rho, t_N)$ の次元を $\partial f / \partial t_{ii}$ と等しくする必要がある。さらに、過圧密地盤の強度は密度 ρ の増加とともに大きくなる。ここで、(4.55) 式の分母 h_p は地盤の強度を示しており、密度とピーク強度の関係は $h_p = 0$ の状態で与えられる。以上の条件を満たすことから $L(\rho, t_N)$ は (4.56) 式で定義される。

$$L(\rho, t_N) = -\frac{G(\rho)}{t_N} \tag{4.56}$$

また、(4.55) 式は (4.57) 式のように書き換えることができる。

$$\Lambda = \frac{df_\sigma}{h_p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{h_p} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{\frac{1}{C_p} \left(\frac{\partial f}{\partial t_{kk}} + \frac{G(\rho)}{t_N} \right)} \left(= \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}}{h_p + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnop}^e \frac{\partial f}{\partial t_{op}}} \right) \tag{4.57}$$

Λ の誘導は、ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ から与えられる。また、 $G(\rho)$ は単調増加し、かつ密な状態での強度・変形特性が大きく変化する必要がある。これらの条件を満足する関数 $G(\rho)$ を、材料パラメータ a を含んだ (4.58) 式で与える。

$$G(\rho) = a \cdot \rho^2 \quad (4.58)$$

载荷における状態の違い(ひずみ硬化, ひずみ軟化)を, 橋口³⁾, 浅岡ら^{11), 12)}, Chowdhury (チャウドリー)ら²⁾と同様に (4.59) 式のように示す。

$$\begin{cases} d\varepsilon_{ij}^p \neq 0 & \text{if } \Lambda = \frac{df_\sigma}{h^p} \geq 0 \\ d\varepsilon_{ij}^p = 0 & \text{if } \Lambda = \frac{df_\sigma}{h^p} < 0 \end{cases}$$

or

$$\begin{cases} d\varepsilon_{ij}^p \neq 0 & \text{if } \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} \geq 0 \\ d\varepsilon_{ij}^p = 0 & \text{if } \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} < 0 \end{cases} \quad (4.59)$$

最終的に、塑性ひずみ増分は負荷条件を含めた (4.60) 式で示すことができる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \langle \Lambda \rangle \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} = \left\langle \frac{df_\sigma}{h^p} \right\rangle \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \quad (4.60)$$

ここで、 $\langle \rangle$ の表記は Macaulay (マコーレ) のブラケットであり、 $\Lambda \geq 0 : \langle \Lambda \rangle = \Lambda$, $\Lambda < 0 : \langle \Lambda \rangle = 0$ のようになる。

弾性ひずみは、一般的な Hooke (フック) 則により (4.61) 式で与える。

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} + \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (4.61)$$

ヤング係数 E_e は、前述の κ とポアソン比 ν_e を用いて (4.62) 式で示される。

$$E_e = \frac{3(1-2\nu_e)(1+e_0)p}{\kappa} \quad (4.62)$$

よって、弾塑性論の基本仮定に基づいて、全ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ を、弾性的な成分 $d\varepsilon_{ij}^e$ と塑性的な成分 $d\varepsilon_{ij}^p$ とに分離して (4.63) 式で与えられる。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (4.63)$$

4.2.4 塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性

通常、塑性論によると、塑性流動の方向（塑性ひずみ増分）は、応力増分方向には依存しないとされている。しかし、関連流動則に従う塑性ひずみ増分の成分は、ピーク強度を超えない限り、応力増分方向により大きな影響を受けることが実験的に知られている。従来の粘土や砂のモデル (t_{ij} -clay model¹³⁾ や t_{ij} -sand model¹⁴⁾ では、一つの降伏曲面やひずみ硬化パラメーターを使用しているにもかかわらず、関連流動則に従う成分 $d\varepsilon_{ij}^{p(AF)}$ と等方的な圧縮成分 $d\varepsilon_{ij}^{p(IC)}$ の二つに塑性ひずみ増分を分けることによって、応力経路依存性を考慮することができていなかった。その塑性ひずみを分ける方法は、塑性流動方向での応力経路依存性を考慮するために現在の構成式に用いられている。

(4.45) 式と (4.57) 式を用いて、塑性体積ひずみ増分を (4.64) 式に示す。

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{ii}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{ii}} = \frac{df_\sigma}{\frac{1}{C_p} \left(\frac{\partial f}{\partial t_{kk}} + \frac{G(\rho)}{t_N} \right)} \cdot \frac{\partial f}{\partial t_{ii}} \quad (4.64)$$

等方圧縮時 ($X=0$) には、(4.65) 式および (4.66) 式を用いる。

$$t_{N1} = t_N = p \quad (4.65)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t_{ii}} = \frac{1}{t_N} a_{ii} \quad (4.66)$$

したがって、塑性体積ひずみ増分は、(4.67) 式で表される。

$$d\varepsilon_v^p = \frac{1}{\frac{1}{C_p} \left(1 + \frac{G(\rho)}{a_{ii}} \right)} \cdot \frac{dt_N}{t_N} \quad (4.67)$$

$dt_N > 0$ の一般的な応力状態において、塑性体積ひずみ増分の等方的な圧縮成分 $d\varepsilon_{ij}^{p(IC)}$ は t_{ij} -clay model と同様に、(4.68) 式で与えられると仮定される。

$$d\varepsilon_v^{p(IC)} = \frac{1}{\frac{1}{C_p} \left(1 + \frac{G(\rho)}{a_{ii}} \right)} \cdot \frac{\langle dt_N \rangle}{t_N} \cdot \frac{t_N}{t_{N1}} \quad (4.68)$$

(4.36) 式より、応力比 t_N/t_{N1} は、(4.69) 式で表される。

$$\frac{t_N}{t_{N1}} = \exp(-\zeta(X)) = \exp\left(-\frac{1}{\beta} \left(\frac{X}{M^*}\right)^\beta\right) \quad (4.69)$$

よって、塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_v^{p(IC)}$ は、(4.70) 式で表される。

$$d\varepsilon_{ij}^{p(IC)} = d\varepsilon_v^{p(IC)} \frac{\delta_{ij}}{3} = \frac{\frac{1}{t_N} \langle dt_N \rangle}{\frac{1}{C_p} \left(1 + \frac{G(\rho)}{a_{kk}} \right)} \cdot \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (4.70)$$

$p \sim q \sim e$ 空間で応力経路によらない唯一的な曲面があることを示した Henkel¹⁵⁾ (ヘンケル) による正規圧密粘土の実験結果に基づいて, Cam-clay model が提案されている. その時, 正規圧密状態 ($\rho = 0; G(\rho) = 0$) で, $d\varepsilon_v^p$ と応力との間の唯一的な関係を満たすモデルとして, t_{ij} -clay model もひずみ増分が二つの成分から成り立つにも関わらず, 同様の方法で定式化している.

正規圧密土については, (4.36) 式, (4.45) 式, (4.46) 式, (4.70) 式より (4.71) 式を満足する必要がある.

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} &= \frac{1}{C_p} d\varepsilon_v^p = \frac{1}{C_p} (d\varepsilon_v^{p(AF)} + d\varepsilon_v^{p(IC)}) \\ &= \frac{1}{C_p} \left(\Lambda^{(AF)} \frac{\partial f}{\partial t_{ii}} + C_p \frac{1}{t_N} \langle dt_N \rangle \right) \end{aligned} \quad (4.71)$$

(4.71) 式により, 正規圧密状態 ($\rho = 0; G(\rho) = 0$) における $d\varepsilon_v^{p(AF)}$ の比例定数が得られ, t_{ij} -clay model の比例係数は (4.72) 式で表すことができる.

$$\Lambda^{(AF)} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} - \frac{1}{t_{N1}} \langle dt_N \rangle}{\frac{1}{C_p} \frac{\partial f}{\partial t_{kk}}} = \frac{df_\sigma - \frac{1}{t_{N1}} \langle dt_N \rangle}{h_p} \quad (4.72)$$

正規圧密状態と同様に過圧密状態においても, 塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_v^{p(AF)}$ を (4.57) 式, (4.72) 式より (4.73) 式で定義する.

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ij}^{p(AF)} &= \Lambda^{(AF)} \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} - \frac{1}{t_{N1}} \langle dt_N \rangle}{\frac{1}{C_p} \left(\frac{\partial f}{\partial t_{mm}} + \frac{G(\rho)}{t_N} \right)} \cdot \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \\ &= \frac{df_\sigma - \frac{1}{t_{N1}} \langle dt_N \rangle}{h_p} \cdot \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \end{aligned} \quad (4.73)$$

ここで, 塑性流動における応力経路依存性を考慮したひずみ増分を次のように分類する.

①弾性領域 ($A = df_\sigma / h_p < 0$) :

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ij} &= d\varepsilon_{ij}^e \\ &= \frac{1 + \nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \end{aligned} \quad (4.74)$$

②ひずみ硬化時における弾塑性領域 ($l = df_\sigma / h_p \geq 0$ and $h_p \geq 0$) :

$$\begin{aligned}
 d\varepsilon_{ij} &= d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^{p(AF)} + d\varepsilon_{ij}^{p(IC)} \\
 &= \frac{1+\nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \\
 &\quad + \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} - \frac{1}{t_{N1}} \langle dt_N \rangle}{C_p \left(\frac{\partial f}{\partial t_{mm}} + \frac{G(\rho)}{t_N} \right)} \cdot \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \\
 &\quad + \frac{\frac{1}{t_{N1}} \langle dt_N \rangle}{C_p \left(1 + \frac{G(\rho)}{a_{kk}} \right)} \cdot \frac{\delta_{ij}}{3}
 \end{aligned} \tag{4.75}$$

③ひずみ軟化時における弾塑性領域 ($l = df_\sigma / h_p \geq 0$ and $h_p < 0$) :

$$\begin{aligned}
 d\varepsilon_{ij} &= d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \\
 &= \frac{1+\nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \\
 &\quad + \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl}}{C_p \left(\frac{\partial f}{\partial t_{mm}} + \frac{G(\rho)}{t_N} \right)} \cdot \frac{\partial f}{\partial t_{ij}}
 \end{aligned} \tag{4.76}$$

$t_N \sim t_S$ 面における降伏曲面 f と現在の応力 A 点を図 4.2.14 に示す。図中に示す矢印は、降伏曲面に対する塑性ひずみ増分方向を示し、ここでの $d\varepsilon_{SMP}^{*p}$ と $d\gamma_{SMP}^{*p}$ の方向はそれぞれ t_N と t_S の方向と一致している。

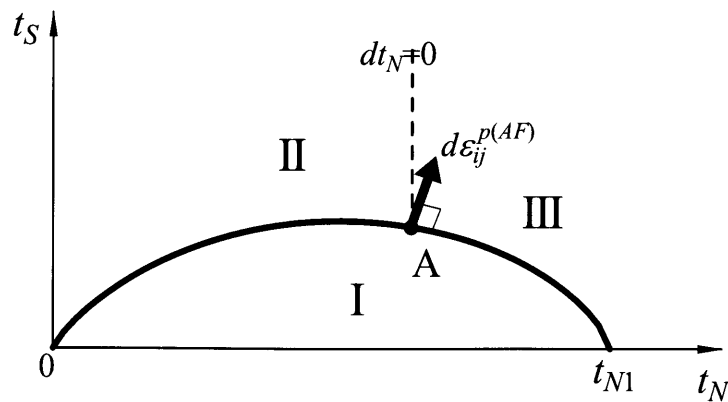


図4.2.14 応力経路依存性を考慮したひずみ増分の変化(3領域)

【領域Ⅰ】

除荷時には、弾性挙動をするため塑性ひずみ増分は発生しない。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad (4.77)$$

【領域Ⅱ】

下負荷面を拡大(ひずみ硬化)、縮小(ひずみ軟化)させながら、応力状態が下負荷面の外へと変化し、かつ拘束応力 t_N が増加しない場合、弾塑性挙動をする。しかし、塑性ひずみ増分のうち等方的な圧縮成分は発生しない。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^{p(AF)} \quad (4.78)$$

【領域Ⅲ】

下負荷面を拡大(ひずみ硬化)、または縮小(ひずみ軟化)させながら、応力状態が下負荷面の外へと変化し、かつ拘束応力 t_N が増加する場合、弾性、塑性すべてのひずみ増分が発生する。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^{p(AF)} + d\varepsilon_{ij}^{p(IC)} \quad (4.79)$$

現在の定式化では、領域Ⅱと領域Ⅲの間で発生するひずみ増分は連続的になっている。塑性流動方向については、領域Ⅲでのみ応力経路の影響を受ける。なお、 $df_\sigma - dt_N/t_{N1}$ が領域Ⅲのいくつかの経路で負になった場合、 $d\varepsilon_{ij}^{p(AF)}$ の比例定数 $A^{(AF)}$ は負になるが、2次の塑性仕事増分 $dt_{ij} d\varepsilon_{ij}^p$ は、(4.80)式に示すように正になる。

$$dt_N \left(d\varepsilon_{SMP}^{*p(AF)} + d\varepsilon_{SMP}^{*p(AF)} \right) + dt_S \left(d\gamma_{SMP}^{*p(AF)} + d\gamma_{SMP}^{*p(IC)} \right) > 0 \quad (4.80)$$

以上、土の材料特性を適切に表現することができる構成モデルとして、地盤を弾塑性体として定式化した構成式 subloading t_{ij} model¹⁾ を説明し、理論的な背景や実問題に対して数値解析をおこなう際の重要な内容について記述した。なお、本弾塑性構成モデルは、すでに土留め掘削問題¹⁶⁾ やトンネル掘削問題¹⁷⁾ について、室内モデル試験結果と良い対応が得られていることが証明されている。

4.3 subloading t_{ij} model を用いた弾塑性解析用パラメータの設定方法

4.3.1 圧密特性を表現するパラメータ

以下に、圧密特性を表現するパラメータである λ , κ , N の設定方法について示す。

λ : 正規圧密状態から載荷過程にある時の $e \sim \ln p'$ 関係の直線の傾き

κ : 正規圧密状態から除荷過程にある時の $e \sim \ln p'$ 関係の直線の傾き

p' は (4.81) 式で表現されるが、三軸セル内であれば $\sigma_v' = \sigma_h'$ に制御して、 $p' = \sigma_v'$ に置き換えることが可能である。

$$p' = \frac{\sigma_v' + \sigma_h' \times 2}{3} \quad (\sigma_v' : \text{有効軸圧}, \sigma_h' : \text{有効側圧}, \sigma_v' / \sigma_h' = \text{const.}) \quad (4.81)$$

なお、土の段階載荷による圧密試験の場合、厳密には $\sigma_v' \neq \sigma_h'$ なので、 $p' = \sigma_v'$ に置き換えることはできない。ただし、 $e \sim \ln p'$ の傾きと $e \sim \ln \sigma_v'$ の傾きは平行になるので、 λ と κ の設定に $e \sim \ln \sigma_v'$ 関係を用いて問題はない。

N : 大気圧下 ($p' = 98 \text{ kPa}$, $q = 0 \text{ kPa}$) の間隙比
正規部分の直線傾きを延長して設定する。

4.3.2 せん断特性を表現するパラメータ

以下に、せん断特性を表現するパラメータである R_{cs} , β の設定方法について示す。

R_{cs} : 三軸圧縮条件下の極限状態における主応力比を示し、(4.82) 式で表現される。

$$R_{cs} = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{CS(Comp.)} \quad (4.82)$$

β : 降伏曲面の形状を規定するパラメータであり、応力比 \sim ひずみ増分比関係にフィッティングさせて決定する。なお、 $\beta = 1$ の時は、Original Cam-clay モデルと同じ降伏面の形状となる。

β が大きい場合 :

載荷初期段階 (応力比が小さい段階) においてひずみ増分比が大きい、つまり、せん断ひずみが少ししか発生せず、剛性が大きくなる場合であり、降伏曲面は丸い形状を示す。応力 \sim ひずみ関係の接線勾配が縦に傾いている状態であり、弾性挙動部分が多い特徴を有する。

β が小さい場合 :

載荷初期段階 (応力比が小さい段階) においてひずみ増分比が小さい、つまり、せん断ひずみが大きく発生し、剛性が小さくなることから、降伏曲面は扁平で細いところがあった形状を示す。応力 \sim ひずみ関係の接線勾配がゆるやかな状態であり、塑性化しやすい特徴を有する。

4.3.3 過圧密特性を表現するパラメーター

以下に、過圧密特性を表現するパラメーターである a の設定方法について示す。

- a : 密度 (詰まり具合) と拘束圧に影響するパラメーターであり、過圧密状態の解消度合いを示すパラメーターとも言える。

過圧密状態から圧縮せん断試験を実施した際の応力～ひずみ関係にフィッティングさせて決定する。

ある過圧密状態にある地盤において、 a が大きい場合、わずかなひずみ量の発生によって正規圧密状態に移行するのに対して、 a が小さい場合、ひずみ量が大きく発生してから正規圧密状態に移行するという特徴を有する。

参考文献

- 1) Nakai, T. and M. Hinokio : A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundation*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 2) Chowdhury, E. Q., T. Nakai, M. Tawada and S. Yamada : A model for clay using modified stress under various loading conditions with the application of subloading concept, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.6, pp.103-116, 1999.
- 3) Hashiguchi, K. and M. Ueno : Elasto-plastic constitutive laws for granular materials, constitutive equations for soils, *Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics & Foundations Engineering*, pp.73-82, 1977.
- 4) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London, 1968.
- 5) Sekiguchi, H. and H. Ohta : Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equations of soils, *Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics & Foundations Engineering*, pp.229-238, 1977.
- 6) Matsuoka, H. and T. Nakai : Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stress, *Proc. JSCE*, No.232, pp.59-70, 1974.
- 7) 中井照夫, 松岡元 : 3主応力下の土のせん断挙動に関する統一的解釈, 土木学会論文報告集, 第303号, pp.65-77, 1980.
- 8) Nakai, T. and H. Matsuoka : Shear behaviors of sand and clay under three-dimensional stress condition, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.2, pp.26-42, 1983.
- 9) Nakai, T. and Y. Mihara : A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, pp.82-94, 1984.
- 10) Nakai, T., H. Matsuoka, N. Okuno and K. Tsuzuki : True triaxial tests on normally consolidated clay and analysis of the observed shear behavior using elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.4, pp.67-78, 1986.
- 11) Asaoka, A., M. Nakano and T. Noda : Soil- water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.91-106, 1994.
- 12) Asaoka, A., M. Nakano and T. Noda, T : Soil- water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.13-28, 1997.
- 13) Nakai, T. and T. Hoshikawa : Kinematic hardening model for clay in three-dimensional stress, *Proc. 7th IACMAG*, Vol.1, pp.655-660, 1991.
- 14) Nakai, T., J. Fujii and H. Taki : Kinematic extension of an isotropic hardening model for sand, *Proc. NUMOG III*, pp.36-45, 1974.
- 15) Henkel, D.J. : The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear, *Geotechnique*, 6, pp.139-150, 1956.
- 16) Nakai, T., Marcio M. Farias, Daniela Bastos and Y. Sato : Simulation of Conventional and Inverted Braced Excavations Using Subloading *tij* Model, *Soils and Foundation*, Vol.47, No.3, pp.597-612,

2007.

- 17) Shahin, H. M., T. Nakai, M. Hinokio, T. Kurimoto, and T. Sada : Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunneling, *Soils and Foundation*, Vol.44, No.2, pp.71-84, 2004.

第5章 土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析¹⁾

5.1 概説

近年の地下建設工事では、既設構造物に対する近接施工が多く、工事自体を安全に進めることはもちろん、地盤の変形が周辺環境に与える影響を事前予測し、最小限にその影響を抑制して施工する必要がある。たとえば、地下鉄停留場部の建設などによく用いられる開削工法については、土留め支保の安全性や掘削底面の安定性を事前検討するだけでなく、土留め背面地盤や近接構造物への影響についても十分に検討しておく必要がある。

土留め掘削時における土留め背面地盤の変形挙動に関する事前予測については、第2章でも示したように、これまでの多くの事例分析から得られた経験的な沈下予測手法²⁾を用いるのが主流である。しかし、これらの手法は、背面地盤の変形挙動と影響要因の定性的な関係を示すものであり、正確かつ定量的に予測するものではなく、概略的な予測にすぎない。また、周辺地盤の変形挙動や周辺構造物の変形や応力も同時に解析する方法として、有限要素法(以下、FEM)に代表される連続体モデルが用いられる場合もあるが、ほとんどの場合が線形弾性モデルを使用しており、しかも土留め壁変位量に関しては実績の多いフレーム解析(第3章で示したような梁ばねモデルを用いた土留め弾塑性解析)によって別途計算し、それを有限要素に対して強制変位として作用させて予測するのが常套手段になっている。このように、土留め掘削問題を異なった手法で予測解析するのは、煩雑であるだけでなく、予測解析に一貫性があるとはいえない。また、弾性FEM解析では、地盤材料の力学特性を考慮できないばかりでなく、地盤沈下が発生する領域を実測値に比べて拡大予測することが多い。

土留め掘削問題に対して弾塑性FEM解析を事前予測に直接活用するためには、定量的な予測能力を有することが必須となる。さらに解析時に使用できる地盤情報には限りがあるため、採用する弾塑性構成モデルについては、粘土や砂を問わない統一的でしかも密度や拘束応力によらない物性パラメータ群で表現できることが望ましい。

本章では、軟弱粘土地盤が卓越した開削現場において、第4章で説明した地盤材料の力学特性を適切に表現できる弾塑性モデル(subloading t_{ij} model)³⁾を用いて施工過程を考慮したFEM解析を実施し、第3章で示した土留め壁の変位や土留め背面地盤の変形挙動に関する実測値^{4), 5)}と比較および検証することによって、土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動に関する検討をおこない、採用した弾塑性FEM解析の实地盤での適用性について検証する。

5.2 地盤特性および施工条件^{4),5)}

5.2.1 地盤特性

今回の検討対象となるA現場については、3.2で詳しく述べているが、再度簡潔に以下に示す。

A現場の平面図と土質縦断図および解析断面を図5.2.1に示すが、本現場付近の地盤は、上部より沖積層、上部洪積層、下部洪積層から構成されている。沖積層のうちAus層は、層厚2m程度の緩い砂層(第1帯水層)であり、 N 値=2~10である。またAmc層は、層厚15m程度の鋭敏な軟弱粘土層(N 値=0~3、液性指数 $I_L=0.4\sim 1.0$ 、粘着力 $c=20\sim 100\text{ kN/m}^2$)であり、本現場を代表する厚い軟弱層である。一方、沖積層以深については、部分的に礫が混入した上部洪積段丘砂礫層(第2帯水層)であるTsg層(N 値=20~30)、更新世前期(Ma3)の粘土層であるOc3層($c=400\text{ kN/m}^2$)、 N 値>60の洪積砂層(第3帯水層)であるOs3層が連続かつほぼ水平に堆積している。

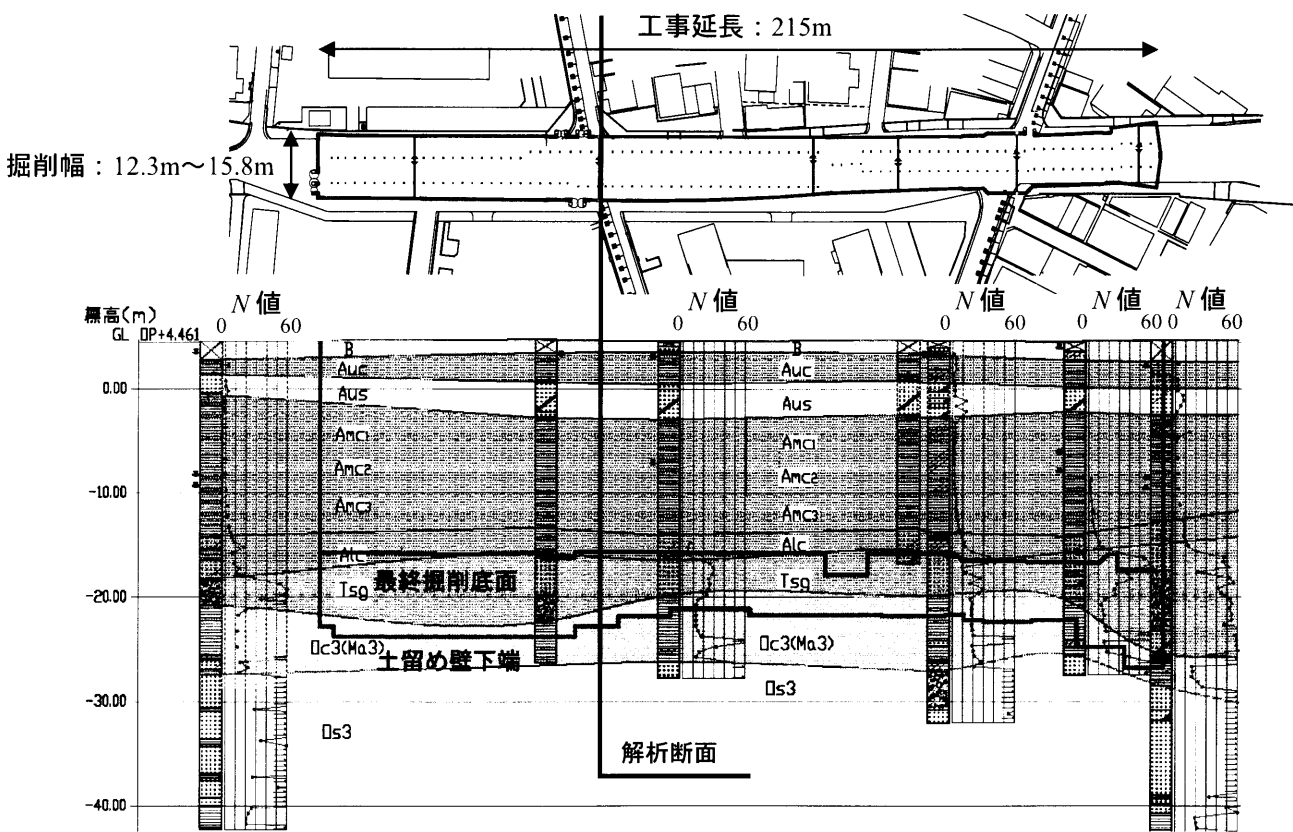


図 5.2.1 A 現場の平面図と土質縦断図および解析断面

5.2.2 施工条件

A 現場の解析断面における横断面図を図5.2.2に示す。

土留め背面地表面の沈下を抑制するなど、周辺の地盤環境に与える影響を極力抑えることを目的に、本現場では、難透水層であるOc3層(GL-26.3m)まで根入れする遮水工法を採用した。実工事期間における背面地盤の地下水位の変動は±50cm程度で小さかったことから、FEM解析時の土留め背面地下水位については、計測値を参考にして一定値と仮定した。掘削幅は16.2m、最終掘削深度はGL-21.5mであり、土留め壁には壁長26.3m(根入れ長4.8m)のソイルセメント壁を採用し、7段の切梁を架設する順巻き工法である。支保工緒元一覧を表5.2.1に示す。

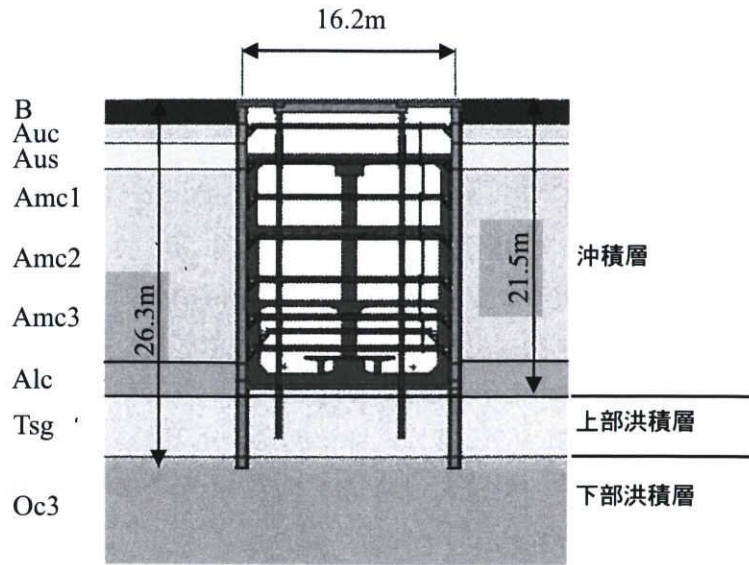


図5.2.2 A現場一般部の横断面図

表5.2.1 A現場の支保工緒元一覧表

<土留め壁>

種類：ソイルセメント壁

寸法(規格) (mm)	芯材諸元			掘削幅 B(m)
	間隔 S(m)	長さ H(m)	断面積 A(m ²)	
H-588×300×12×20	0.6	27.5	399000	16.248

<掘削・切梁支保工>

掘削条件		切梁諸元					
	掘削深度 Z (GL-m)		設置深度 z (GL-m)	寸法(規格) (mm)	スパン長 L (m)	間隔 S (m)	断面積 A (m ²)
覆工掘削	1.506	覆工桁	0.506	H-588×300×12×20	16.25	2.0	0.01872
1次掘削	4.496	1段目切梁	3.496	H-300×300×10×15	14.76	2.5	0.01184
2次掘削	6.996	2段目切梁	5.996	H-300×300×10×15	14.86	2.5	0.01184
3次掘削	8.696	3段目切梁	7.696	H-300×300×10×15	14.66	2.5	0.01184
4次掘削	11.196	4段目切梁	10.196	H-300×300×10×15	14.76	2.5	0.01184
5次掘削	13.840	5段目切梁	12.840	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
6次掘削	15.950	6段目切梁	15.450	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
7次掘削	18.550	7段目切梁	18.050	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
最終掘削	21.550	—	—	—	—	—	—

<構築・切梁撤去工>

構築条件		床版諸元					
	掘削深度 Z (GL-m)		設置深度 z (GL-m)	厚さ, 弾性係数 D (m), E (N/mm ²)	スパン長 L (m)	間隔 S (m)	断面積 A (m ²)
底床版打設	21.550	底床版 (RC)	20.900	0.9, 2.5×10 ⁴	15.17	1.0	0.90
7段目切梁撤去	21.550	—	(18.050)	—	—	—	—
盛替梁設置	21.550	内盛替 (鋼製)	16.450	H-350×350×12×19	12.49	2.5	0.01549
6段目切梁撤去	21.550	—	(15.450)	—	—	—	—
中床版打設	21.550	中床版 (RC)	14.776	0.4, 2.5×10 ⁴	15.17	1.0	0.40
盛替梁撤去	21.550	—	(16.450)	—	—	—	—
5&4段目切梁撤去	21.550	—	(12.840, 10.196)	—	—	—	—
上床版打設	21.550	上床版 (RC)	9.216	0.7, 2.5×10 ⁴	15.17	1.0	0.70
3&2段目切梁撤去	21.550	—	(7.696, 5.996)	—	—	—	—
1段目切梁撤去	21.550	—	(3.496)	—	—	—	—

- *1) 土留め壁 H-588×300×12×20 : $E=2.1 \times 10^5$ (N/mm²), $I=1.14 \times 10^{-3}$ (m⁴), $A=1.872 \times 10^{-2}$ (m²)
 $\rightarrow EI = 2.1 \times 10^5$ (N/mm²) $\times 1.14 \times 10^{-3}$ (m⁴) $\div 0.6$ (m) = 399000 (kN·m²/m)
 $EA = 2.1 \times 10^5$ (N/mm²) $\times 1.872 \times 10^{-2}$ (m²) $\div 0.6$ (m) = 6552000 (kN/m)
- *2) H鋼の断面積は、すべて新JISに準拠した。
- *3) 覆工桁の切梁ばね係数は、大阪市交通局の土留め設計思想⁶⁾に準じて、切梁のゆるみを表す係数 $\alpha=10\%$ とした(第3章参照)。
- *4) プレロード荷重は、1~5段目切梁で50tf/本、6~7段目切梁で100tf/本作用させているが、前者はなじみ程度、後者は7次掘削以降の土留め壁変位を抑制する程度の効果が発揮されていると仮定して、解析上、20tf/m(=50tf/本/2.5mピッチ)を導入した。

5.3 解析条件

5.3.1 FEM解析条件

(1) 境界条件

FEM解析における地盤構成および掘削シミュレーションの概要を図5.3.1に、有限要素メッシュを図5.3.2に示す。解析対象となる開削部は、縦断方向に延長215mと長く、類似した横断面形状を有していることから、図5.3.1に示すように2次元の半断面についてモデル化した。なお、Amc層は層厚が厚く、本現場を代表する軟弱な粘性土地盤であるが、深度により粒度組成が異なる。したがって、ここでは、土質試験結果に基づいて3層に分割してモデル化し、解析をおこなった。

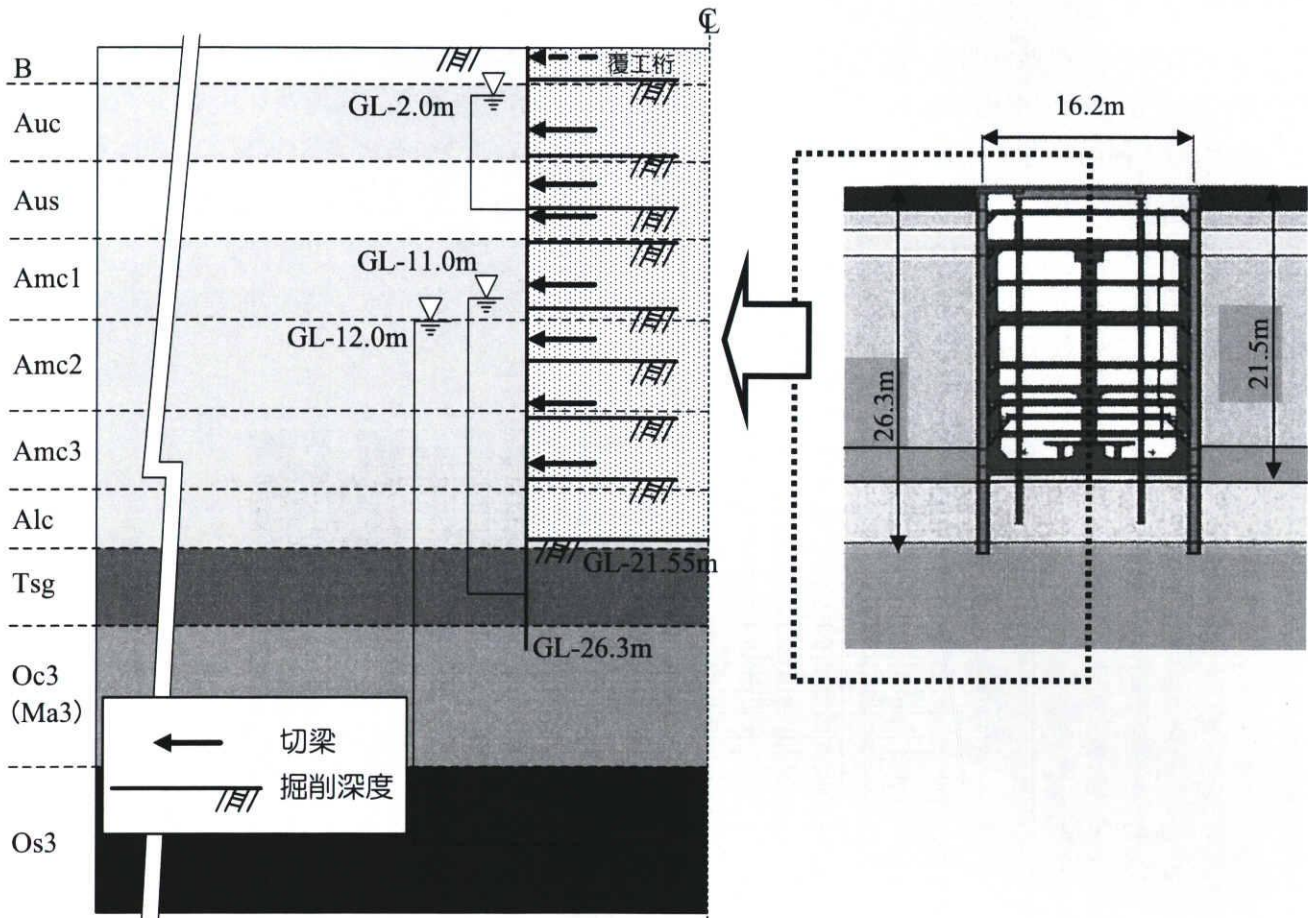


図5.3.1 地盤構成および掘削シミュレーションの概要

側方境界については、側方領域を変更させてFEM解析を実施した結果、土留め掘削による影響が無視できる領域として掘削幅の4.5倍長を背面側に設定した。また、下方境界についても側方境界と同様に、深度を変えたFEM解析の結果から、土留め掘削による影響が無視できる領域としてGL-45mを設定した。

水理境界については、下方境界と側方境界および土留め壁を非排水境界に、地下水位が位置するGL-2mに排水境界(自由水面)を設定した。土留め壁はソイルセメント壁であるが、本検討現場では欠損部における漏水対応が良好であり、開削工事を通じて背面地下水位の変動が小さかったことから、非排水境界を仮定した。遮水工法の採用に伴い、施工中の地下水位変動がないと仮定したことから、背面側地盤の各帯水層地下水位は、現位置での地下水位計測結果を参考にして、図5.3.1に

示す深度に設定した。なお、図からもわかるように、第2帯水層と第3帯水層の地下水位は同程度であり、第1帯水層に比べると低い地下水位の状態にあったが、これは、50年前くらいの地下水位低下に伴う影響が残っており、回復傾向にあるものの、まだ第2帯水層や第3帯水層に比べて第1帯水層はまだ低い状況にあることを示している。この傾向は、A現場周辺地盤の地下水位にも同じように見られることから、A現場だけが特異な状態にあるわけではない。なお、各掘削底面の水理境界については、各掘削段階において地下水位を掘削底面まで順次低下させて排水境界(自由水面)を与えた。実工事では、各掘削底面から約1m下まで地下水位を釜場排水によって低下させ、ドライな環境を整えてから掘削をおこなっている。よって、掘削底面下約1m区間は、完全な排水状態にあるとは言えず、不飽和状態にあると思われるが、実地盤での飽和度については不明な点が多いため、ここでは、釜場排水による地下水低下については無視し、地盤内はすべて飽和度100%を仮定した。

土留め壁と周辺地盤間の相互作用については、ビーム要素で表現した壁体と地盤の滑りを考慮した場合(土留め壁の壁面摩擦角 $\delta=20^\circ$)と、剛結状態(土留め壁の壁面摩擦角 $\delta=90^\circ$)の場合の両方について検討した。前者については、Tsg層の平均 N 値(約25)から想定される内部摩擦角が約 30° ($\varphi=15+\sqrt{12N}$ ⁷⁾より想定)であることから、擁壁の設計によく用いられる内部摩擦角の2/3⁸⁾である 20° を概略的に用いた。

また切梁の境界条件については、各切梁架設段階において、切梁設置深度の節点に対して切梁剛性を考慮した弾性支承を与えた。

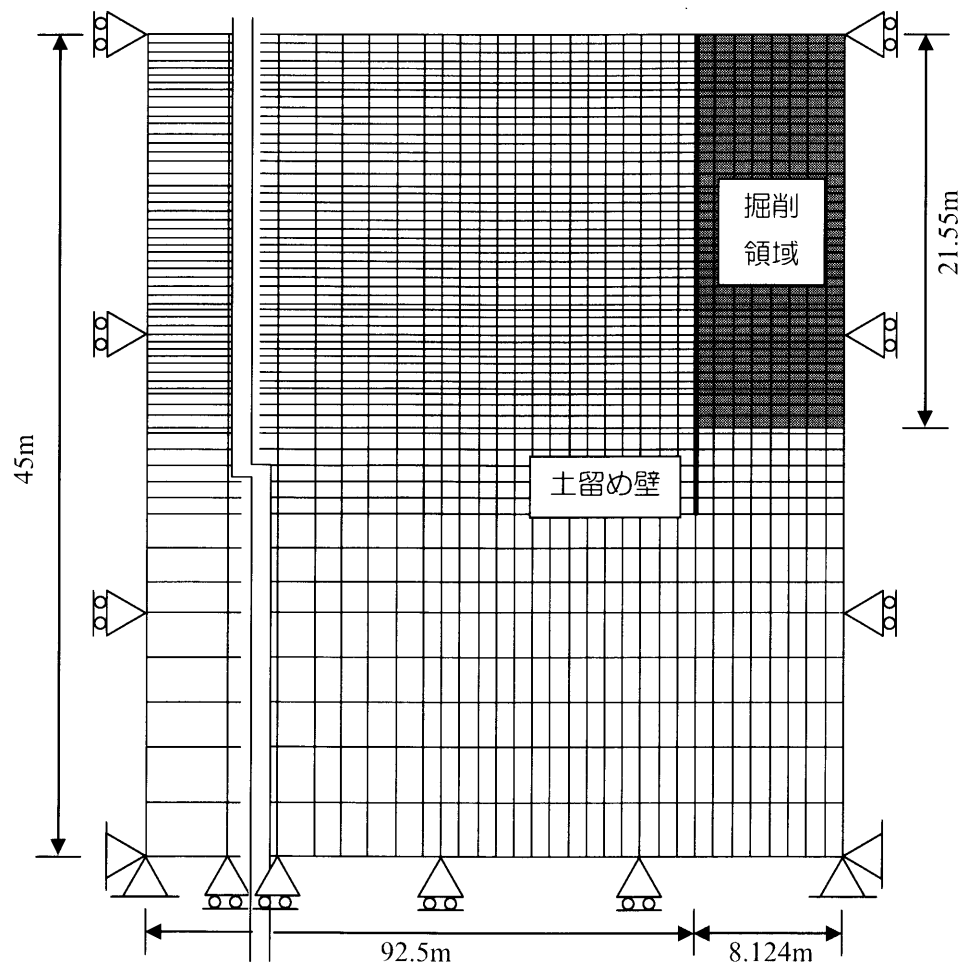


図5.3.2 有限要素メッシュ

(2) 施工過程

FEM解析で想定した施工過程を図5.3.3に示す。

実工事では、所定深度までの掘削終了後、所定切梁を架設するため、部材の搬入や腹おこしの架設などの工程があり、次段階施工までに掘削が停止する時期がある。今回の検討では、個々の施工過程を詳細に再現する代わりに、掘削が停止する時期も含めた各掘削工程の総時間に対して、平均的な掘削速度で掘削すると仮定して施工過程をモデル化した。また掘削自体は、掘削対象要素の土と水を一緒に同じ速度で徐々に除去することでシミュレートしている。

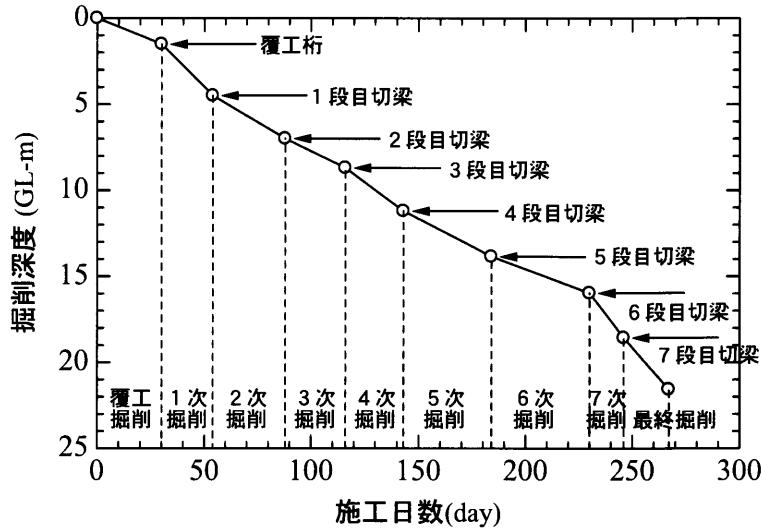


図5.3.3 施工過程

step1 : 自重計算

地盤の初期応力は、地盤下部から順次、自重圧密および一様な上載荷重の載荷、除荷過程をシミュレーションすることによって、所定の過圧密比になるよう設定した。

step2	: 覆工掘削 (GL-1.506m)	30 日間
step3	: 覆工桁設置 (GL-0.506m) 後, 1次掘削 (GL-4.496m)	24 日間
step4	: 1段目切梁設置 (GL-3.496m) 後, 2次掘削 (GL-6.996m)	34 日間
step5	: 2段目切梁設置 (GL-5.996m) 後, 3次掘削 (GL-8.696m)	28 日間
step6	: 3段目切梁設置 (GL-7.696m) 後, 4次掘削 (GL-11.196m)	27 日間
step7	: 4段目切梁設置 (GL-10.196m) 後, 5次掘削 (GL-13.840m)	41 日間
step8	: 5段目切梁設置 (GL-12.840m) 後, 6次掘削 (GL-16.450m)	46 日間
step9	: 6段目切梁設置 (GL-15.450m) 後, 7次掘削 (GL-19.050m)	16 日間
step10	: 7段目切梁設置 (GL-18.050m) 後, 8次(最終)掘削 (GL-21.550m)	21 日間
step11	: 底床版打設置 (GL-20.950m) 後, 7段目切梁撤去 (GL-18.050m)	122 日間
step12	: 内盛替梁設置 (GL-16.450m) 後, 6段目切梁撤去 (GL-15.450m)	48 日間
step13	: 中床版打設置 (GL-14.776m) 後, 内盛替梁撤去 (GL-16.450m) & 5段目切梁撤去 (GL-12.840m) & 4段目切梁撤去 (GL-10.196m)	82 日間
step14	: 上床版打設置 (GL-9.216m) 後, 3段目切梁撤去 (GL-7.696m) & 2段目切梁撤去 (GL-5.996m)	63 日間

(3) 解析モデル

今回のFEM解析では、弾塑性構成モデル (subloading t_{ij} model)³⁾ (第4章参照) を用いた2次元有限要素解析プログラムであるFEM tij-2Dを使用した。本モデルは、粘土も砂も統一された少ない土質パラメータ群で表現することができ、地盤内の密度や拘束応力の影響に依存することなく、唯一的に土質パラメータを設定できるという特徴を有している。解析条件は平面ひずみ条件であり、設定した水理境界のもと、赤井・田村法⁹⁾による土～水連成解析を実施している。

5.3.2 土質パラメータの設定

弾塑性FEM解析に用いた土質パラメータを表5.3.1に示す。なお、Amc層については、解析条件で述べたように土質試験結果に基づいて3層に分割し、それぞれについてパラメータを設定した。また、圧密試験や三軸圧縮試験に対する要素シミュレーションに関しては、軸対象モデルを想定したFEM tij-2Dを使用した。土質パラメータの意味やその決定方法の詳細については、第4章に記述しているが、概略は以下の通りであり、これらは地盤内の密度や拘束応力の影響に依存しない材料物性である。

- λ : 正規圧密状態から荷重および除荷過程での $e \sim \ln p'$ 関係の直線の傾き
- κ : 正規圧密状態から荷重および除荷過程での $e \sim \ln p'$ 関係の直線の傾き
- N : 正規圧密線を延長して設定する大気圧下 ($p' = 98 \text{ kPa}$, $q = 0 \text{ kPa}$) での間隙比
- R_{cs} : 三軸圧縮条件下の極限状態における主応力比
- β : 降伏曲面の形状を規定するパラメータ
- a : 密度と拘束圧に関するパラメータ

なお、今回の解析断面は、軟弱な沖積粘性土地盤が卓越していることから、特にこの沖積粘性土層に着目して、各層での三軸圧縮試験や圧密試験を要素シミュレーションした。一方、砂層についても唯一の情報である N 値から密度を想定し、可能な限り忠実にパラメータを設定した。よって、各土層の土質パラメータの精度のばらつきはあるものの、沖積粘性土地盤の挙動が支配的であることを考えると、パラメータ精度の違いによる解析結果への影響は小さいと考えられる。

各帯水層の透水係数については、圧密試験の結果や現場透水試験結果を参考にして、各土層に対して平均的な値を仮定した。

表5.3.1 弾塑性FEM解析(FEM tij-2D)に用いた土質パラメータ一覧表

土層名	下端深度 (GL-m)	平均 N 値 (回)	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	弾塑性FEM解析 (FEM tij-2D) 用土質パラメータ								透水係数 k (cm/s)
				λ	κ	N	R_{cs}	β	a_{AF}	a_{IC}		
沖積層	B	1.84	2	16.66	0.070	0.0045	1.10	3.20	2.00	30	500	1.67×10^{-5}
	Auc	4.94	4	16.66	0.16	0.02	1.23	2.10	1.30	500	500	1.67×10^{-7}
	Aus	8.34	2	16.66	0.07	0.01	0.68	3.50	1.50	200	100000	1.67×10^{-5}
	Amc1	12.00	0	15.68	0.16	0.02	1.23	2.25	1.57	40	500	1.67×10^{-7}
	Amc2	15.95	1	15.68	0.25	0.04	1.50	3.55	1.70	130	500	
	Amc3	19.44	4	16.66								
Aic	21.84	6	17.15	0.14	0.02	1.05	3.55	1.10	30	500		
洪積層	Tsg	25.39	26	17.64	0.035	0.0023	1.10	3.20	2.00	30	500	1.67×10^{-5}
	Oc3	31.64	14	17.64	0.10	0.02	1.85	4.00	1.70	3500	500	1.67×10^{-7}
	Os3	45.00	84	19.60	0.007	0.0005	1.10	3.20	2.00	30	500	1.67×10^{-5}

(1) B層

路床版である B 層は、地表面から約 10cm 程度のインターロッキングブロック、その下部に砂、碎石、ガラが混入した埋土で構成されており、層厚は約 2m である。

FEM 解析用のパラメータを設定する上で必要な物理的および力学的な地盤情報が全くないことと、不攪乱試料を採取して要素試験を実施できる状態にはないことと、地下水位よりも浅く締まった状態にあることを考慮して、ここでは密詰め豊浦標準砂に関する FEM 解析用パラメータ³⁾を仮定した。なお、初期間隙比 e_{in} については、文献 3) より最小間隙比を仮定した。

(2) Auc層

沖積粘性土層 Auc 層～Amc3 層の物理特性を表 5.3.2 に示す。Auc 層は、細粒分含有率が 97% 程度あり、一見すると Amc2 層 & Amc3 層に類似しているが、液性限界 w_L と自然含水比 w_n に関しては Amc 層と明らかに傾向が異なっており、特に含水比が低い特徴を有している。これは、Auc 層の強度が、 $q_u=66.2\sim 104.8$ kPa、N 値=4 であることから考えても明らかのように、下部の Amc 層に比べてやや硬質であると言える。

表 5.3.2 沖積粘性土層 Auc 層～Amc3 層の物理特性一覧表

No.1											
土層名	試料番号	採取深度		礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	w_L (%)	w_p (%)	w_n (%)	
Auc	T-1	2.50	- 3.28	0	3	50	47	50.2	27.0	35.3	
Amc1	P-6	5.65	- 5.95	1	59	23	17	36.0	25.1	-	
	P-8	6.65	- 6.95	0	10	56	34	69.8	31.8	-	
	T-2	7.00	- 7.90	0	30	45	25	63.5	30.3	44.8	
	T-3	8.50	- 9.40	0	33	47	20	65.6	35.5	52.7	
Amc2	T-4	10.00	- 10.89	0	2	44	54	64.5	29.1	63.5	
	T-5	11.50	- 12.40	0	2	49	49	67.7	30.6	59.7	
	T-6	13.00	- 13.90	0	2	47	51	65.5	29.8	55.8	
	T-7	14.50	- 15.31	0	1	44	55	72.1	32.4	54.9	
Amc3	T-8	16.00	- 16.60	0	1	50	49	64.8	30.5	50.7	
	T-9	17.00	- 17.48	0	1	42	57	60.1	28.8	44.5	
	P-17	18.15	- 18.48	0	3	44	53	71.5	32.1	-	

当初、Auc 層の圧縮特性を Amc2 層 & Amc3 と同じと仮定し、硬質状態に関して初期間隙比 e_{in} を調整することによって、一軸圧縮試験結果の応力～ひずみ関係にフィッティングさせようとしたが、初期立ち上がり部でのフィッティング状況が思わしくなかった。そこで、圧縮特性については、砂分が多い Amc1 層と類似していると仮定し、圧密過程の FEM 解析用のパラメータを表 5.3.1 のように決定した。一方、せん断過程の FEM 解析用のパラメータについては、Auc 層から採取した不攪乱試料を用いた一軸圧縮試験結果の応力～ひずみ関係にフィッティングさせることによってパラメータの調整をおこない、表 5.3.1 のように決定した。また、初期間隙比 e_{in} についても、Amc1 層との $e\sim \ln p$ 関係において有効土被り圧に基づいて想定した。設定パラメータによる一軸圧縮試験結果の要素シミュレーション結果を図 5.3.4 に示す。

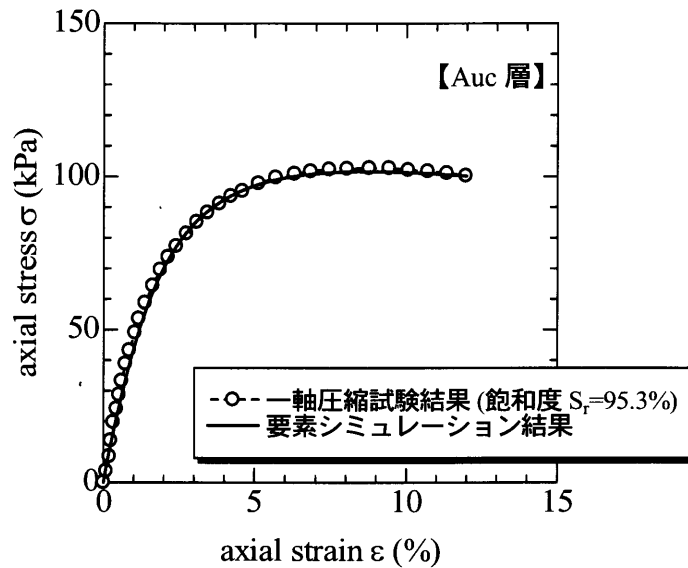


図 5.3.4 Auc 層の要素シミュレーション結果 (一軸圧縮試験結果)

(3) Aus層

Aus 層については、表 5.3.3 に示す物理特性に関する情報はあるものの、力学試験は実施されておらず、さらに実地盤の密度に関する情報としては標準貫入試験結果しかなく、現場密度試験などの直接的な情報はない状態にある。なお、標準貫入試験の結果は N 値=2~5 であり、砂地盤としては緩い状態にある。これは、細粒分を 20~25%含んでいることが原因として考えられる。

表 5.3.3 Aus 層の物理特性一覧表

ボーリング番号		No.1		No.2			
資料番号		P-2	P-3	P-2	P-4	P-5	P-8
採取深度 (GL-m)		3.65-4.00	4.15-4.50	3.65-4.00	4.65-5.00	5.15-5.45	6.65-7.10
土粒子の密度		2.640	2.644	2.634	2.626	2.647	2.632
粒度	礫分 (2~75mm) (%)	3.3	18.0	12.9	10.4	42.8	4.8
	砂分 (75 μ m~2mm) (%)	72.7	57.0	62.2	70.6	43.2	67.3
	シルト分 (5~75 μ m) (%)	17.5	15.2	11.2	12.4	9.9	15.1
	粘土分 (5 μ m未満) (%)	6.5	9.8	13.7	6.6	4.1	12.8
D_{10}							
D_{60}							
均等係数 U_c		55.51	149.25	425.81	15.13	57.51	268.94
曲率係数 U_c'		4.44	6.63	28.53	2.22	1.50	13.83
最大粒径 (mm)		4.75	19.00	19.00	9.50	9.50	9.50
最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)		1.225		1.301			
最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.514		1.576			
最小間隙比 e_{min}		0.816		0.769			
最大間隙比 e_{max}		0.661		0.635			
分類	分類名	砂質土	礫混じり砂質土	礫混じり砂質土	礫混じり砂質土	礫混じり細粒分混じり砂	砂質土
	分類記号	(SF)	(SFg)	(SFg)	(SFg)	(S-Fg)	(SF)

例えば Terzaghi and Peck (テルツァギ・ペック) の「N 値と砂の相対密度の関係」¹⁰⁾ から考えると、Aus 層は相対密度としては非常に緩い～緩い区分 ($D_r=20\%$ 前後) に含まれる。N 値・有効上載圧と砂の相対密度の関係図¹¹⁾に加筆を 図 5.3.5 に示すが、各種提案式から相対密度を推定し、攪乱試料を用いて実施した最大・最小密度試験結果を利用して、初期間隙比 e_{in} を想定した。

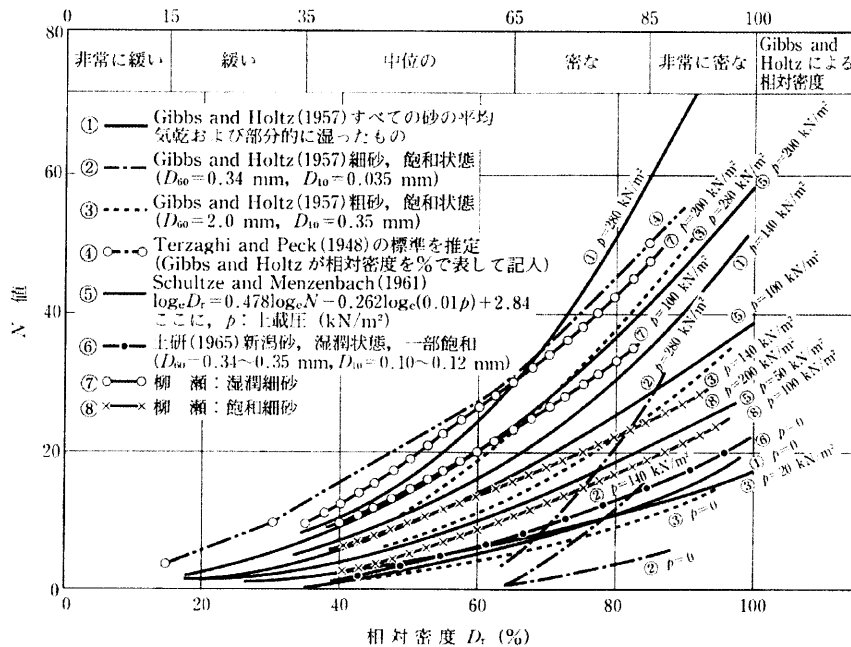


図 5.3.5 N 値・有効上載圧と砂の相対密度の関係図⁸⁾に加筆

Aus 層中央部深度における有効上載圧は、(5.1) 式で表される。

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= 1.7 \times 1.84 + 1.7 \times (2 - 1.84) + 0.7 \times (4.94 - 2) + 0.7 \times ((8.34 - 4.94) / 2) \\ &= 6.648 \text{ (tf/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (5.1)$$

Meyerhof¹²⁾ (メイヤー・ホフ) による提案式から相対密度を求めると (5.2) 式のようなになる。

$$D_r = 208 \times \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 69}} = 208 \times \sqrt{\frac{(2 \sim 5)}{6.648 \times 9.8 + 69}} = 25.4 \sim 40.2(\%) \quad (5.2)$$

また、Schultze and Menzenbach¹³⁾ (シュルツ・メンゼンバッハ) による提案式から相対密度を求めると (5.3) 式のようなになる。

$$\begin{aligned} \log_e D_r &= 0.478 \times \log_e N - 0.262 \times \log_e (0.01 \times \sigma_v') + 2.84 \\ &= 0.478 \times \log_e (2 \sim 5) - 0.262 \times \log_e (0.01 \times 6.648 \times 9.8) + 2.84 \\ &\rightarrow D_r = 26.7 \sim 41.3 (\%) \end{aligned} \quad (5.3)$$

以上の提案式による計算結果から、Aus 層の相対密度は、25～40%程度であると仮定した。そこで、 $D_r=25 \sim 40\%$ 、 $e_{min}=0.8$ 、 $e_{max}=0.65$ を仮定し、(5.4) 式から初期間隙比 e_{in} を想定したところ、 $e_{in}=0.69 \sim 0.71$ となったことから、ここでは $e_{in}=0.7$ を用いることにした。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_{in}}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%) \quad (5.4)$$

Aus 層から攪乱試料を採取して、 $e_{in}=0.7$ を目標にして突き固めて供試体を再構成し、三軸圧縮試験 (CD 条件) を実施して FEM 解析用のパラメータを決定した。供試体の作製方法には負圧法を採用し、可能な限り緩詰め状態を再現したが、結果的には相対密度 $D_r=0.762\sim 0.846$ になり、目標よりも密詰め状態の供試体になった。

現地盤における土被り荷重は、 $\sigma_v=16.66\times 5=83.3$ (kN/m²) 程度であることを念頭において、以下に示す応力経路を経て、側圧一定三軸圧縮試験を実施し、表 5.3.1 に示すパラメータを決定した。

- ① 20kN/m² → 200kN/m² まで等方載荷
- ② 200kN/m² → 20kN/m² まで等方除荷
- ③ 再度 200kN/m² まで等方圧密してから、側圧一定三軸圧縮試験

設定パラメータによる要素シミュレーション結果を図 5.3.6 に示す。

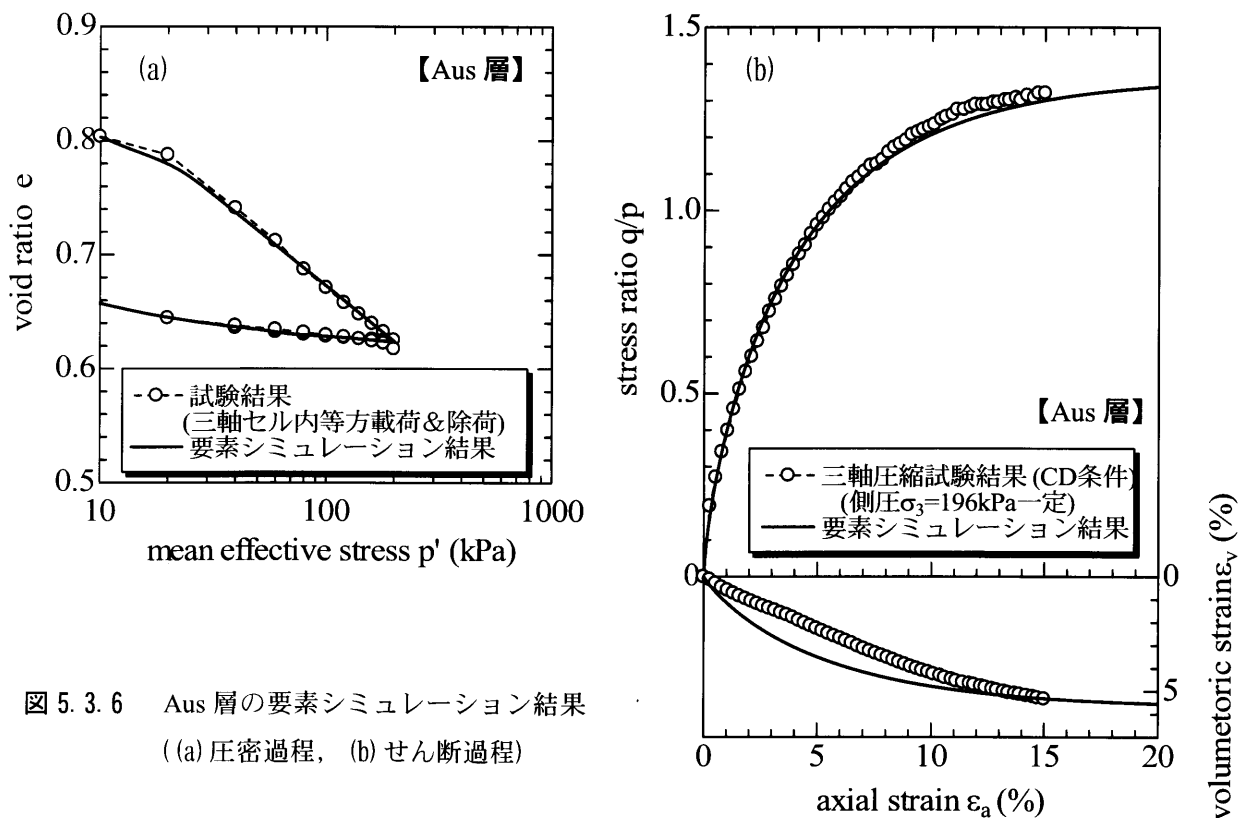


図 5.3.6 Aus 層の要素シミュレーション結果
(a) 圧密過程, (b) せん断過程

(4) Amc1層

Amc1 層は、A 現場を代表する分厚い軟弱な沖積粘性土層の最上部層であり、 N 値 ≈ 0 (自沈粘土) が大半を占める状態にある。

3 次掘削終了時において、検討断面に近い GL-11m 付近の掘削底面から Amc1 層のブロックサンプリング (約 15cm 角) を実施して不攪乱試料を採取した。三軸圧縮試験用に成形した供試体を図 5.3.7 に示すが、Amc1 層は均一な粘土層ではなく、部分的に砂層が挟在しており、供試体の切り出しや整形が難しい状態にあった。

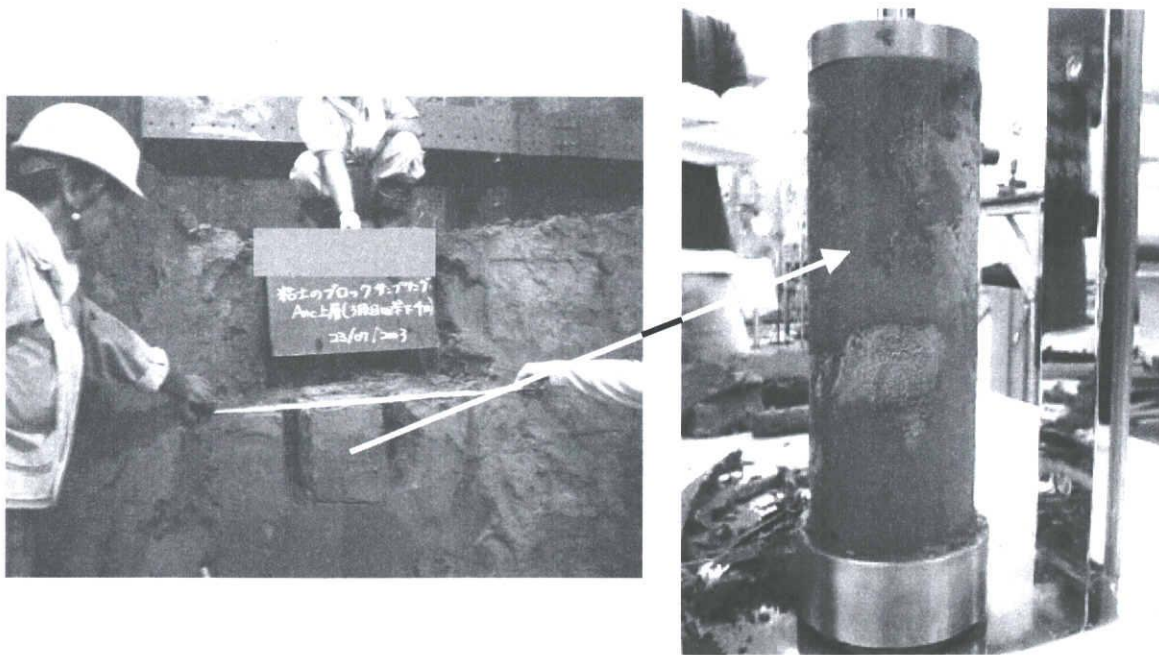


図 5.3.7 三軸圧縮試験用の供試体 (Amc1 層)

表 5.3.2 からわかるように、Amc1 層には細粒分含有率が 63%程度、砂分の含有率が 37%程度あり、明らかに Amc2&Amc3 層と性状が異なっている。よって各深度の粒度分布の変化に注目して Amc1 層と Amc2 層の層境深度を想定した

圧密過程の FEM 解析用のパラメータについては、三軸圧縮試験 (CU 条件) 結果の圧密過程を要素シミュレートすることによって表 5.3.1 のように決定した。設定パラメータによる要素シミュレーション結果を図 5.3.8 に示す。初期間隙比 e_m については、 $e \sim \ln p$ 関係において有効土被り圧に基づいて想定した。

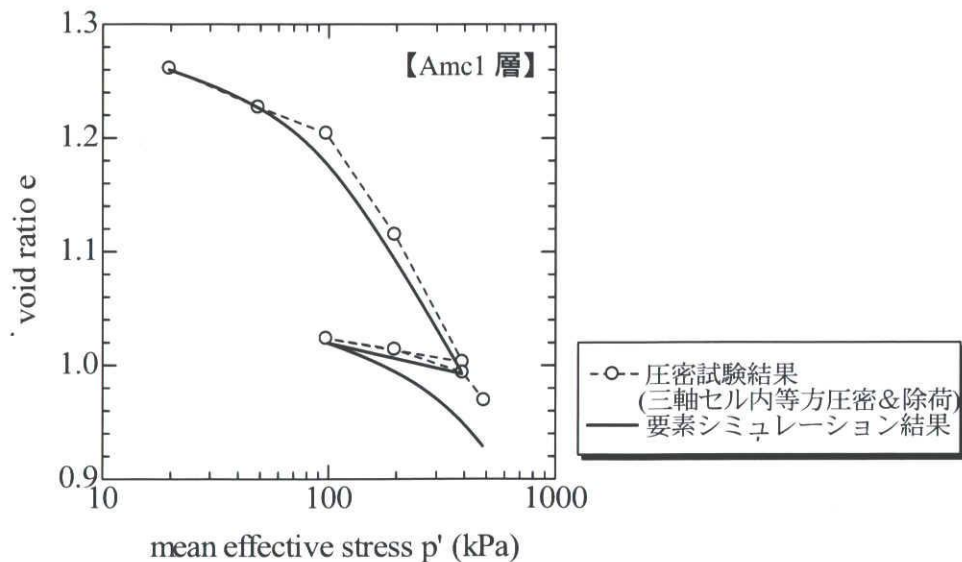


図 5.3.8 Amc1 層の要素シミュレーション結果 (圧密過程)

一方、せん断過程の FEM 解析用のパラメータについては、事前の地盤調査において実施された三軸圧縮試験 (UU 条件) から得られた応力～ひずみ関係に基づいて、表 5.3.1 のように決定した。

ところで、UU 条件下の三軸圧縮試験では、砂分の含有率が高いこともあってサンプリング時にある程度排水されていることが予想される。よって実験結果をシミュレーションする際には、サンプリングのプロセスおよび現場の応力状態を再現してから、実験時の飽和度 S_r から空気含有率を計算し、空気の圧縮を評価(ボイルの法則)して、空気を含んだ水の圧縮性を考慮した。なお、 $\sigma_3=19.6$ kPa の場合の試験結果については、実地盤における拘束状態に対して試験時の拘束圧が小さいこと、供試体の破壊状況が他と傾向が異なることから判断して、シミュレーションの対象から除外した。また、 $\sigma_3=294$ kPa の場合の試験結果については、砂分が混入されていないこと、他に比べて飽和土が高いことから判断して、この結果もシミュレーションの対象から除外した。よってここでは、 $\sigma_3=98$ kPa の場合 ($S_{r0}=94.6\%$, $e_0=1.356$) と $\sigma_3=196$ kPa の場合 ($S_{r0}=96.7\%$, $e_0=1.378$) をシミュレーションの対象として選択し、試験結果にフィッティングすることにした。なお、ここに示す初期間隙比 e_{in} について、CU 試験の圧密過程より、現地盤の上載荷重に対する初期間隙比 $e_0=1.25$ よりも大きくなっているが、これはサンプリング時膨張が原因の一つとして考えられる。設定パラメータによる要素シミュレーション結果を図 5.3.9 に示す。

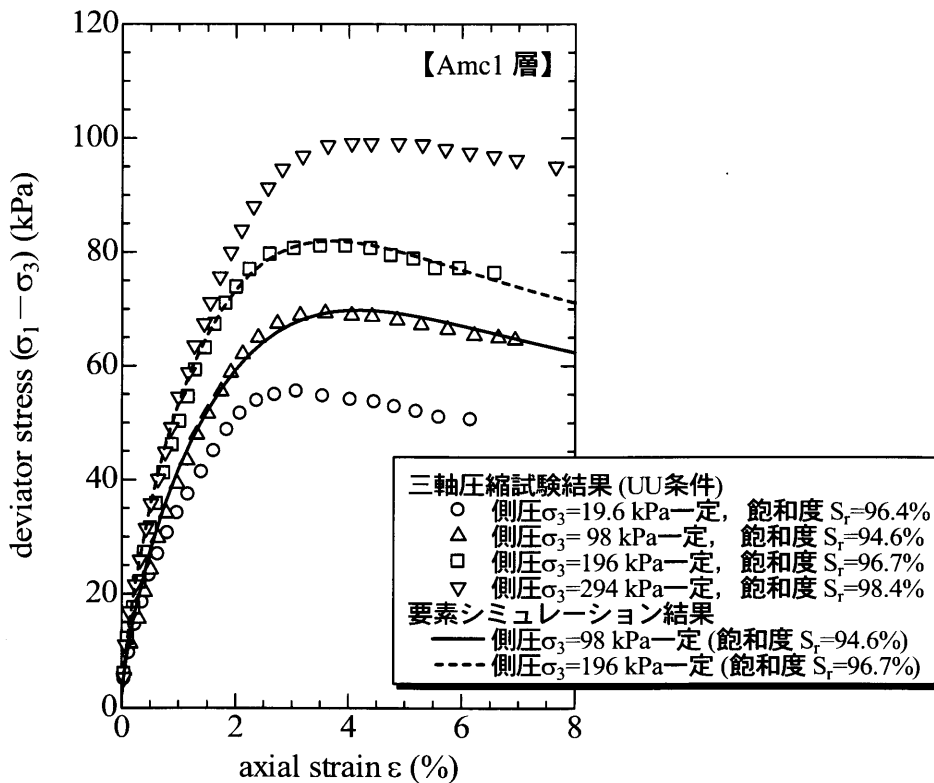


図 5.3.9 Amc1 層の要素シミュレーション結果(せん断過程)

なお、三軸圧縮試験(CU 条件)の圧密過程(等方圧密&除荷&再圧密)の後、側圧一定のせん断試験も実施したが、主応力比=2 ぐらいまでは非排水条件を保持していたものの、それ以降の実験については一部排水傾向が認められた。非排水条件下までの試験結果に対する今回のパラメータでのフィッティング状況を図 5.3.10 に示す。

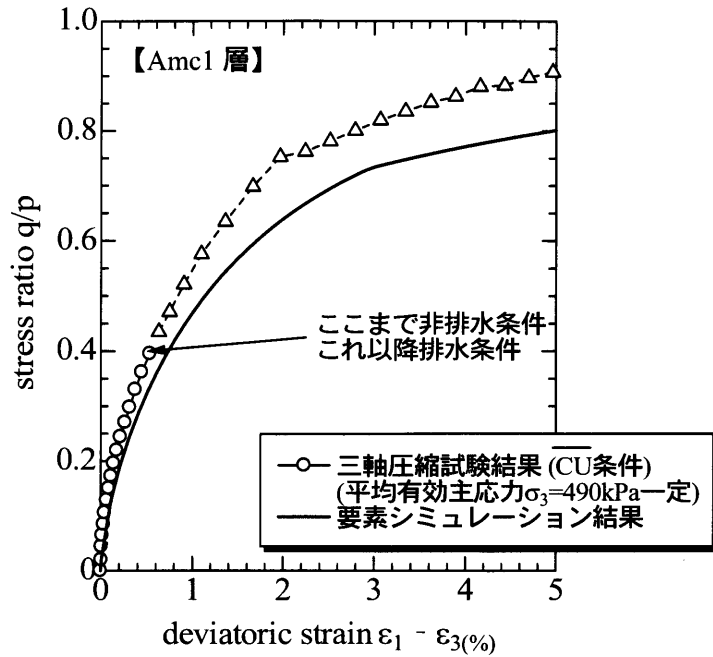


図 5.3.10 Amc1 層の三軸圧縮試験 (CU 条件) における $q \sim \varepsilon_d$ 関係に対するフィッティング状況

(5) Amc2層～Amc3層

Amc2 層および Amc3 層は、A 現場を代表する分厚い軟弱な沖積粘性土層の中央部～下部にあたる層であり、 N 値 $\approx 0 \sim 2$ が大半を占める状態にある。

6 次掘削終了時において、検討断面から約 80m 南側の地点で GL-17m 付近の掘削底面から Amc3 層のブロックサンプリング (約 15cm 角) を実施して不攪乱試料を採取した。ブロックから供試体を切り出した状況を図 5.3.11 に示すが、ブロックには薄い砂層がシーム状に介在していることから、その砂層を境にして割れやすい状態にあった。Amc1 層に比べると砂分が少ないことから、可能な限り粘土分が卓越した代表的な箇所を選択して図 5.3.11 に示す 3 箇所の白破線丸部分から切り出したが、三軸圧縮試験用の供試体については、極力砂層を含んでいない粘土部分を多く含んだ B1 を用いた。なお、供試体寸法が不足したため、要素試験ではペDESTAL を高くし、通常よりもワンランク小さな供試体を採用するように工夫した。三軸圧縮試験用に成形した供試体およびを試験機にセッティングした状況を図 5.3.12 に示す。

三軸圧縮試験時の载荷速度に関しては、事前に実施した土の段階载荷による圧密試験結果より、藤の森粘土に比べて剛性が約 3 倍小さい (軟らかい) ことと、透水係数のオーダーがほぼ等しいことから判断して、藤の森粘土の実験で採用した载荷速度 (等方圧密時) の 3 倍速く設定した。よって、各等方圧密 & 除荷過程における载荷予定時間は、49～392kPa まで 7 日間、392～98 kPa まで 3 日間、98～588kPa まで 10 日間と設定した。

ブロックサンプリングから切り出した供試体の物理特性と、既設ボーリングデータから得られた情報を比較したものを表 5.3.4 に示す。粘土分が卓越した部分から供試体を取り出したことから、Amc3 層については、Amc1 層とは異なり、高い液性限界を有する粘土層であった。

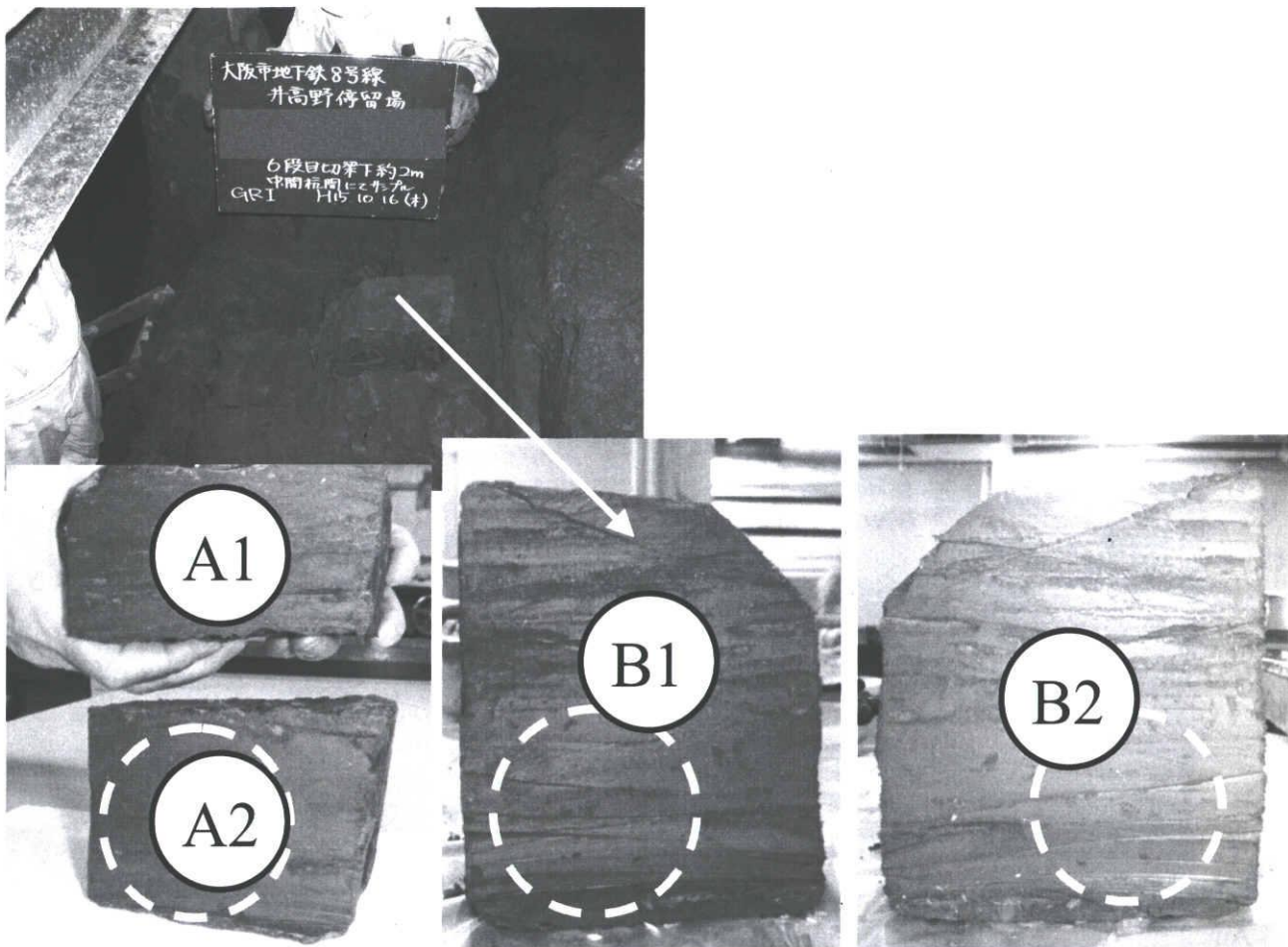


図 5.3.11 ブロックサンプルから供試体の切り出し状況

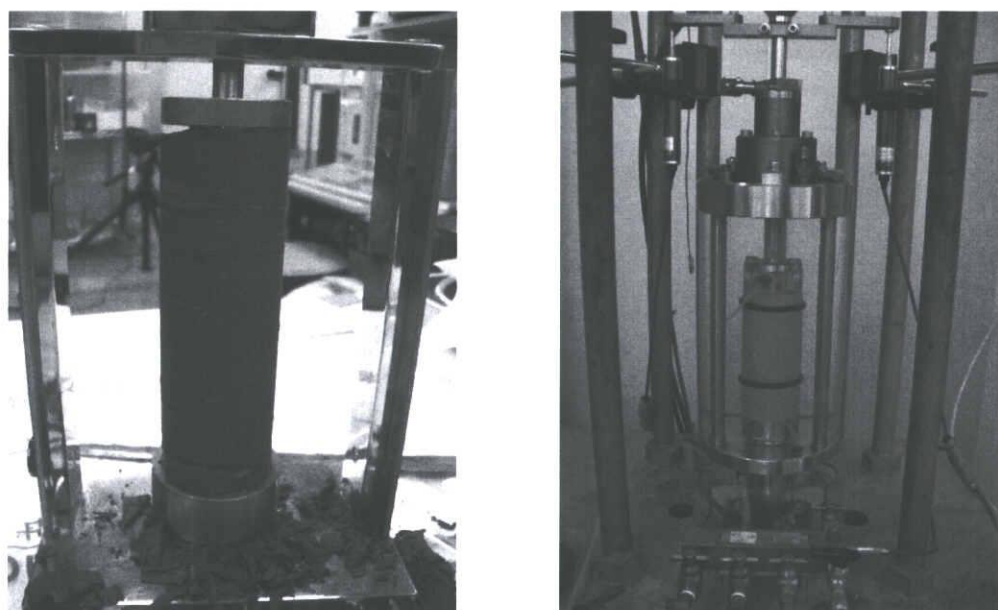


図 5.3.12 三軸圧縮試験用の供試体の成形状態および三軸圧縮試験装置のセッティング状況 (Amc3 層)

B1供試体を用いて三軸圧縮試験 (\overline{CU} 条件, 等方圧縮および等方除荷過程を含む) を実施し, 圧密過程およびせん断過程の結果, それぞれから表5.3.1に示すパラメータを決定した. なお, Amc2層の粒度組成については, 細粒分含有率が95%以上あり, 純粋な粘土層の一部に砂層がシーム状に挟在している状態にあるなど, Amc3層と類似して性状であったことから, Amc3層と同一パラメータをAmc2層にも適用し, 初期間隙比 e_{in} での差異で密度分布を表現することにした.

表 5.3.4 Amc3 層の物理・強度特性一覧表

ボーリング番号		No.1		No.2		ブロックサンプリングから切り出した供試体	
土層名		Amc3		Amc3			
資料番号		T-9	P-17	T-6	T-7		
採取深度 (GL-m)		17.00-17.48	18.15-18.48	14.50-15.35	16.00-16.85	GL-17m付近	
一般	湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	1.707		1.727	1.730		
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.182		1.178	1.192		
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.634	2.651	2.635	2.627	2.638	
	自然含水比 w_n (%)	44.5		46.6	45.2	51.2	
	間隙比 e	1.231		1.161	1.205	1.316	
	飽和度 S_r (%)	95.2		102.3	98.5	102.5	
粒度	礫分 (2~75mm) (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	砂分 (75 μ m~2mm) (%)	0.8	3.4	0.8	2.2	2.4	
	シルト分 (5~75 μ m) (%)	42.3	43.4	53.2	54.0	44.6	
	粘土分 (5 μ m未満) (%)	56.9	53.2	46.0	43.8	53.0	
	最大粒径 (mm)	0.43	0.85	0.43	0.43	0.43	
	コンシステンシー特性	液性限界 w_L (%)	60.1	71.5	62.4	67.6	63.0
塑性限界 w_p (%)		28.8	32.1	27.8	27.5	27.5	
塑性指数 I_p		31.3	39.4	34.6	40.1	35.5	
相対含水比 W_R		0.67	0.43	0.44	0.37	0.67	
分類	分類名	粘土	粘土	粘土	粘土	粘土 (高液性限界)	
	分類記号	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	
一軸圧縮	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	169	179	137	124	129	135
	破壊ひずみ ϵ_f (%)	3.15	3.82	4.50	10.16	7.01	7.73
	E_{50} (kN/m ²)	15920	21787	4643	2377	3232	2992
	鋭敏比 S_t	9.4	9.9	7.9	7.2	5.3	5.6
三軸圧縮	試験条件				UU	UU	
	全応力	c (kN/m ²)			59~68	87~99	
		ϕ (°)			0.0	0.0	
圧密	圧縮指数 C_c						
	圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)						

設定パラメータによる圧密過程のシミュレーション結果を図 5.3.13 に示す。なお、標準圧密試験については、 $K_0=0.5$ を仮定し、 $e \sim \ln p'$ 関係に変換した。また、初期間隙比 e_m については、 $e \sim \ln p$ 関係において有効土被り圧に基づいて想定した。

一方、設定パラメータによるせん断過程の要素シミュレーション結果を図 5.3.14 と図 5.3.15 に示す。なお、事前の地盤調査において実施された Amc2 層の三軸圧縮試験 (UU 条件) では飽和度が 98% 程度と高いものの、拘束圧 19.6kPa では実地盤に比べて拘束圧が低く、サンプリング時に排水してしまって他と異なる挙動を示す傾向にあることから、拘束圧 19.6kPa 以外のおおよそ重なっているデータについてシミュレートする。また、実験結果をシミュレーションする際には、サンプリングのプロセスおよび現場の応力状態を再現してから、実験時の飽和度 S_r から空気含有率を計算し、空気の圧縮を評価 (ボイルの法則) して、空気を含んだ水の圧縮性を考慮した。

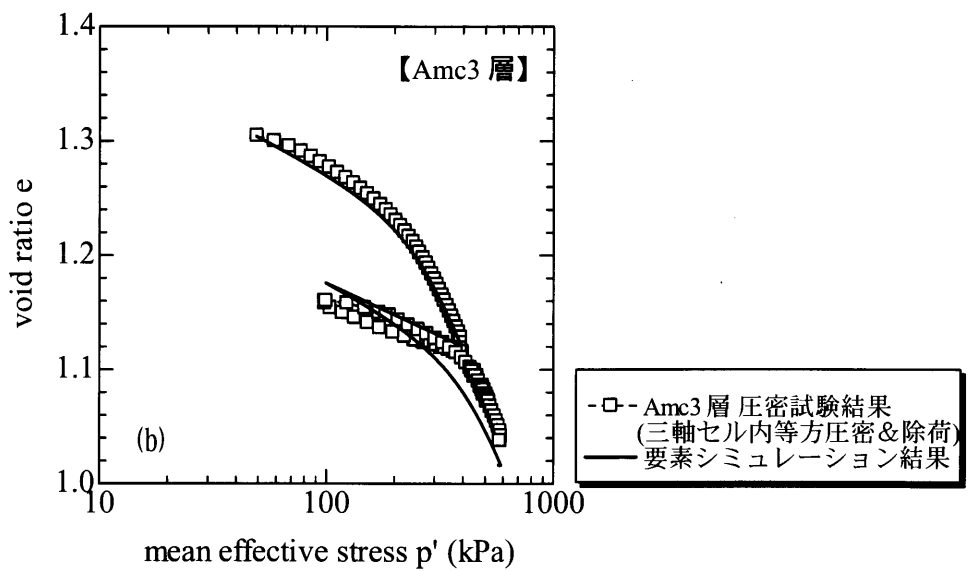
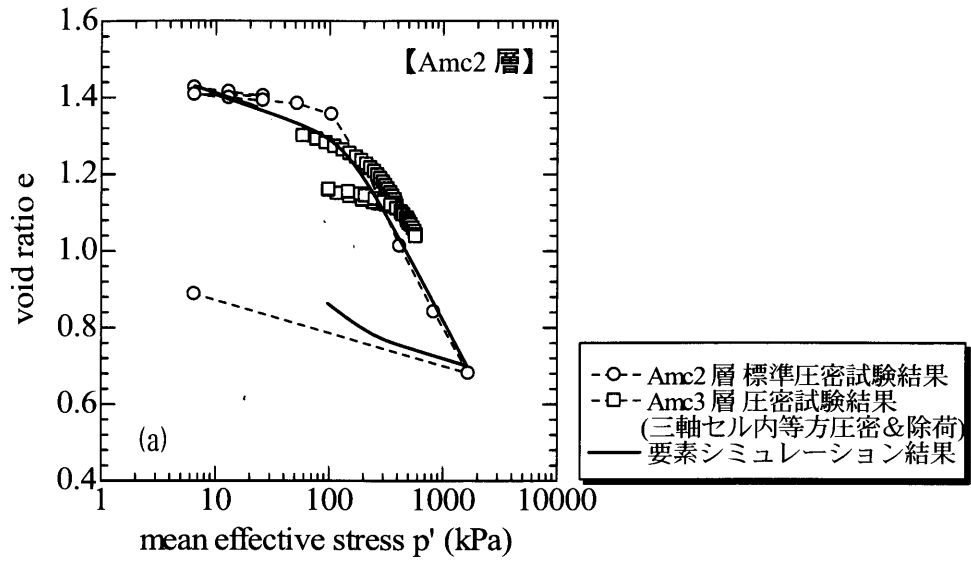


図 5.3.13 要素シミュレーション結果 (圧密過程) ((a) : Amc2 層, (b) : Amc3 層)

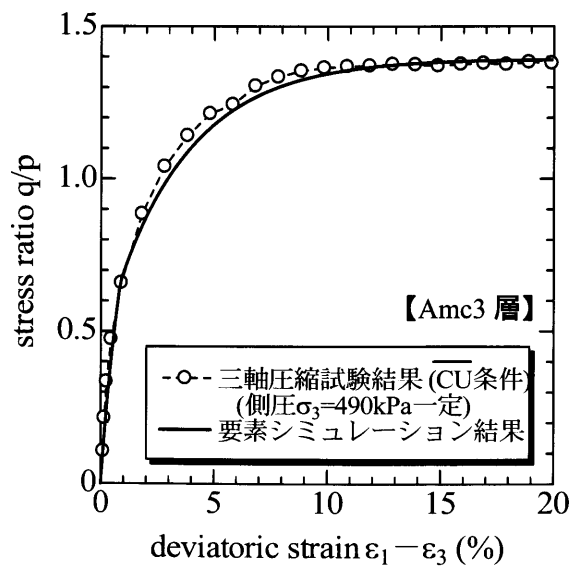


図 5.3.14 Amc3 層の要素シミュレーション結果 (せん断過程)

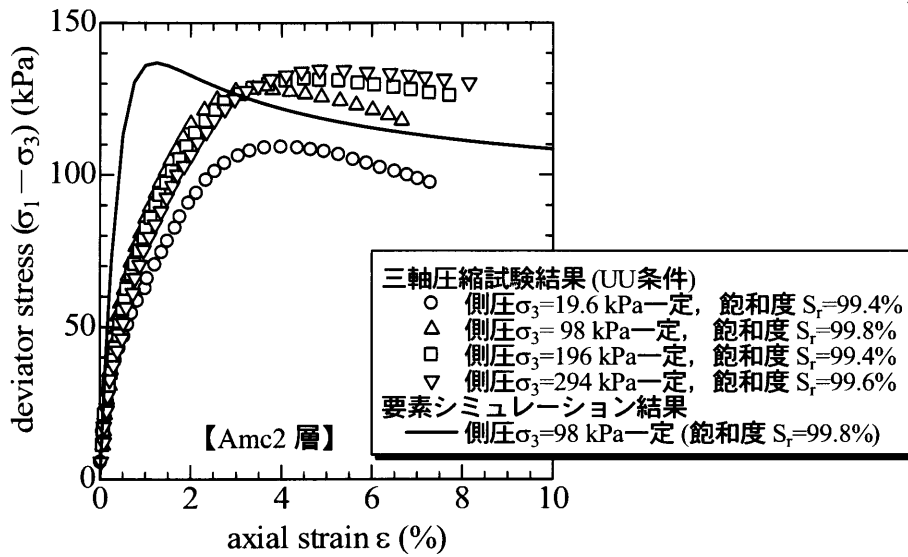


図 5. 3. 15 Amc2 層の要素シミュレーション結果 (せん断過程)

(6) Alc 層

Alc 層は、A 現場を代表する分厚い軟弱な沖積粘性土層の最下部層であり、沖積層と洪積層の境界付近に位置する粘土層と砂層の互層である。物理試験の結果、粘土分が優勢であったことから、以下、粘土層としての情報に基づいてパラメータ設定をおこなった。

設定パラメータによる圧密過程の要素シミュレーション結果を図 5. 3. 16 に示す。なお、標準圧密試験については、 $K_0=0.5$ を仮定し、 $e \sim \ln p'$ 関係に変換した。また、初期間隙比 e_{in} については、 $e \sim \ln p'$ 関係において有効土被り圧に基づいて想定した。一方、設定パラメータによるせん断過程のシミュレーション結果を図 5. 3. 17 に示す。

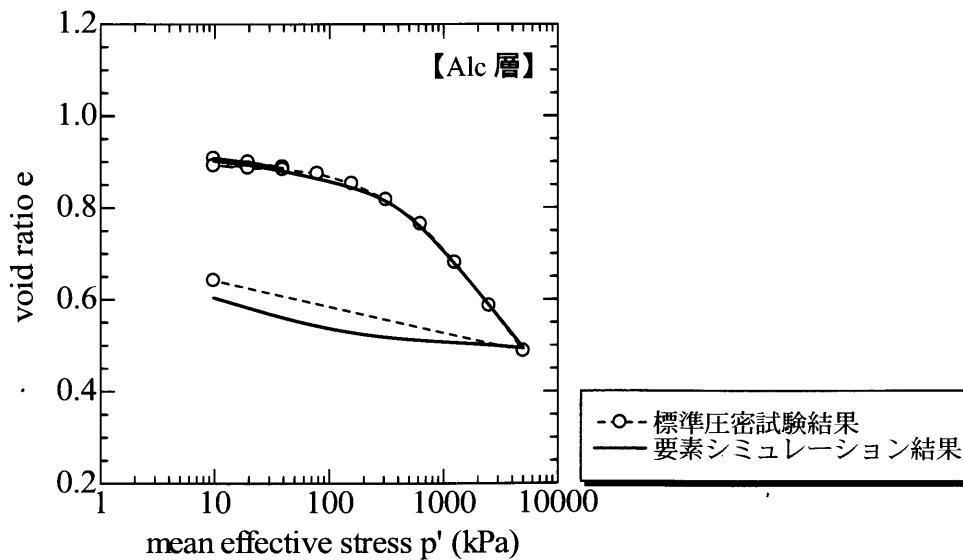


図 5. 3. 16 Alc 層の要素シミュレーション結果 (圧密過程)

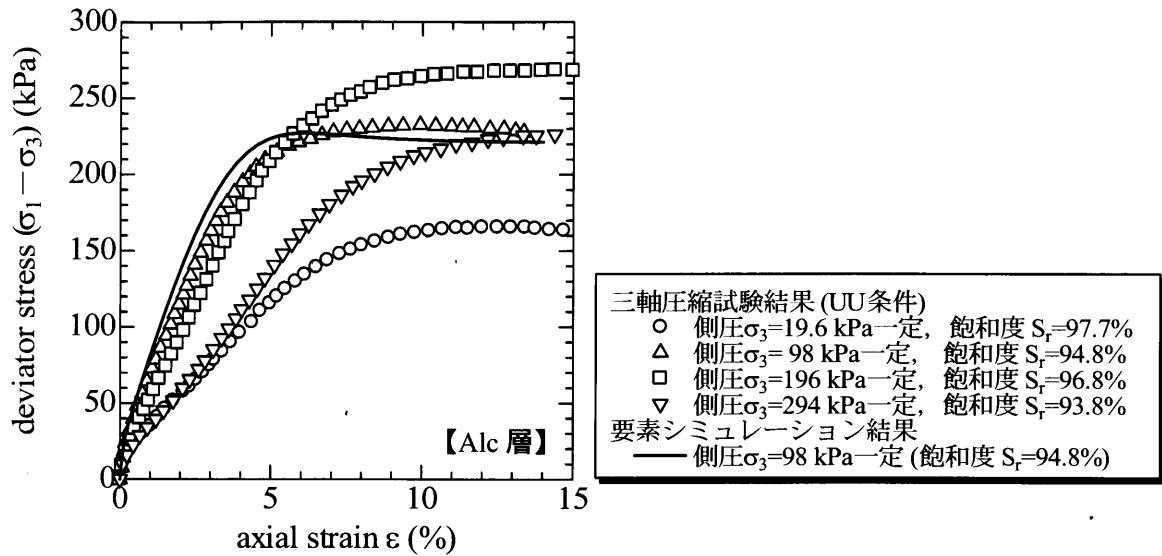


図 5.3.17 Alc 層の要素シミュレーション結果 (せん断過程)

事前の地盤調査において実施された Alc 層の三軸圧縮試験 (UU 条件) 結果に対してシミュレートをおこなったが、 $\sigma_3=19.6$ kPa については、サンプリング深度が深いのに対して拘束圧が低く、サンプリング時に排水してしまって他と異なる挙動を示す傾向にあることから、シミュレーションの対象から除外した。また、 $\sigma_3=294$ kPa については、供試体下部に砂層が局所的に存在していることから、これもシミュレーションの対象から除外した。Alc 層は、粘土層と砂層の互層状態にあるが、三軸圧縮試験を実施するために、粘土優勢部分からの採取した供試体を用いたと思われる。よって、おそらく飽和度の低いデータの方がより Alc 層を代表していると判断し、 $\sigma_3=98$ kPa のデータを中心にフィッティングすること念頭においた。また、実験結果をシミュレーションする際には、サンプリングのプロセスおよび現場の応力状態を再現してから、実験時の飽和度 S_r から空気含有率を計算し、空気の圧縮を評価 (ボイルの法則) して、空気を含んだ水の圧縮性を考慮した。

(7) Oc3 層

Oc3 層は、土留め壁根入れ部よりも深部に位置する硬質な洪積粘土地盤である。設定パラメータによる圧密過程の要素シミュレーション結果を図 5.3.18 に示す。なお、標準圧密試験については、 $K_0=0.5$ を仮定し、 $e \sim \ln p'$ 関係に変換した。

Oc3 層は大変硬質であり、土留め掘削による影響も沖積層に比べて小さいことが予想されたため、 $e \sim \ln p'$ 関係の過圧密領域をフィッティングすることを優先させて、 λ と N を小さくする調整をおこなった。また、初期間隙比 e_{in} については、 $e \sim \ln p'$ 関係において有効土被り圧に基づいて、上記内容を加味して想定した。

一方、設定パラメータによるせん断過程のシミュレーション結果を図 5.3.19 に示す。Oc 層の三軸圧縮試験 (UU 条件) 結果に対してシミュレートをおこなったが、過圧密過程でフィッティングさせたことを参考にして、初期接線勾配に対するフィッティングに注目して整理をおこなった。また、実験結果をシミュレーションする際には、サンプリングのプロセスおよび現場の応力状態を再現してから、実験時の飽和度 S_r から空気含有率を計算し、空気の圧縮を評価 (ボイルの法則) して、空気を含んだ水の圧縮性を考慮した。

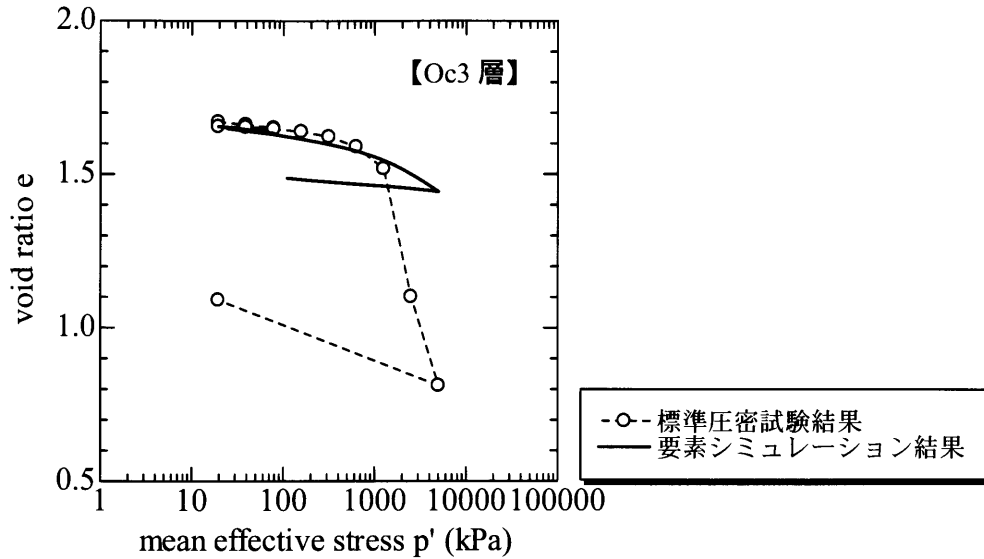


図 5.3.18 Oc3 層の要素シミュレーション結果 (圧密過程)

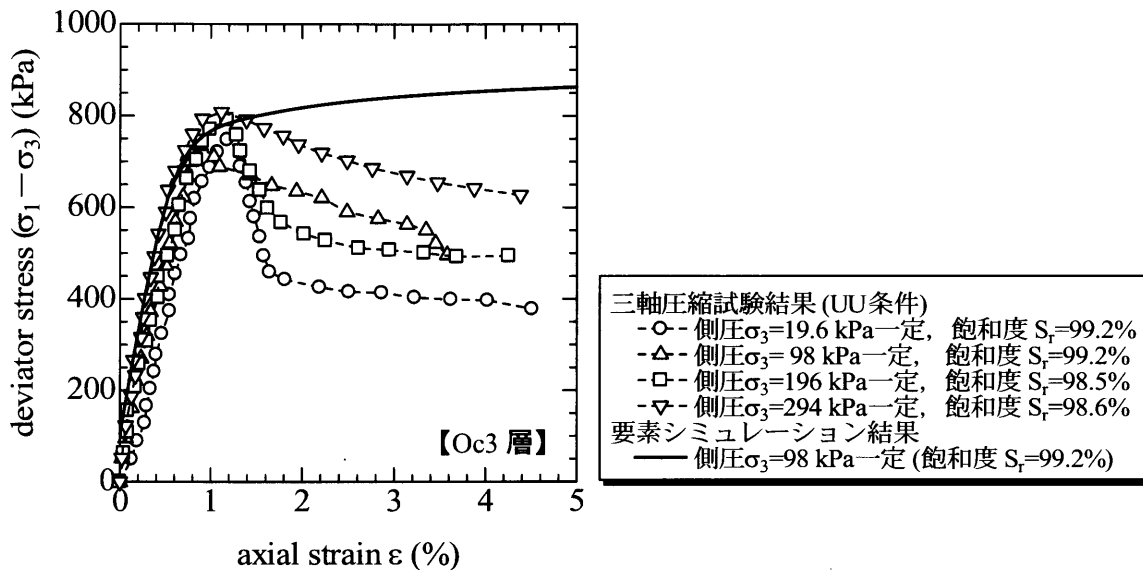


図 5.3.19 Oc3 層の要素シミュレーション結果 (せん断過程)

(8) Tsg 層および Os3 層

FEM 解析用のパラメータを設定する上で必要な物理的および力学的な地盤情報がほとんどないが、標準貫入試験の結果、平均 N 値が Tsg 層で 26、Os3 層で 60 以上 (換算 N 値=84) あることと、設計上土留め壁の根入れ部として期待できる硬質地盤であることから、ここでは密詰め豊浦標準砂に関する FEM 解析用パラメータ³⁾を仮定した。ただし、剛性を実地盤に極力近づけるよう、つまり N 値から想定した変形係数 ($E=2800N$ (kN/m²)¹⁴⁾を仮定) と 1 要素応力~ひずみ関係から得られる E_{50} を同程度にするよう、初期間隙比 e_{in} を調整した。

具体的には、剛性を高めるように調整した応力~ひずみ関係を図 5.3.20 に示すが、このうち Tsg 層については密詰め豊浦標準砂の剛性の 2 倍、Os3 層については密詰め豊浦標準砂の剛性の 10 倍になるよう、初期間隙比 e_{in} を調整した。

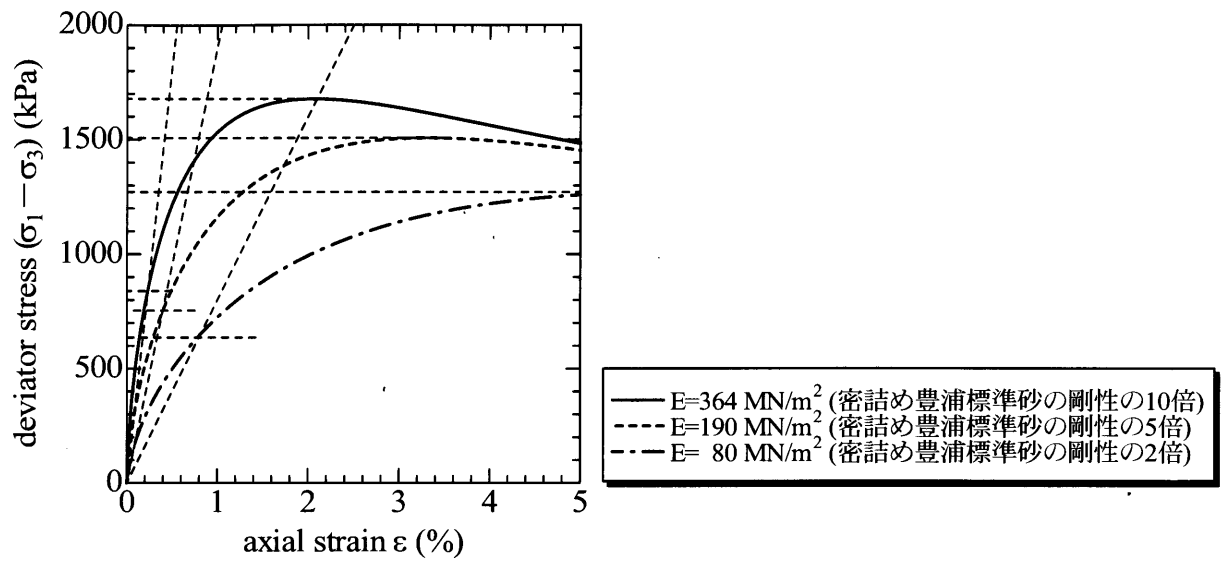


図 5.3.20 密詰め豊浦標準砂の剛性を高めた場合の応力～ひずみ関係

5.4 解析値と実測値と設計値の比較および考察

本節では、土留め掘削に伴う土留め壁および周辺地盤の変形特性について、5.3に示した解析条件下での弾塑性FEM解析結果と、実測値および設計値の比較および考察を示す。なお、設計値については、3章で説明した図5.4.1に示す梁モデル⁶⁾を用いたフレーム解析によって算出した。

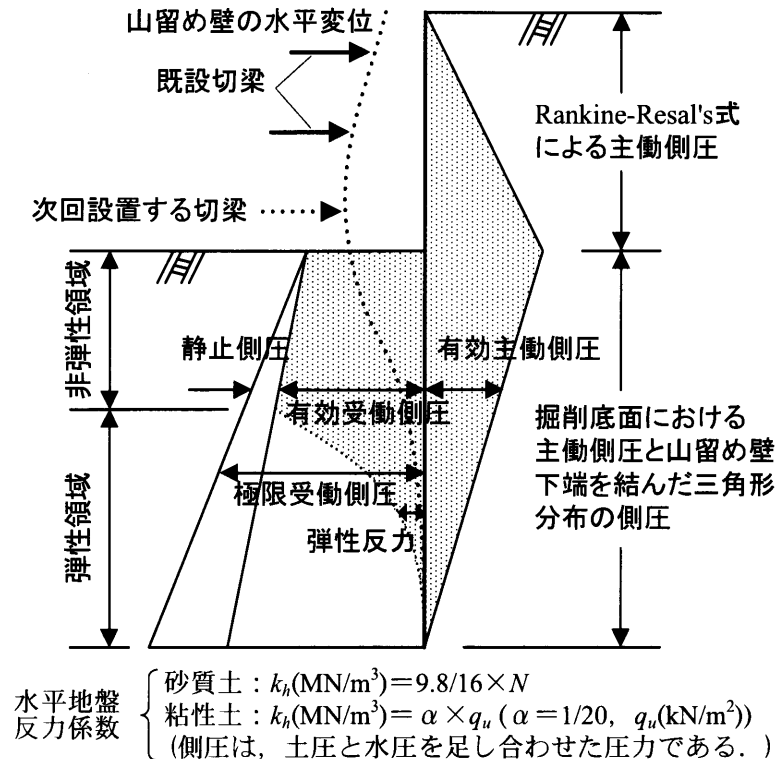


図5.4.1 大阪市交通局仕様の土留めモデルの概略⁶⁾

5.4.1 土留め壁変位に関する検討

土留め掘削に伴う土留め壁変位挙動について、弾塑性FEM解析結果(以下、解析値)と実測値および設計値の比較を図5.4.2に示す。なお、ここでは、土留め壁と背面側および掘削側地盤間にジョイント要素¹⁵⁾を導入し、壁面摩擦角 $\delta=20^\circ$ を仮定した解析値について表示している。

実測値について、4次掘削～5次掘削終了時までには、土留め掘削進行に伴って土留め壁が掘削側に変位し、どの場合においても掘削底面付近を中心に最大変形量が発生したのに対して、5次掘削以降では、掘削底面以浅部に最大変形量が位置した。また、Aus層を掘削する3次掘削終了時までには、最大2cm程度の変形量であったが、3次掘削以降、軟弱な沖積粘土地盤の掘削進行に伴って土留め壁は大きく掘削側へ変位し、最終掘削時において最大変形量が5.5cm程度になった。

解析値についても、土留め掘削進行に伴って土留め壁は掘削側へ変位しており、3次掘削終了時までには、実測値を大きめに評価しているものの、最終掘削時において、最大変形量とその発生深度さらには変形モードについて、実測値と良い対応関係にある。3次掘削終了時まで解析値が実測値を上回っているのは、B層、Auc層、Aus層の強度・変形特性の過小評価が原因の一つとして考えられる。ただし、少ない情報量の中で可能な限り実地盤の挙動を再現した結果であり、実挙動に合致するような土質パラメータの調整は実施していない。一方、設計値は、実測値に比べて最大変形量が小さく、その発生深度が実測値よりも浅部に位置するなど、変形分布が異なる。

実測値は、設計値よりも特に掘削後半において大きくなる傾向にあり、設計値は、土留め壁変形量を過小評価している。一方、解析値は、本現場を代表する厚い軟弱粘土地盤の変形挙動を設計値に比べて適切に表現している。

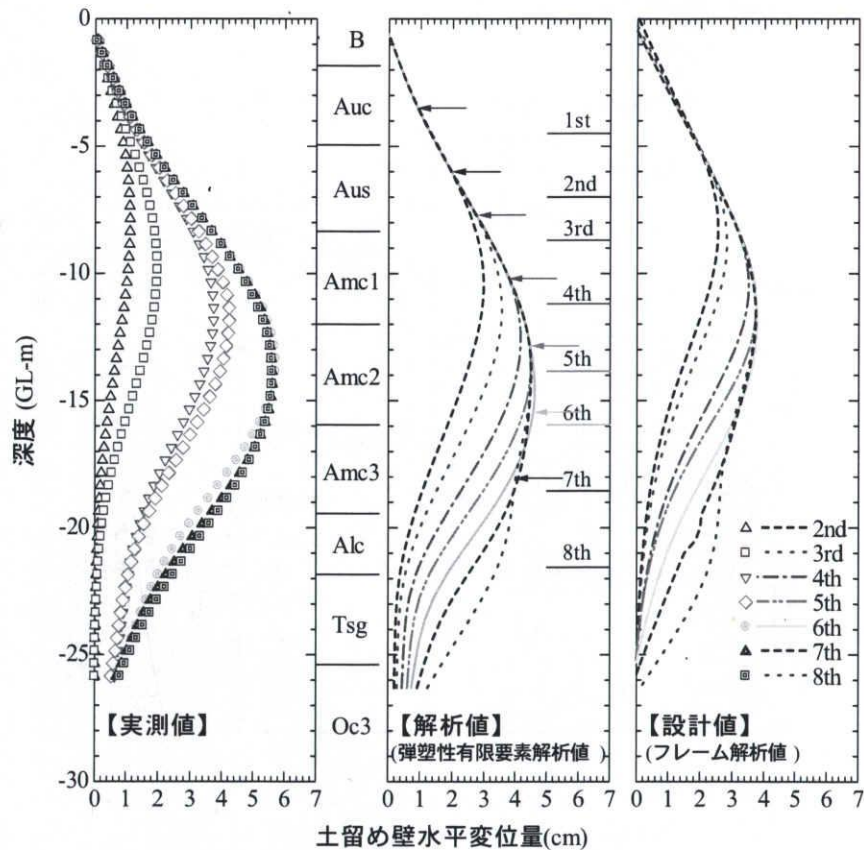


図5.4.2 土留め壁の変位分布に関する比較

5.4.2 切梁軸力に関する検討

土留め掘削進行に伴う切梁軸力の変化について、実測値と解析値と設計値の比較を図5.4.3に示す。どの場合においても、切梁架設後、掘削進行に伴って切梁軸力は増加するが、次段階切梁の導入に伴いその直上部の切梁の軸力が低下するなど、応力再配分の状況に関して定性的に良い対応関係にある。一方、切梁軸力の大きさについては、土留め壁変形量に対応して、各値は若干異なっている。たとえば、1段目切梁の実測値については、掘削進行に伴ってほとんど軸力を負担しない状態に移行するのに対して、解析値および設計値については、2段目切梁架設時に軸力低下するものの、掘削進行に伴ってある程度軸力を維持したままの状態にある。

6次掘削以降において、設計値以上の土留め壁変形量が発生したことから、変形量を抑制するために、切梁設置深度から1m余掘りする計画を0.5mに変更し、6～7段目切梁に対して設計切梁軸力に約1/4に相当するプレロード荷重200kN/mを導入した。その結果、これらの切梁は、その後の掘削時において他の切梁に作用している軸力以上の大きな軸力を集中的に負担する状態にあったが、軸力の増加量は、実測値よりも解析値や設計値の方が顕著である。これは、図5.4.2に示す土留め壁の変形量が、実測値よりも解析値や設計値の方で抑制されていることから、その分軸力増加につながっていると考えられる。

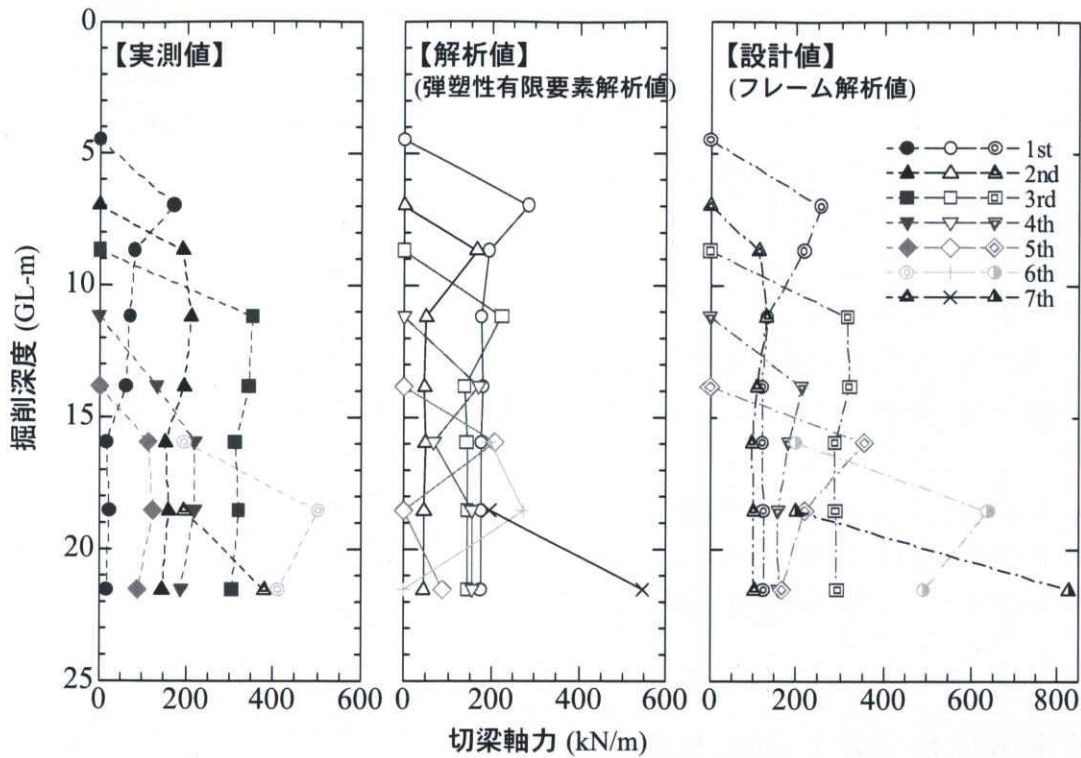


図5.4.3 切梁軸力変化に関する比較

5.4.3 背面地表面沈下に関する検討

各掘削段階における土留め背面地盤の地表面沈下分布を図5.4.4に示す。横軸は、土留め壁から背面側への距離であり、右端のゼロが土留め壁の位置に相当する。

背面地表面沈下量は、フレーム解析で直接求めることができず、土留め設計時には、背面側に既設構造物があって沈下が重要な問題にならない限り検討することは少ない。ここでは、実測値と解析値について比較および検討をおこなった。なお、実測値については、路床を0.5m掘り下げて円形鉄板を設置し、鉄筋棒をその上に立て込んで鉄筋頭部を測量していることから、GL-0.5mでの沈下挙動を対象とした。

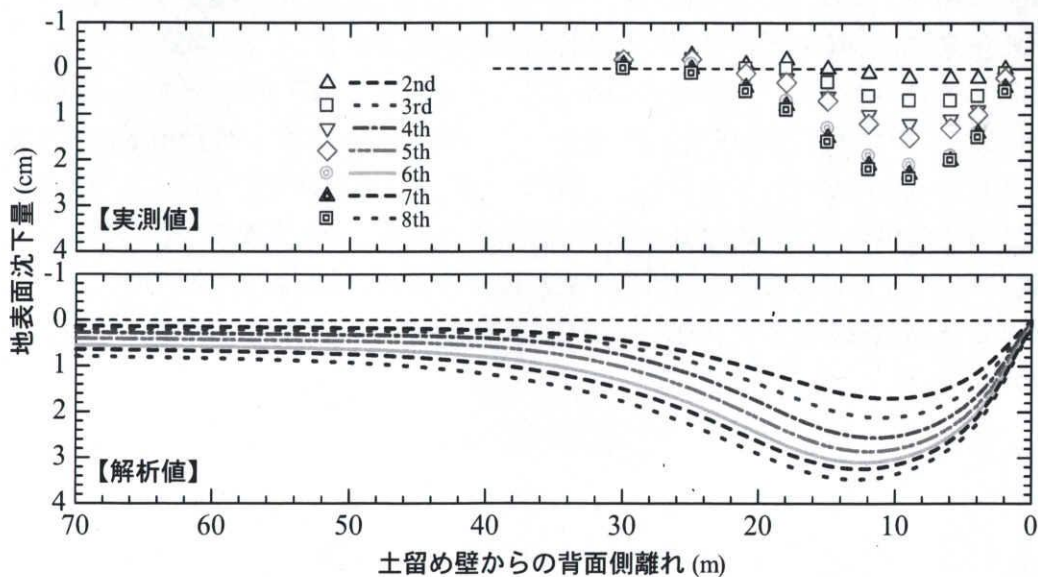


図5.4.4 土留め背面地表面沈下分布に関する比較

実測値は、土留め壁近傍の背面部において、土留め壁と背面地盤間の摩擦によって沈下量が抑制されているのに対して、土留め壁から離れるにしたがって沈下量は増大し、約9m離れた地点で最終掘削時に最大約2.5cmの沈下量である。さらに離れると沈下量は減少し、約30m離れた地点でほぼ沈下量がゼロに収束するU字型の沈下分布形状になった。

解析値は、土留め壁から10～13m離れた地点に最大沈下量が発生するU字型の沈下分布になり、実測値との対応は良好である。また、最大沈下量の発生位置は、掘削進行に伴って徐々に壁面から離れていき、土留め壁の変形による背面地盤への影響が、土留め背面地盤内に拡大していることがわかった。最終掘削時における最大沈下量は約3.5cmであり、実測値と同程度であった。経験則に基づいた概略予測や弾性FEM解析による予測では、実測値に対して解析値が倍半分違うことも多々見受けられることを考えると、今回の結果はある程度妥当性が得られていると言える。一方、その背面沈下の影響は、土留め壁から50m離れあたりまで実測値に類似した形状で広がっており、50～70m離れの区間ではほぼ一様に沈下する形状となった。約30m離れた地点で沈下量がゼロに収束している実測値に比べて、解析の影響範囲は広がっている。

5.4.4 土留め背面地盤の変形挙動に関する検討

計測によって得られた土留め壁変形分布、背面地盤内変位ベクトル、背面地表面沈下分布の関係を図5.4.5に示す。実挙動については、6次掘削終了時までには、土留め壁の変形に引き寄せられる形で、背面地盤は円弧すべり的に掘削側深部へ落ち込み、その影響が地表面まで達しており、土留め壁から約9m離れたNo.2付近で沈下量が最大になる挙動である。これらから、土留め壁下端部から背面地表面側に45°～90°の範囲内で変形していることがわかった。参考までに、背面地表面沈下量の収束状況に着目して60°のラインも示した。なお、45°ラインについては、実務上良く用いられている影響ラインであり、60°ラインについては、主働領域を意識したラインである。

弾塑性FEM解析によって得られた最終掘削時の全体変形ベクトルを図5.4.6に示す。変形量は、凡例に示すように暖色系ほど大きくなるよう表示している。図5.4.5の45°および60°影響ラインを実測値と同様、参考までに解析結果にも示したが、実挙動よりも少し背面側への傾斜が大きいものの類似傾向にある。このことから、弾塑性FEM解析は、土留め壁の変形挙動はもちろん、背面側の地盤変形挙動についてもほぼ適切にその特徴を表現できることがわかる。

最終掘削時における弾塑性FEM解析による体積ひずみ分布を図5.4.7に示す。沖積層上部、特にAmc1層を中心にして水平方向に圧縮領域が拡大しているのに対して、沖積層下部の土留め背面近傍部においては膨張領域が発達している。これは、土留め背面近傍地盤では、土留め壁変位に追従した変形によって膨張しているのに対して、土留め壁から少し離れた箇所では、特に圧縮性に富んだ軟弱沖積粘土層を中心にして、土留め壁の変形による影響から圧縮している。このように、地盤内で膨張領域と圧縮領域が複雑に共存しながら、土留め壁変形に伴う影響が背面地盤におよんでいることが確認できた。

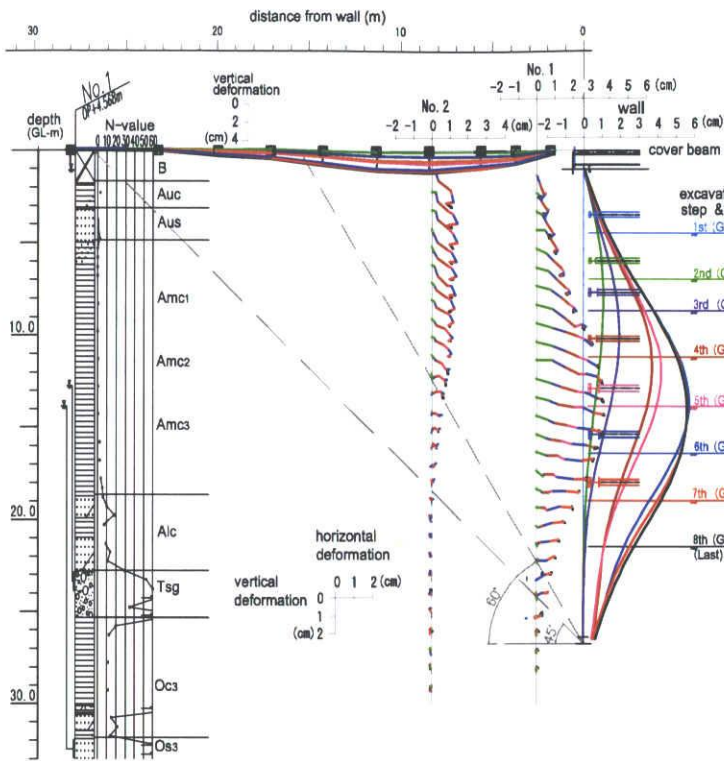


図5.4.5 実測値による土留め背面地盤の変形挙動

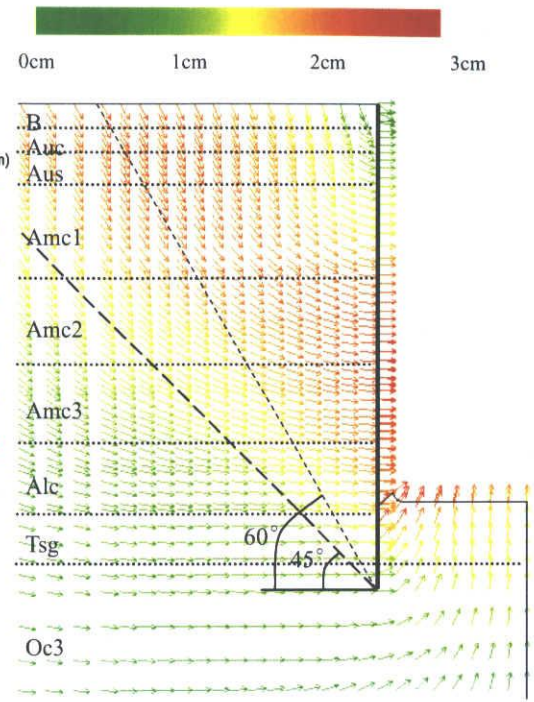


図5.4.6 FEM解析による全体変形ベクトル (最終掘削時)

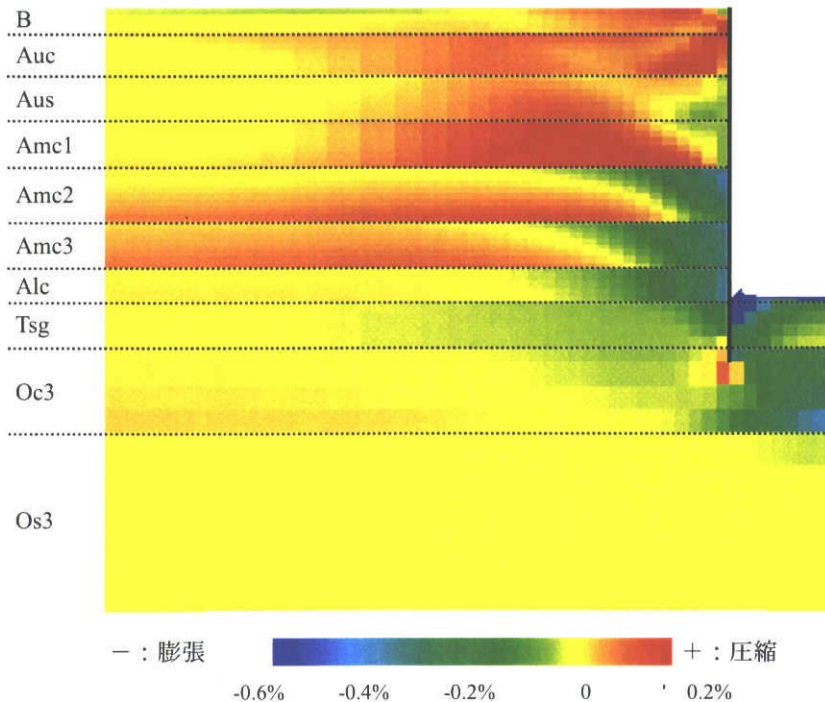


図5.4.7 体積ひずみ分布 (最終掘削時)

土留め壁から約3mおよび約9m背面側における地盤内水平変形分布に関する実測値と解析値の比較を図5.4.7～図5.4.8に示す。

土留め壁に近いNo.1については、土留め壁変形分布と類似した変形分布であったが、特に土留め壁下端部付近で実測変形量が収束しているのに対して、解析値については、土留め壁下端部の掘削

側変位の発生に追従して、掘削側に変位している。土留め壁から離れたNo.2については、これらの相違点がさらに顕著であり、GL-15m以深での変形分布が大きく異なっている。つまり、6次掘削以降では、土留め壁下端部付近での実測値はほとんど変位していないのに対し、解析結果では変位が生じている(図5.4.2参照)。その結果、図5.4.8～図5.4.9に示すように、解析結果は、地盤深部での側方変位を過大評価することになり、それが図5.4.4に示す地表面沈下の解析結果の影響範囲が広いことと関係する。これは、Alc層、Tsg層、Oc3層の強度・変形特性の過小評価が原因の一つとして考えられる。ただし、土質パラメータについては、三軸圧縮試験や圧密試験を要素シミュレーションして設定したり、 N 値から推定した密度から想定したりするなど、可能な限り実地盤の挙動を再現させた結果であり、実挙動に合致するような土質パラメータの調整は実施していない。

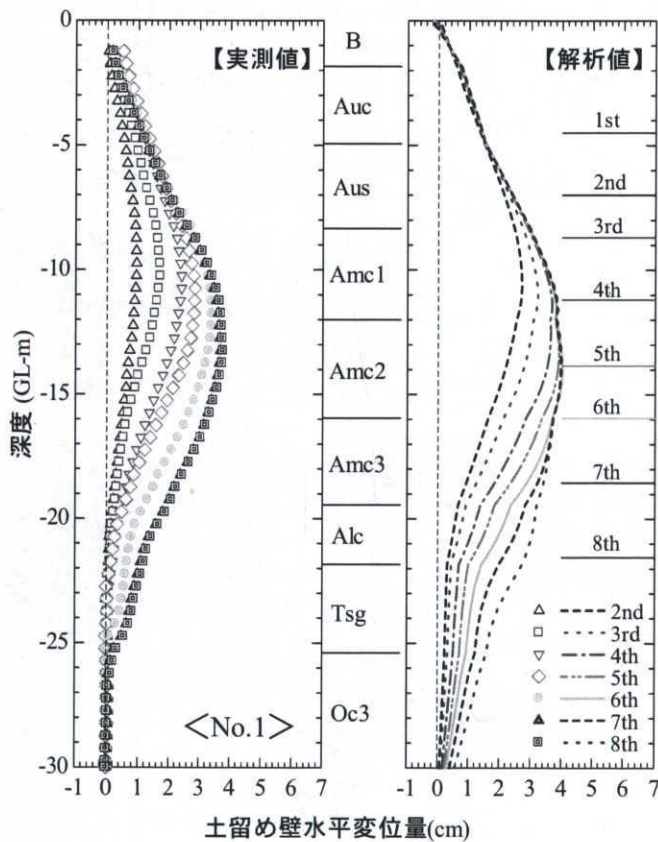


図5.4.8 土留め壁から約2m離れの地点 (No.1) における地盤内水平変形分布

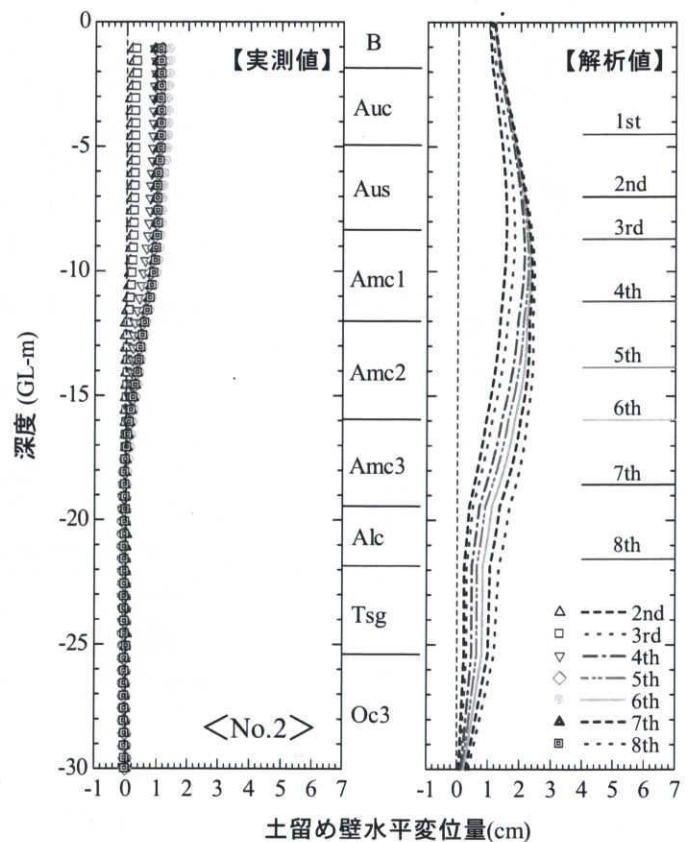


図5.4.9 土留め壁から約9m離れの地点 (No.2) における地盤内水平変形分布

5.4.5 土留め壁～周辺地盤間の摩擦特性に関する検討¹⁶⁾

ここまでの解析結果については、すべて土留め壁と周辺地盤間の摩擦特性を考慮して、土留め壁の掘削側および背面側の全体にジョイント要素¹²⁾を導入し、一様に壁面摩擦角 $\delta=20^\circ$ を仮定したものである。ただ、実地盤は、粘性土層と砂質土層の互層状態にあり、それぞれ地盤特性が異なることから、一様な摩擦係数にあるとは言えない。ここでは、土留め壁と周辺地盤間の摩擦特性の違いが、土留め壁変形分布および土留め背面地表面沈下分布におよぼす影響について検討する。そのため、土留め壁と周辺地盤が剛結状態(土留め壁の壁面摩擦角 $\delta=90^\circ$)の場合について、弾塑性FEM解析を実施する。これら検討結果を図5.4.10～図5.4.11に示す。

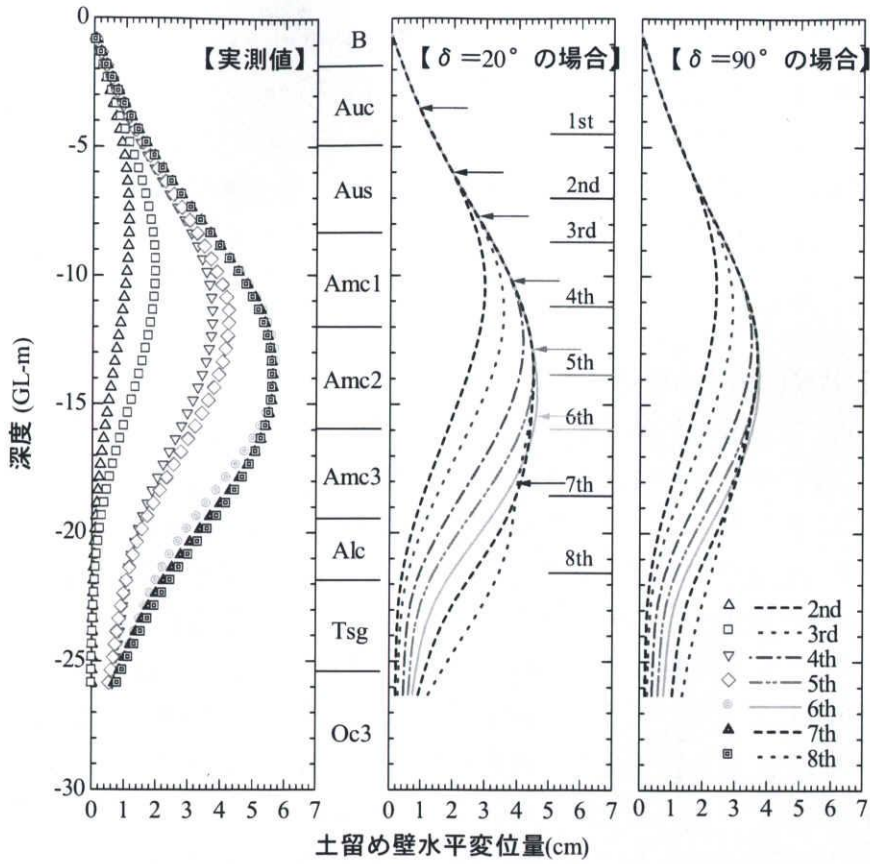


図5. 4. 10 土留め壁～周辺地盤間の相互作用に関する土留め壁変位分布の解析結果

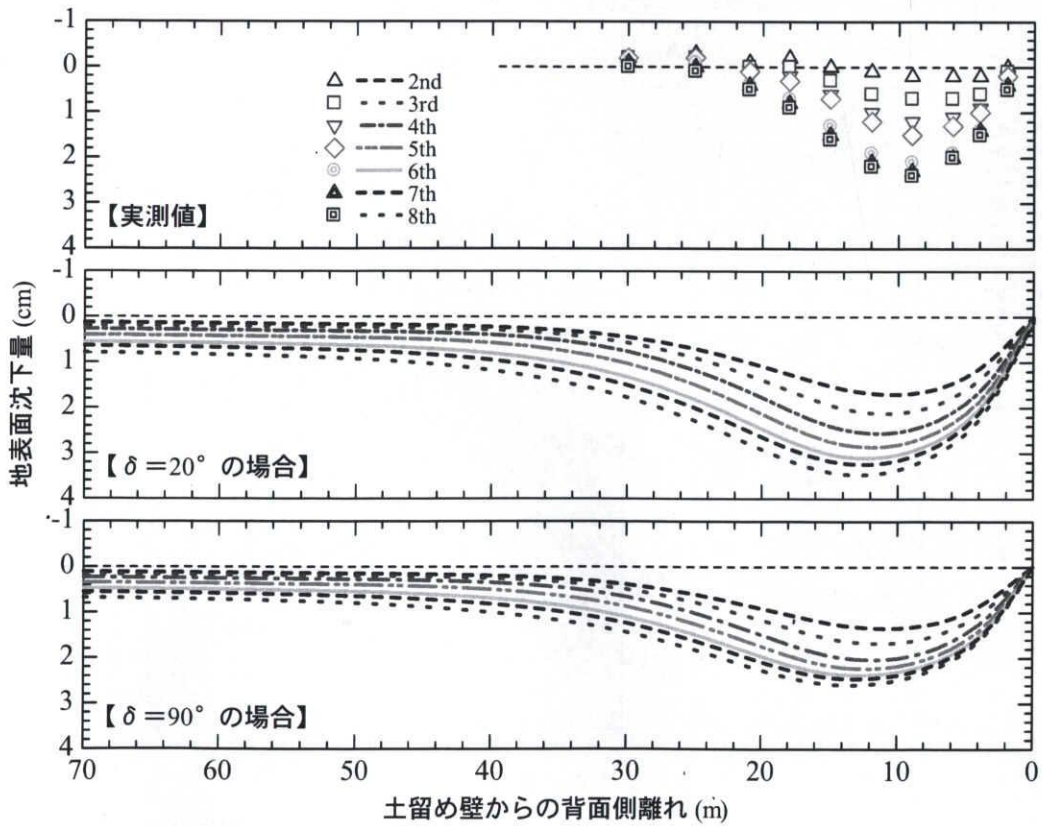


図5. 4. 11 土留め壁～周辺地盤間の相互作用に関する背面地表面沈下分布の解析結果

図からもわかるように、土留め壁と周辺地盤間の摩擦効果により、 $\delta=90^\circ$ の場合の方が、土留め壁の変形量は抑制されており、その効果が土留め背面地表面の沈下抑制にも寄与している。

掘削側地盤については、除荷荷重や土留め壁変形に伴う影響などから複雑な応力状態にあり、土留め壁と掘削側地盤が常に剛結状態にあるとは考えにくい。実測値の傾向を踏まえると、より忠実に実挙動を表現するためには、土留め壁と周辺地盤の摩擦特性を適切に考慮する必要がある。

5.4.6 プレロード効果に関する検討¹⁶⁾

実工事では、5.4.2でも示したように、7次掘削開始前から6～7段目切梁にプレロードを導入して、慎重に施工した。ここでは、当初計画通りにプレロードを導入せずに工事を進めた場合について別途弾塑性 FEM 解析をおこない、このようなリスク回避に向けた施工上の対応策の効果について検討した。土留め壁変形分布に関するプレロード効果の検討結果を図 5.4.12 に示す。

プレロードを導入した結果、土留め壁はわずかに背面側へ押し返されており、その結果、次段階掘削に伴う変形量の増大はある程度抑制されている。ただ、プレロードなしの場合と比較して、最大変形量の発生深度よりも下部での対応であったことから、劇的な効果は得られていない。

今回の解析結果から、土留め壁の変形が大きく発生した沖積粘土地盤を掘削する段階から積極的にプレロードを導入していれば、より効果的に変形量を抑制できたと思われる。リスク回避用に計画された対応策の効果確認方法として、今回のような有限要素解析は有効であったと考えられる。

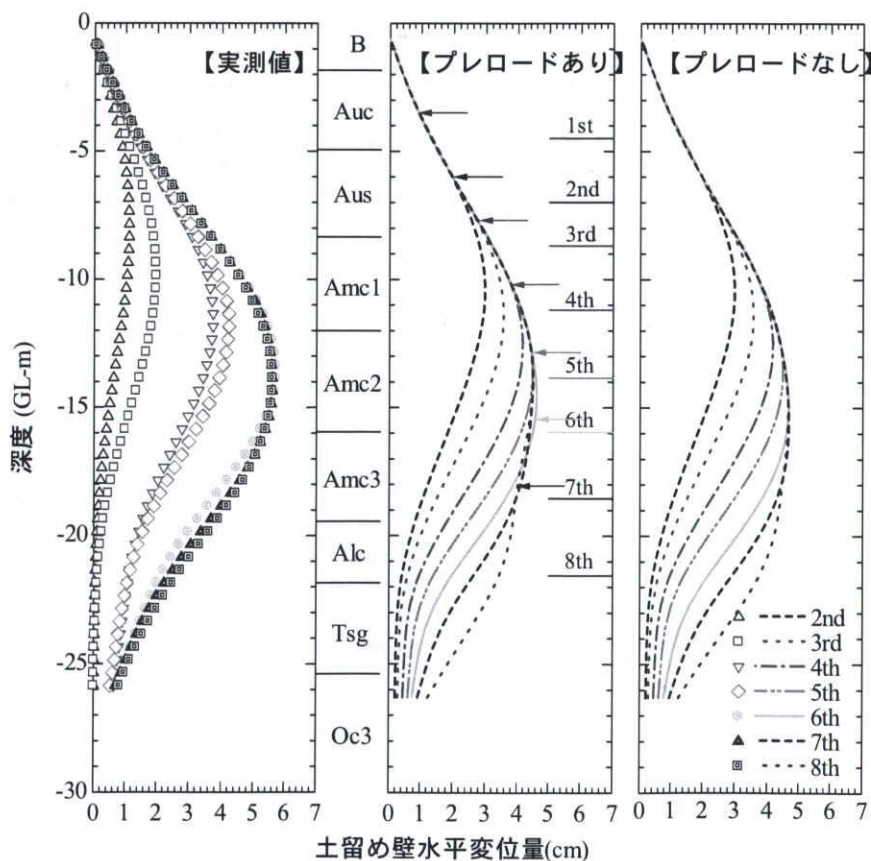


図5.4.12 プレロード効果に関する土留め壁変位分布の解析結果

5.4.7 掘削底面の安定性に関する検討

土留め壁の壁面摩擦角 δ の違いによる掘削底面付近のせん断ひずみ ($\varepsilon_1 - \varepsilon_3$) の発生および進展状況を図5.4.13 (a) : 相互作用を考慮した場合 (土留め壁の壁面摩擦角 $\delta = 20^\circ$), (b) : 剛結状態の場合 (土留め壁の壁面摩擦角 $\delta = 90^\circ$) に示す。

$\delta = 20^\circ$ の場合、土留め壁の腹みだしと掘削側地盤の隆起による影響から、土留め壁と掘削側地盤の間ですべりが生じ、土留め壁近傍の掘削側地盤で2.5%程度のせん断ひずみが発生した。ただし、せん断ひずみの発生分布は、掘削側のAlc層およびTsg層に対して局所的なくさび型形状を示しており、掘削中央部ではせん断ひずみがほとんど発生していないなど、せん断ひずみの大きい領域が掘削側地盤全体に拡大していない。したがって、 $\delta = 20^\circ$ の場合でも、掘削底面全体が破壊するような状況ではなく、掘削底面の安定性は確保されていると考えられる。

$\delta = 90^\circ$ の場合、土留め壁と掘削底面は剛結していることから、掘削底面に薄く残存しているAlc層に2.5%程度のせん断ひずみが発生しているものの、その他の掘削底面以深の地盤におけるせん断ひずみ量は小さく、 $\delta = 20^\circ$ の場合以上に掘削底面の安定性が確保されていることがわかった。

実工事における掘削側地盤については、掘削除荷荷重や土留め壁変位に伴う影響などから複雑な応力状態にあり、土留め壁と掘削側地盤が常時剛結状態にはないことが考えられる。ここで示したような壁面摩擦角の大きさとせん断ひずみ分布の発生状況の関係から、実工事における掘削底面の安定性に関する評価も弾塑性FEM解析によって可能であることが示された。

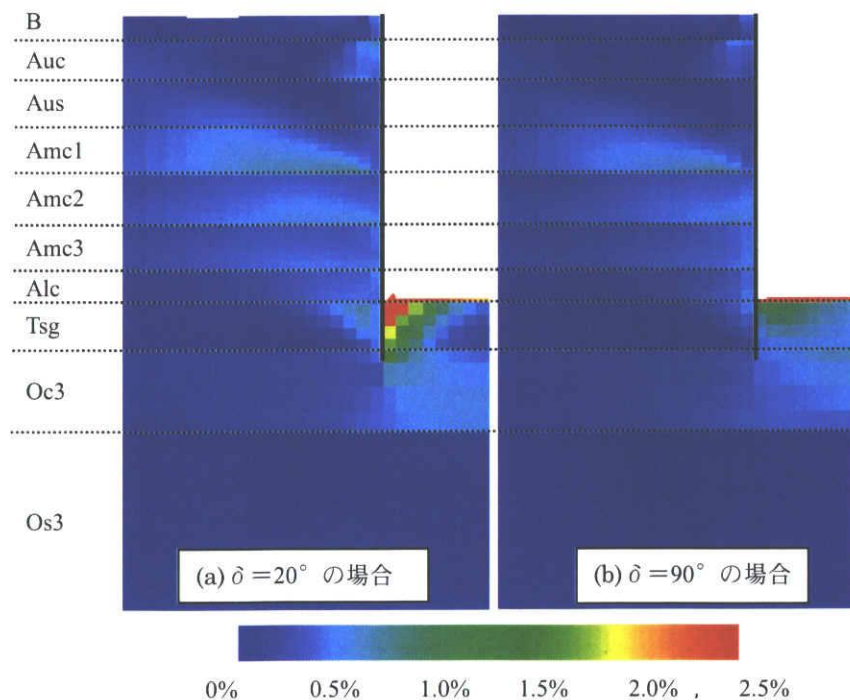


図5.4.13 壁面摩擦角 δ の違いによるせん断ひずみ ($\varepsilon_1 - \varepsilon_3$) 発生状況 (最終掘削終了時)

5.5 まとめ

通常の土留め掘削問題では、土留め壁の変形と地盤の変形を別々に予測する場合が多い。ここでは、土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動を同一観点から予測するため、軟弱粘土地盤が卓越した開削現場において、地盤材料の力学特性、構造物と周辺地盤の摩擦特性および施工過程を考慮した弾塑性有限要素解析をおこなった。土留め壁や土留め背面地盤の変形について、解析結果と実測値および設計値と比較、検討をおこない、subloading t_{ij} modelを用いた弾塑性FEM解析の現場への適用性について検討した。

得られた知見を以下に示す。

- (1) 弾塑性FEM解析を実施した結果、最終掘削時における土留め壁変形挙動については、最大変形量とその発生深度および変形モードについて、解析結果は実測値と良い対応関係にあった。
- (2) 背面地表面の沈下について、弾塑性FEM解析値は実測値と同様にU字型沈下分布を示し、最大沈下量とその発生位置について実測値とよい対応を示した。また、土留め壁変形の影響により、実測値よりも解析値の方で沈下発生領域が遠方まで広がった。
- (3) 土留め背面地盤の変形挙動について、実測値は土留め下端部から背面斜め上方約 45° ～ 60° の範囲に発達しており、弾塑性FEM解析値は実測値よりもやや背面側に傾斜しているが、類似傾向にあった。
- (4) 弾塑性FEM解析による体積ひずみ分布状況から、土留め壁変形に伴う影響により、土留め背面地盤内で膨張領域と圧縮領域が複雑に共存していることを確認した。
- (5) 土留め壁と周辺地盤間の摩擦の影響について検討した結果、壁面摩擦角の大きさによって、土留め壁の変形挙動や背面地盤の変形挙動が異なる。より適切に実挙動を弾塑性FEM解析で表現するためには、土留め壁と周辺地盤間の摩擦特性を考慮する必要がある。
- (6) プレロード効果に関する検討の結果、今回の対象工事におけるその効果は劇的に大きくはなかった。土留め壁変形量が大きく発生した沖積粘性土地盤を掘削する段階から積極的にプレロードを導入していれば、効率的に変形量を抑制することが可能であったと思われる。リスク回避用の対応策に関する効果確認方法として、今回の弾塑性FEM解析は有効であると考えられる。
- (7) 切梁軸力については、どの場合も切梁架設後の掘削進行に伴い切梁軸力は増加するが、次段階切梁の導入に伴い、その直上部の切梁の軸力は低下することなど、応力再配分の傾向を表現できた。プレロードを導入した切梁については、次段階掘削時において他の切梁に作用している軸力以上の大きな軸力を集中的に負担する状態にあったが、この傾向は実測値よりも解析値や設計値の方で顕著であった。
- (8) 掘削底面の安定性に関する弾塑性FEM解析の結果、壁面摩擦角の違いにより、掘削側地盤におけるせん断ひずみの発生状況が異なった。壁面摩擦角の大きさとせん断ひずみ分布の関係から、実工事における掘削底面の安定性に関する評価も同時に弾塑性FEM解析で可能である。

今回の弾塑性構成モデルは、粘土も砂も統一された少ない土質パラメータ群で表現することができ、地盤内の密度や拘束応力の影響に依存することなく、唯一的に土質パラメータを設定できると

いう特徴を有している。本研究により、要素としての力学特性を適切に表現できる弾塑性構成モデルを用い、施工過程を考慮した FEM 解析を実施すれば、土留め壁や背面地盤の変形、切梁軸力の変動など、実際の土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動を総合的かつ適切に再現できることが新たにわかった。

これまで、土留め背面地表面の沈下量および沈下形状の予測については、多くの実測値に基づいた経験則による概略的予測が主流であり、土留め壁～周辺地盤の一体解析による予測は、弾性 FEM 解析が実施される程度で、実測値に対して解析値が倍半分違うことも多々見受けられていた。本研究を通じて、今回の弾塑性 FEM 解析を直接設計に用いるためには、まだ検討余地が残されているものの、背面地盤の変形挙動を含め、土留め掘削問題の応力・変形挙動を予測する方法として、今回実施した弾塑性 FEM 解析は、有益な解析手法になりえると考えている。

参考文献

- 1) 譽田孝宏, Hossain M. Shahin, 中井照夫 : 土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析, 土木学会論文集 C (投稿中, 掲載決定済).
- 2) たとえば, Peck, R. B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, *Proc. 7th ICSMFE, State of the Art Report 1*, pp.225-290, 1969.
- 3) Nakai, T. and M. Hinokio : A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundation*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 4) 伊藤博幸, 柳川知道, 譽田孝宏, 早川清 : 土留め掘削に伴う土留め壁の変形と背面地盤の変形挙動の関係について, 土木学会トンネル工学報告集第 16 巻, pp.439-446, 2006.
- 5) Konda T., H. Ota, T. Yanagawa and A. Hashimoto : Measurements of Ground Deformations behind Braced Excavations, *The Proc. of the Sixth Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp.295-300, 2008.
- 6) 大阪市交通局建設技術本部建設部 : 仮設構造物設計指針 (案), 1993.
- 7) Dunham, J. W. : Pile Foundation for Buildings, *Proc. ASCE, Soil Mechanics and Foundation Division*, 80 (SM1), pp.1-21, 1964.
- 8) (社) 日本道路協会 : 道路土工 擁壁工指針, pp.57-59, 2003.
- 9) 赤井浩一, 田村武 : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, 269 (1), pp.95-104, 1978.
- 10) Terzaghi, K. and Peck, R. B. : *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, 1948.
- 11) 藤田圭一 : 標準貫入試験, 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質工学会, pp.29-76, 1968.
- 12) Meyerhof, G. G. : Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *Proc. of the ASCE, Journal of the Soil. Mech. And Found. Div.*, Vol.82, No.SM 1, Paper 866, 1956.
- 13) Schultze, E. and Menzenbach : Standard Penetration Test and Compressibility of Soils, *Proc. of the 5th ICSMFE*, Vol. I, pp.527-532, 1961.
- 14) (社) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, pp.152-154, 1988.
- 15) Nakai, T. : Finite element computations for active and passive earth pressure of retaining wall, *Soils and Foundatons*, Vol.25, No.3, 98-112, 1985.
- 16) 譽田孝宏, Shahin Hossain, 中井照夫, 京川裕之 : 軟弱粘土地盤開削工事の弾塑性有限要素解析, 第 43 回地盤工学研究発表会講演概要集, 705, pp.1409-1410, 2008.

第6章 土留め掘削に伴う背面地表面沈下の予測

6.1 土留め背面地表面の沈下量に関する簡易予測法の課題

土留め壁の変位に伴う簡易的な背面地盤の変形予測方法については、第2章で詳しく述べたが、図6.1.1に示すように大きく分けて次の3種類に分類される。

- (a) 掘削規模等から概略沈下量を予測する方法
- (b) 土留め壁変位量より沈下量を予測する方法
- (c) 土留め架構と地盤を考慮した一体解析により構造物の変形量を予測する方法

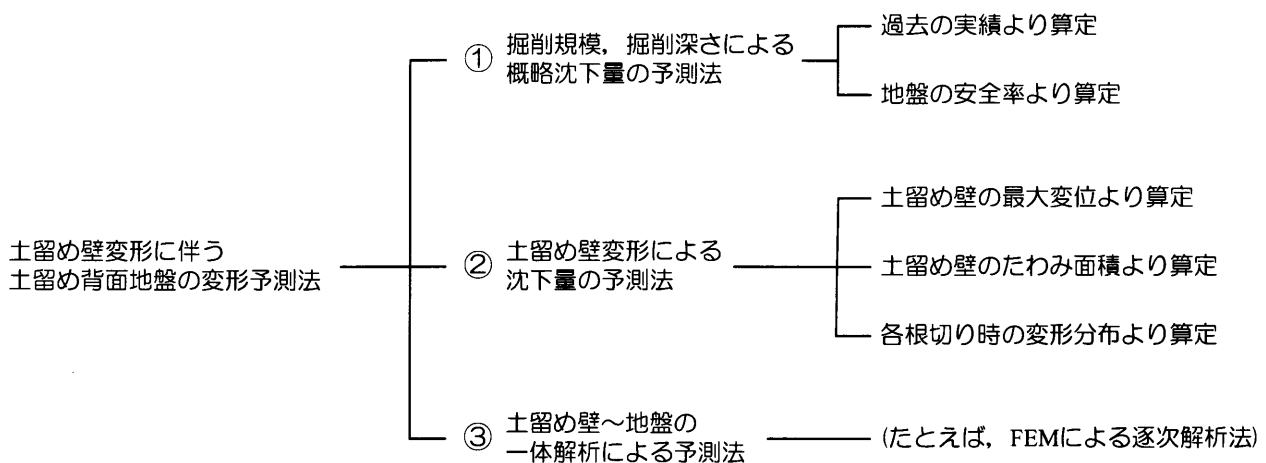


図6.1.1 土留め背面地盤の変形に関する簡易予測法の分類¹⁾に加筆

図6.1.1に示す①と②の方法は、過去の土留め掘削工事における背面地表面の沈下に関する実測データに基づいて影響要因との関係をまとめた方法であるが、いずれの方法についても背面地盤の沈下と影響要因との定性的な関係を示すものであり、絶対値を予測するものでなく、おおまかな目安を与えるものに過ぎない。また、影響要因との関係を誘導した実測データ群の特徴に留意して、それぞれの関係図を用いて工学的な判断を下す必要があるという特徴を有している。

図6.1.1に示す③の方法は、経験則に基づいた予測手法ではなく、土留め壁と周辺地盤の相互関係を考慮して数値解析的に予測する手法であり、実務上の近接協議時に通常よく用いられる。ただし、第2章でも詳しく述べたが、強制変位法にしても逐次解析法にしても、地盤の非線形性を考慮した弾性解析や弾塑性解析はあまり用いられず、そのほとんどが弾性解析で対応されているのが実情である。

第5章で詳しく述べたように、土留め掘削問題を異なった手法(土留め壁変位量については土留め弾塑性解析(フレーム解析)で算出し、その結果をFEM解析に持ち込んで強制変位量として与える手法)で予測解析するのは、計算が煩雑であるだけでなく、予測解析に一貫性がないという問題がある。また、弾性解析では、影響領域が実測値に比べて拡大して予測することが多いのも特徴として挙げられる。よって、地盤材料の力学特性を適切に表現できる弾塑性モデルを用いて、実務的にも適切な精度で挙動把握できる解析手法が望まれているが、今回解析に用いた地盤の弾塑性構成

モデル²⁾については、設計値を上回る土留め壁変位量の増加、背面地盤の変形や切梁軸力の変動など、土留め掘削時の地盤の応力、変形挙動を同一観点から適切に再現できることがわかり、実現場への適用が有効であることがわかった³⁾。

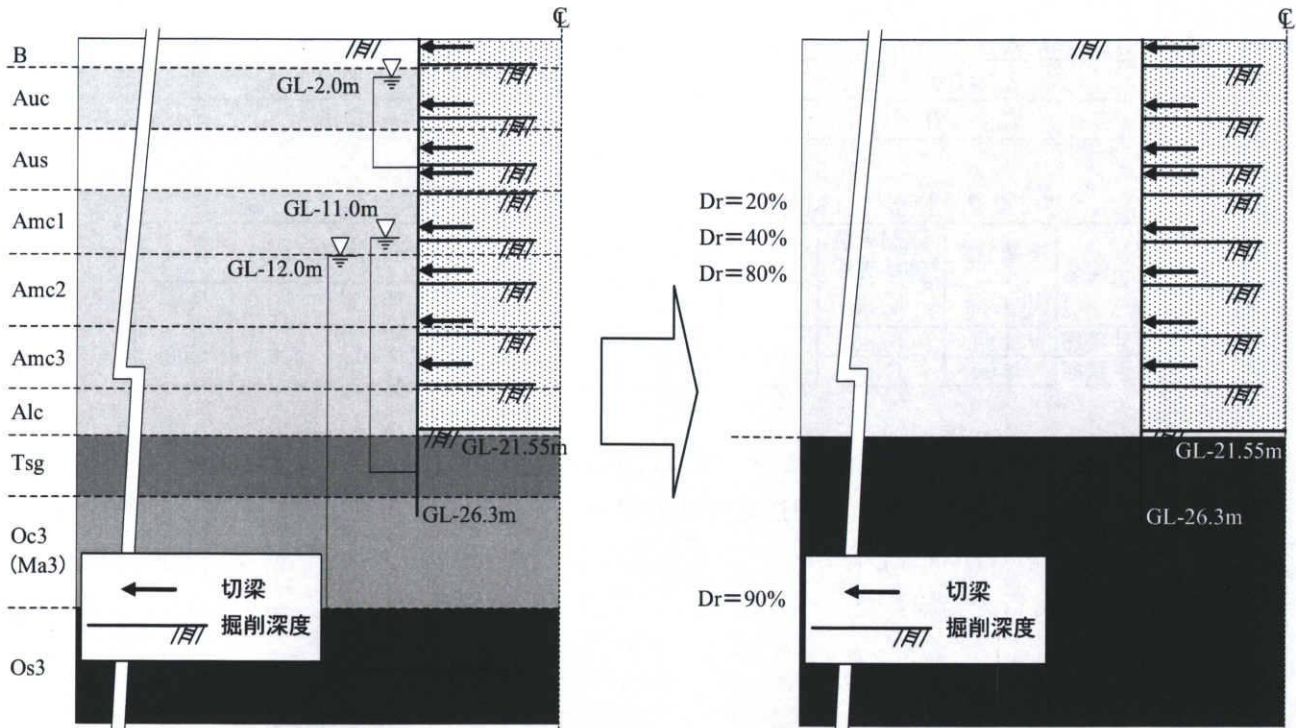
ここでは、弾塑性有限要素法を用いた土留め背面地表面沈下に関するケーススタディーを実施し、その結果を評価するとともに、新たに提案する背面地表面の沈下分布を想定する手法に対して、弾塑性構成モデルを用いた FEM 解析による検証をおこなうものである。

6.2 土留め背面地表面沈下に関するケーススタディー

6.2.1 FEM 解析条件

(1) 境界条件

FEM解析における地盤構成および掘削シミュレーションの概要を図6.2.1に示す。図からもわかるように、第5章で解析したA現場の解析条件をそのまま利用して均一な豊浦標準砂層としたことから、有限要素メッシュも同じである。



- *1) ハッチ部分は掘削領域を示している。
- *2) 切梁関係はすべて点支承を仮定する。

図 6.2.1 地盤構成および掘削シミュレーションの概要

(左側：第5章で利用，右側：本章ケーススタディー用)

土留め壁根入れ部以深層 (Tsg 層～Os3 層に相当する層) については，均一な豊浦標準砂による硬質砂質地盤を仮定し，相対密度 $Dr=90\%$ 程度を仮定する。初期間隙比 e_0 を (6.1) 式に示す。これは上部の沖積層の相対密度を変化させても一定とする。

$$Dr=90\% : e_0 = e_{max.} - Dr \times (e_{max.} - e_{min.}) = 0.95 - 0.9 \times (0.95 - 0.58) = 0.617 \quad (6.1)$$

沖積層 (B 層～Alc 層に相当する層) については，中央部付近の相対密度 Dr を 20% の場合， 40% の場合， 80% の場合に変化させてケーススタディーすることにする。初期間隙比 e_0 を (6.2) 式～(6.4) 式に示す。

$$Dr=20\% : e_0 = e_{max.} - Dr \times (e_{max.} - e_{min.}) = 0.95 - 0.2 \times (0.95 - 0.58) = 0.876 \quad (6.2)$$

$$Dr=40\% : e_0 = e_{max.} - Dr \times (e_{max.} - e_{min.}) = 0.95 - 0.4 \times (0.95 - 0.58) = 0.802 \quad (6.3)$$

$$Dr=80\% : e_0 = e_{max.} - Dr \times (e_{max.} - e_{min.}) = 0.95 - 0.8 \times (0.95 - 0.58) = 0.654 \quad (6.4)$$

初期応力については、水中単位体積重量 γ' ($\gamma'=0.8$ を仮定) と静止土圧係数 K_0 ($K_0=0.5$ ($=1-\sin\phi'=1-\sin30^\circ$) の場合, $K_0=1$ の場合) から再現した. 以上のことからケーススタディーは表 6. 2. 1 に示すように合計 6 ケースになる. なお, 地下水位変動の影響や圧密沈下は考慮しないこととし, すべて排水条件を仮定した. 弾塑性モデルを用いた FEM 解析用の土質パラメータ²⁾については表 6. 2. 2 に示す.

表 6. 2. 1 ケーススタディーのパターン

静止土圧係数 K_0	相対密度 Dr	$Dr=20\%$	$Dr=40\%$	$Dr=80\%$
	$K_0=0.5$		ケース 1	ケース 2
$K_0=1.0$		ケース 4	ケース 5	ケース 6

表 6. 2. 2 弾塑性 FEM 解析 (FEM t_{ij} -2D) に用いた土質パラメータ²⁾一覧表

土層名	下端深度 (GL-m)	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	弾塑性 FEM 解析 (FEM t_{ij} -2D) 用土質パラメータ						
			λ	κ	N	R_{cs}	β	a_{AF}	a_{IC}
沖積層	21.84	16.66	0.070	0.0045	1.10	3.20	2.00	30	500
洪積層	45.00	17.64							

土留め壁～周辺地盤間の相互作用については, beam 要素両面に joint 要素を設けた. 当初, 壁面摩擦角 $=0^\circ$ を仮定して土留め壁～周辺地盤間の摩擦を無視した解析を実施したが, 掘削側地盤の隆起量が大きく, 計算が収束しなかった. よってここでは, 剛結状態 (土留め壁の壁面摩擦角 $\delta=90^\circ$) を仮定して解析を実施した.

(2) 施工過程

第 5 章で解析した A 現場の土留め壁変位量実測値と条件を合わせることを目的に, 2 次掘削以降の各掘削時において, 実測値を強制変位量として beam 要素に与え, それと同時に掘削相当要素を除去した. 今回の FEM 解析で想定した施工過程を以下に示す.

- 1 ~750 step (750 step) : 覆工掘削 (掘削要素の除去あり & 強制変位データなし)
- 751 ~1350step (600 step) : 1 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)
- 1351 ~2200 step (850 step) : 2 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)
- 2201 ~2900 step (700 step) : 3 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)
- 2901 ~3575step (675 step) : 4 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)
- 3576 ~4600 step (1025 step) : 5 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)
- 4601 ~5750 step (1150 step) : 6 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)
- 5751 ~6150 step (400 step) : 7 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)
- 6151 ~6675 step (525 step) : 8 次掘削 (掘削要素の除去 & 強制変位与える)

(3) 解析モデル

今回の FEM 解析についても, 第 5 章と同様, 地盤内の密度や拘束応力の変化が地盤強度特性に与える影響を適切に考慮できる弾塑性モデル (subloading t_{ij} model)²⁾ (第 4 章参照) に基づいた 2 次元有限要素解析プログラムである FEM t_{ij} -2D を使用した. なおここでは, 排水条件を仮定していることから, 土～水連成解析は実施していない.

6.2.2 ケーススタディーの結果

各掘削工程でA現場の実測土留め壁変位量をFEM解析内に強制変位として作用させた場合における背面地表面沈下量および沈下分布の比較を図6.2.2に示す。左列は初期応力が $K_0=0.5$ 状態の場合であり、右列は等方応力状態($K_0=1.0$ 状態)について整理している。上段から下段にかけて沖積層の密度が小さくなっており、密詰め状態を表現している。

相対密度が大きくなればなるほど、背面地表面の最大沈下量も沈下面積も小さくなっており、密詰め地盤ほど硬質になって地盤変形が相対的に小さくなる傾向を示した。また、相対密度が小さいほど、土留め壁から少し離れた箇所での沈下量は大きくなり、沈下分布の曲率が急になる。これは、土留め壁～周辺地盤間の摩擦の程度によって形状が若干変化することが予想される。

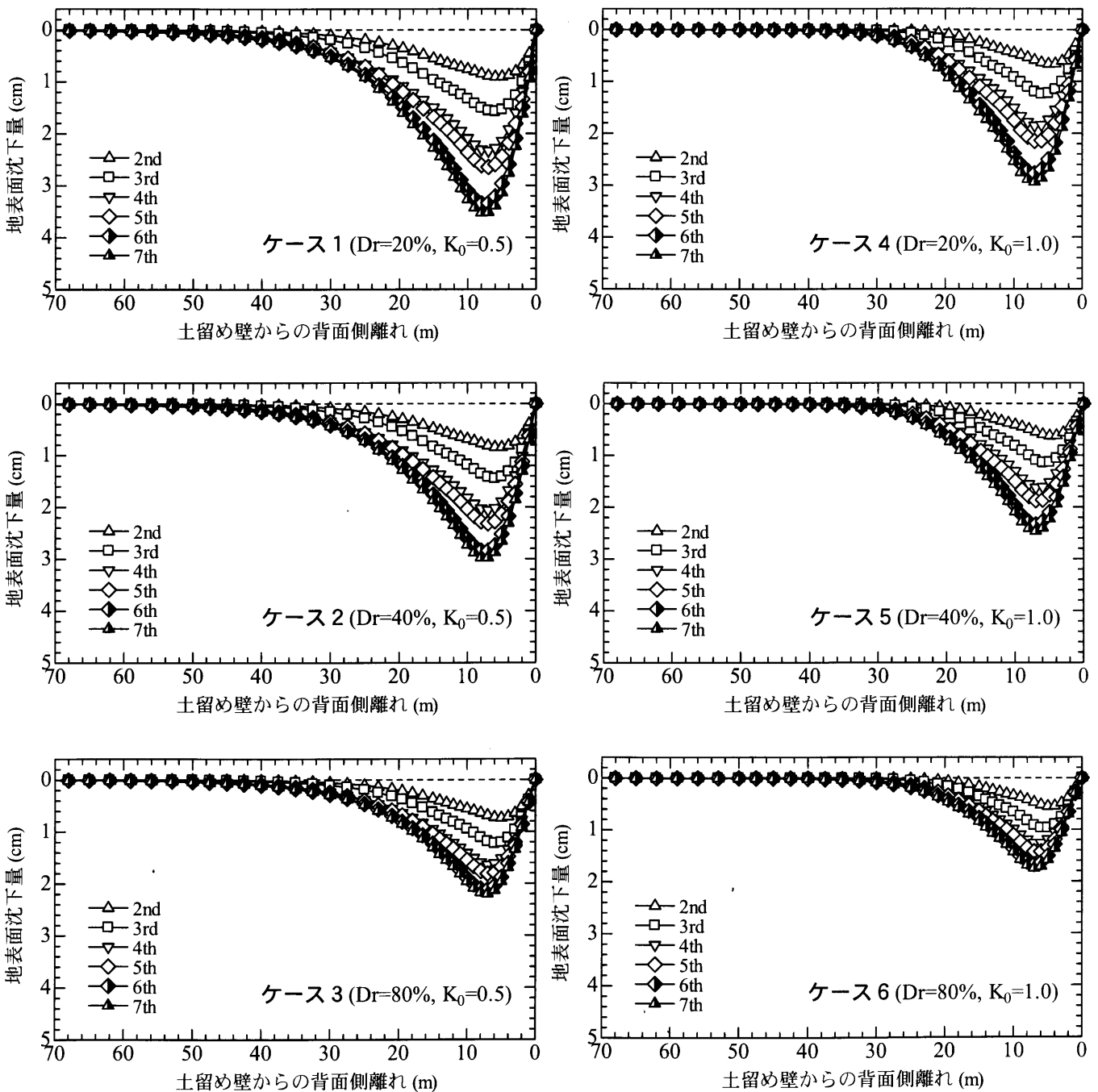


図 6.2.2 相対密度および初期応力状態の違いによる背面地表面沈下量および沈下分布の比較図

図 6. 2. 2 の背面地表面沈下量および沈下分布の比較図について、途中掘削段階および最終掘削段階における背面地表面沈下分布を相対密度の違いで重ね書きしたものを図 6. 2. 3 に示す。

土留め掘削の進行に伴い、また土留め壁最大変位量発生深度が深くなるにつれて、背面地表面の最大沈下量発生位置も土留め壁から離れるなど、実測挙動と類似した傾向にあった。また、背面地表面の最大沈下量発生位置については、相対密度が小さいほど土留め壁からの離れた位置に発生しているが、大差はなかった。つまり、相対密度が異なっても、土留め壁の変位に伴う最大沈下量発生位置の広がりは大差がないレベルにあると思われる。また、初期応力状態が等方状態に近いほど、背面地表面の沈下量は小さくなる傾向にあり、影響範囲がより限定された範囲に集約されていることも確認できた。

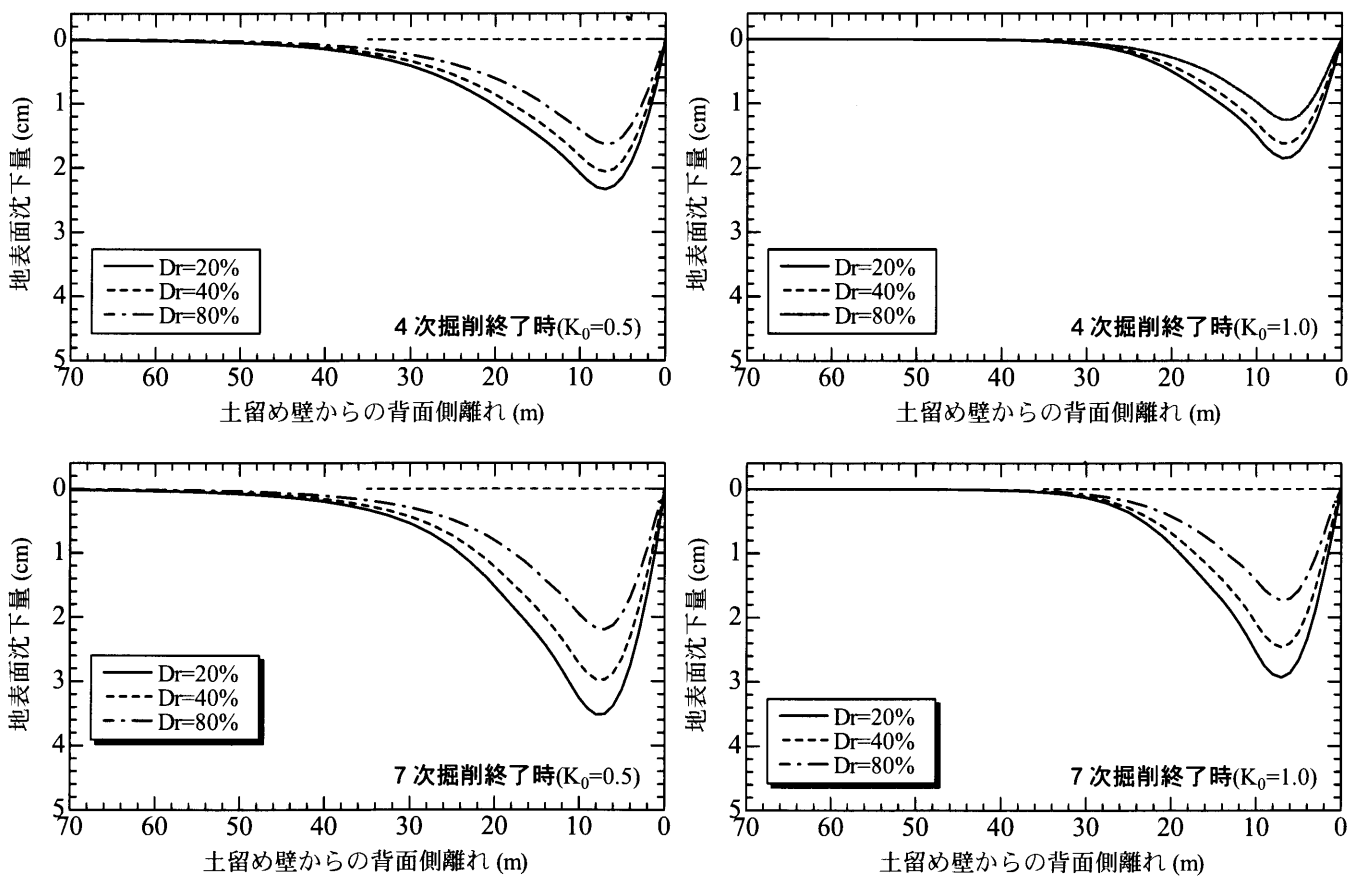


図 6. 2. 3 相対密度および初期応力状態の違いによる背面地表面沈下量および沈下分布の比較図

6.3 弾塑性 FEM 解析と弾性 FEM 解析の比較

ここでは、前節の弾塑性モデルを用いた FEM 解析によるケーススタディー結果に対して、地盤構成モデルを弾性モデルに置き換えた場合の結果を対比させることにより、その適用限界について述べる。

相対密度を変えた豊浦標準砂を対象とし、相対密度を変えた 1 要素シミュレーション結果から、応力～ひずみ関係を図 6.3.1 に、それに基づいた E_{50} を表 6.3.1 に示す。また、弾塑性 FEM 解析結果に今回の弾性 FEM 解析結果を重ね書きした図を図 6.3.2 に示す。

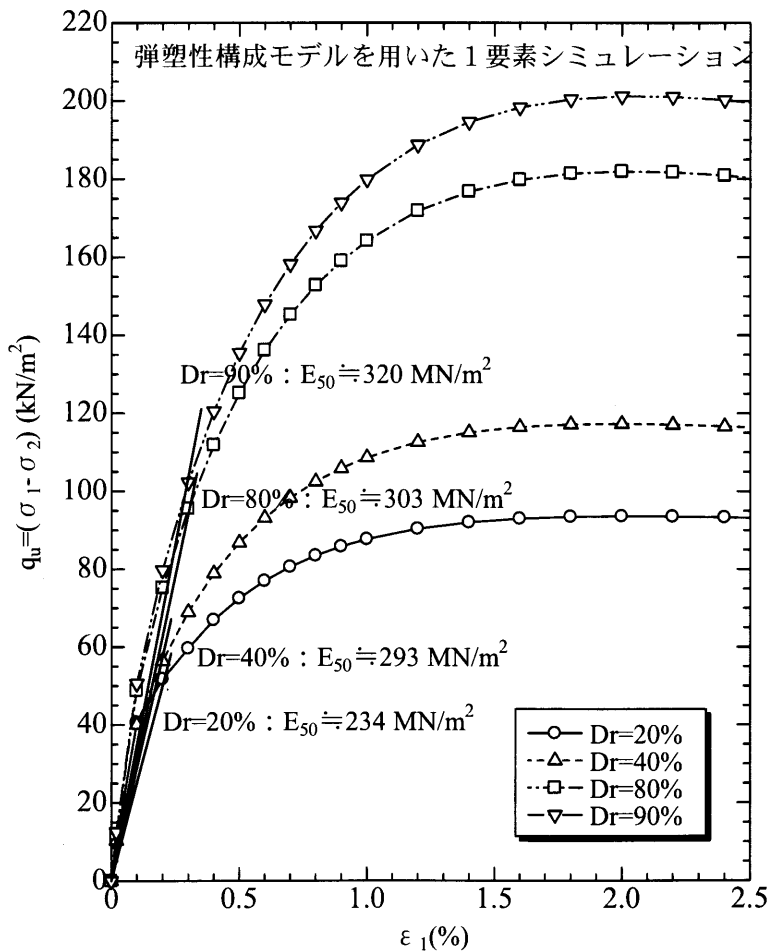


図 6.3.1 相対密度を変えた豊浦標準砂の 1 要素シミュレーションによる応力～ひずみ関係

表 6.3.1 相対密度の違いによる E_{50}

	E_{50} (MN/m^2)
$D_r=20\%$	234
$D_r=40\%$	293
$D_r=80\%$	303
$D_r=90\%$	320

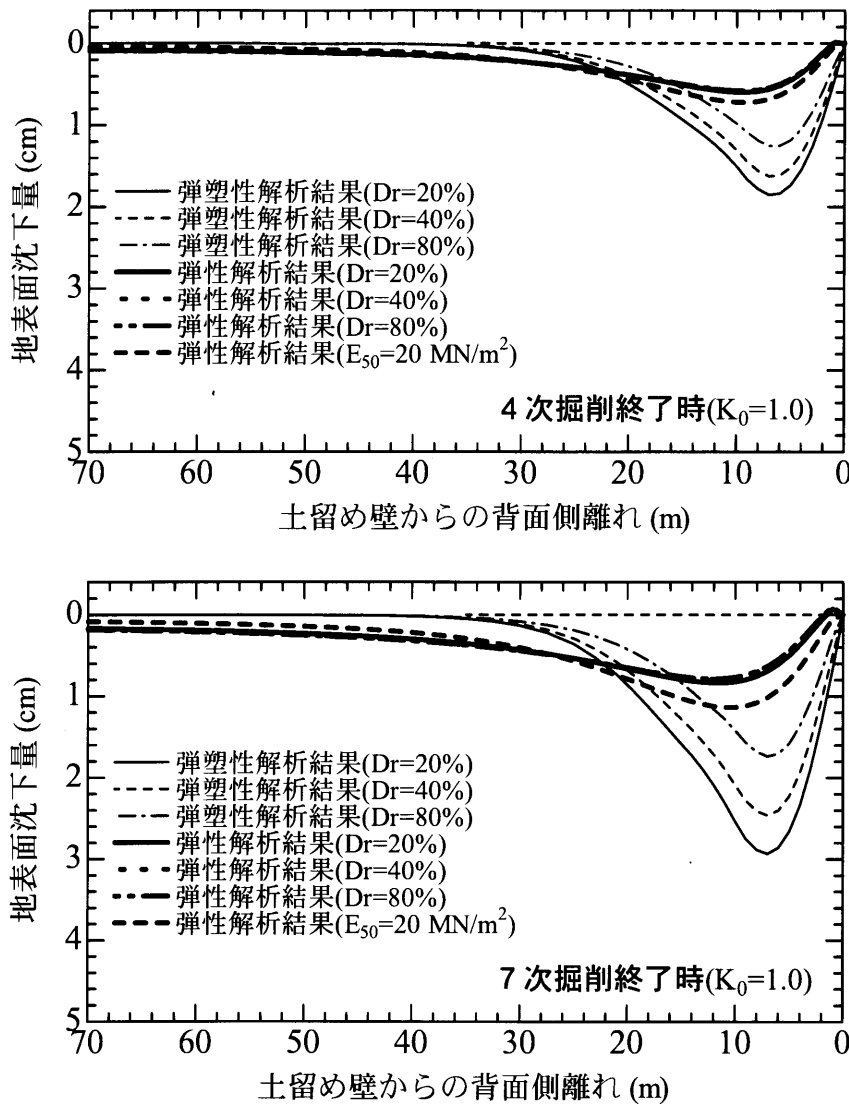


図 6.3.2 背面地表面沈下分布に関する弾塑性 FEM 解析結果と弾性 FEM 解析結果の比較図

表 6.3.1 からわかるように、相対密度の違いによる変形係数は、数値的に違いはあるもののその差は小さいことから、背面地表面沈下分布に関する弾性 FEM 解析の結果に大差は見られなかった。ただし、弾性係数を仮に表 6.3.1 からワンオーダー小さくした場合の解析結果も図 6.2.3 に示しているが(黒太破線)、この程度の差であれば地表面沈下分布に差異が生じていることが確認できる。

図 6.3.2 からわかるように、地表面沈下分布に関する弾性 FEM 解析結果はなだらかな状態にあり、弾塑性 FEM 解析結果に見られるような土留め壁から少し離れた箇所で局所的に落ち込むような沈下モードではなかった。また、弾塑性 FEM 解析では、土留め壁変位による影響が土留め壁から 30m 程度離ればゼロに収束しているのに対して、弾性 FEM 解析ではなだらかな変位モードのまま、土留め壁から 30m 以上離れた地点まで影響が伝播していることが確認できた。

6.4 土留め背面地表面の沈下量および沈下分布に関する簡易予測手法

土留め掘削に伴う背面地盤の変形挙動を予測するためには、土留め壁と周辺地盤の相互作用を考慮した一体解析として弾塑性構成モデルを用いた FEM 解析が最も適切であることは、これまで述べてきた。

しかし、各種土留め掘削問題に対して上記のような手法を毎回実施するのは時間的にも経済的にも困難であることから、周辺の近接構造物の重要度に応じて、簡易手法と使い分けすることが実務的には最も重要であると考えられる。

ここでは、試算段階で土留め背面地表面の沈下量および沈下分布を実務レベルで想定する際の予測手法について提案する。予測手法の概念図を図 6.4.1 に示し、予測手順を以下に示す。

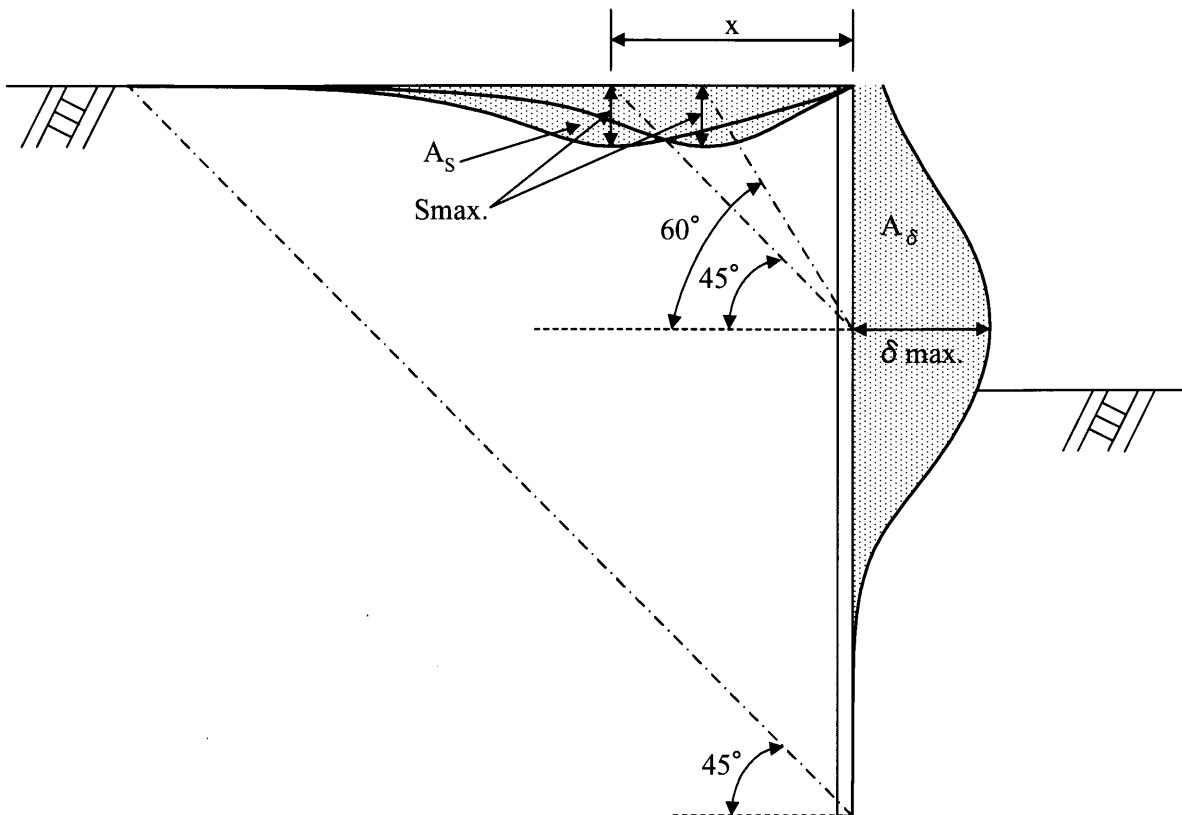


図 6.4.1 土留め背面地表面の沈下量および沈下分布の予測手法に関する概念図

①土留め壁頭部における沈下量をゼロと仮定する。

ただし、土留め壁と周辺地盤の相互作用の状態によっては、摩擦が切れて土留め壁直近の背面地盤が沈下する場合も十分想定される。既設構造物との近接施工が多い都市土木では、極力土留め壁の変位量を抑制する方向にあるので、ここではその効果を念頭において、土留め壁直近の背面地表面の沈下量は無視できるレベルにあると仮定した。

②土留め壁変位量ゼロ深度(例えば土留め壁下端部)から背面上部へ θ_1 (例えば 45°)ラインにおける沈下量をゼロと仮定する。

これは、第3章で実施した実測値の整理から得られた知見⁴⁾であり、 θ_1 については概ね 45° から 60° の範囲にあることを想定している。予測が必要な近接構造物の用途に応じて、影響範

囲を調整する工学的判断が必要である。

- ③【最大沈下量発生位置(x)の想定】土留め壁最大変位量発生深度から背面上部へ θ_2 (例えば $45^\circ \sim 60^\circ$)ラインにおいて最大沈下量が発生すると仮定する。

これも、第3章で実施した実測値の整理から得られた知見⁴⁾であり、②と同様、予測が必要な近接構造物の用途に応じて、影響範囲を調整する工学的判断が必要である。

- ④【最大沈下量の想定】土留め壁変位分布面積 A_δ に対する背面沈下分布面積 A_s の減衰率(Volume Loss)(例えば50%, $A_s=0.5A_\delta$)を考慮して最大沈下量を想定する。

第2章でも示したように、 A_δ と A_s の関係^{4),5)}については、過去の実測データに基づいた簡易予測手法として挙げられている。ここでは、最近の都市土木での実態を反映させた減衰率を新たに用いて、土留め壁変位土量から土留め背面地表面沈下土量を想定するに留まらず、このような関係を活用して背面地表面の沈下分布までも想定することを考えている。

- ⑤ ①～③に示す3点を結ぶ正規曲線分布((6.1)式参照)となる地表面沈下分布と規定する。

$$A_s = \alpha \times e^{-\left\{ \frac{(x-\beta)^2}{2\gamma^2} \right\}} \quad (6.1)$$

ここに、 α, β, γ : 係数

x : 最大沈下量発生位置～土留め壁間の距離

概略的に、①より $x=0$ で $S=0$ (A点)、②よりたとえば $x=H$ で $S=0$ (B点)、③より $x=x$ で $S=S_{max}$ (C点)の3点を頂点とする三角形分布を仮定すると、(6.2)式のようなになる。

$$\frac{H \times S_{max.}}{2} = A_\delta \times 0.5 \quad (6.2)$$

$$S_{max.} = \frac{A_\delta}{H}$$

この結果を利用して、A～C点の3点を結ぶ正規曲線分布を α, β, γ を微調整して想定し、それを土留め壁掘削に伴う背面地表面沈下分布と仮定する。

なお、ここでは地下水位変動に伴う圧密沈下量は考慮していない。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会：入門シリーズ 29 知っておきたい根切り・土留めの基本，2004.
- 2) Nakai, T. and M. Hinokio : A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundation*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 3) 譽田孝宏, Hossain M·Shahin, 中井照夫:土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析, 土木学会論文集 C (投稿中, 登載決定済).
- 4) 伊藤博幸, 柳川知道, 譽田孝宏, 早川清:土留め掘削に伴う土留め壁の変形と背面地盤の変形挙動の関係について, 土木学会トンネル工学報告集, 第 16 卷, pp.439-446, 2006.
- 5) (社)土木学会:トンネル標準示方書 (開削編) に基づいた仮設構造物の設計計算例, トンネル・ライブラリー, No.4, pp.107, 1993.

第7章 結論

本研究では、土留め掘削に伴う土留め背面地盤の変形挙動について、実現場での計測結果を整理して挙動分析をおこない、それに関して弾塑性有限要素解析を用いて実挙動を予測・検証し、解析手法の有効性を示した。また、これまでの成果を踏まえて実務レベルで活用できる土留め背面地表面の簡易的な沈下予測手法を提案した。

各章で得られた結果を以下にまとめる。

第1章では、本研究のまえがきとして、土留め掘削の発展と現状について述べ、重要構造物との近接施工が多くなってきている現状を踏まえ、土留め背面地盤の変形挙動の事前予測方法に関する重要性について述べた。

第2章では、土留め掘削問題に関する過去の研究動向、特に土留め背面地盤の変形挙動の予測に関する研究についてまとめをおこない、本研究の課題を示した。まず初めに、土留め掘削の各工程における地盤変形の状況を整理し、背面地表面の沈下量予測手法を分類したが、複数の要因が複雑に絡み合っていることから、確立した手法がない現状にある。その中でも過去の実績に基づいて推定する手法等が主流をなしているが、地盤工学的な裏づけが少ない。よって、地盤材料の力学特性を適切に表現できるモデルを用いて、実務的にも適切に挙動把握できる解析手法が望まれていることを指摘した。

第3章では、大阪市地下鉄8号線工事の開削現場で得られたデータに基づいて、土留め壁の変位に伴う土留め背面地盤の変形挙動について整理し、地盤特性ごとの分析、評価をおこない、簡易的な沈下予測手法との比較、検討をおこなった。代表的な得られた知見を以下に列記する。

- (1) 土留め掘削進行に伴って、土留め背面地盤は土留め壁の変位に引き寄せられる形で円弧すべりの的に斜め下方の掘削底面に向かって落ち込み、その影響が地表面までに達していることが確認できた。
- (2) 地表面沈下については、土留め壁から少し離れた地点で沈下量が最大となり、土留め壁近傍と土留め壁から遠く離れた地点で沈下量がほとんどゼロになるようなU字型沈下モードを示した。これは、土留め壁近傍において土留め壁～地盤間の摩擦抵抗が作用して、沈下量が抑制されていることが考えられる。
- (3) 例えば、土留め掘削に伴う土留め壁変位面積 A_δ と背面地表面沈下面積 A_s との関係については、軟弱な沖積鋭敏粘土卓越地盤では $A_s \cong (0.2 \sim 0.3) \times A_\delta$ 、沖積砂層卓越地盤では $A_s \cong (0.1 \sim 0.4) \times A_\delta$ の関係にあった。沖積粘性土地盤における変形土量は、沖積砂地盤よりも大きく、施工条件に大きく依存する状態にあった。この結果は、過去の事例に対して小さい地表面沈下量を示す傾向にあったが、これについては、施工技術が向上したことによって土留め壁変位の絶対値が小さくなったこと、背面地盤内のアーチング効果などが影響し、背面地盤が土留め壁変位に追随していないことが原因として考えられる。

第4章では、有限要素解析で使用した構成モデルである subloading t_{ij} model の開発背景と基本概念を説明している。ここでは、本モデルが地盤材料の力学特性、構造物と周辺地盤の相互作用および施工過程を適切に表現でき、土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動を同一観点から予測することができる弾塑性モデルであることを示し、第5章以降で実施した実測値と解析値の比較やケーススタディーの妥当性を説明する上での前提を目的としている。

第5章では、土留め壁の変位や土留め背面地盤の挙動について、第3章で整理した実測値と、実務上での設計値と、第4章で説明した構成モデルを用いた有限要素解析値との比較および検討をおこない、弾塑性FEM解析の現場適用性について検討した。代表的な得られた知見を以下に示す。

- (1) 最終掘削時における土留め壁変位量については、最大変位量とその発生深度、さらには変位モードに関して弾塑性FEM解析値は実測値と良い対応関係にあり、設計では表現しきれなかった土留め壁最大変位量発生深度の違いなどの変位挙動を、弾塑性FEM解析は適切に表現できることがわかった。
- (2) 背面地表面沈下については、弾塑性FEM解析値は実測値と同様にU字型沈下分布を示し、最大沈下量およびその発生位置について実測値とほぼ合致したが、土留め壁変位の影響については、実測値よりも解析値の方で遠方まで広がった。
- (3) 土留め背面地盤の変形挙動については、弾塑性FEM解析値は土留め下端部から背面斜め上方 45° ～ 60° を中心に発達しており、実測値と類似傾向にあった。弾塑性FEM解析による体積ひずみ分布状況から、土留め壁変位に伴う影響は、各土層の地盤特性と互層の地盤構成にあることに起因して、圧縮部分と膨張部分の両方が存在して背面側へ伝播していることが考えられる。
- (4) 土留め壁～周辺地盤間の相互作用の感度分析やプレロード効果について、弾塑性FEMを用いて検討した結果、それぞれの状況や効果を適切に表現できていることが確認できた。よって、実地盤の力学特性を十分把握した上で、それを適切に表現できる弾塑性構成則を用いてFEM解析すれば、土留め掘削時の地盤の応力、変形挙動を同一観点から適切に再現できることがわかり、実現場への弾塑性有限要素解析の適用が有効であることがわかった。

第6章では、弾塑性有限要素法を用いた土留め背面地表面沈下に関するケーススタディーを実施してその結果を評価することにより、新たに提案する背面地表面の沈下分布を想定する手法に対して、弾塑性構成モデルを用いたFEM解析による検証をおこなった。代表的な得られた知見を以下に示す。

- (1) 相対密度が大きい方が背面地表面の最大沈下量も沈下土量も小さくなり、密詰め地盤ほど硬質になって地盤変形が相対的に小さくなる傾向を示した。また、相対密度が小さい方が土留め壁から少し離れた箇所での沈下量は大きくなり、沈下分布の曲率が急になる。ただし、土留め壁～周辺地盤間の摩擦の程度によって形状が若干変化すると考えられる。
- (2) 地盤の構成モデルを弾塑性モデルから弾性体に置き換えた場合FEM解析を実施した結果、背面地表面沈下分布に関する弾性FEM解析結果は、弾塑性FEM解析結果よりもなだらかな沈下分布傾向にあり、遠方まで土留め壁変異の影響が伝播することがわかった。

- (3) 土留め背面地表面の最大沈下量とその発生位置、およびその沈下分布を想定する方法として、数値解析によって裏付けられた実務レベルでの簡易予測法の提案に向けた考察ができた。

以上、本研究により、土留め掘削に伴う土留め背面地盤の変形挙動について、その挙動メカニズムが実挙動の計測結果の整理から明らかになり、地盤材料の力学特性を適切に表現することはもちろん、構造物と周辺地盤の相互作用および施工条件を適切に説明することの重要性を示した。

現状の土留め設計法では、土留め壁の変位量および変位モードについてはある程度適切に説明ができ、多くの実績があるものの、土留め背面地盤の挙動については、過去の実績より推定する手法が主流となっており、地盤工学的な裏づけが少ないのが実情である。

その点、実地盤の力学特性を十分把握した上で、それを適切に表現できる弾塑性構成則を用いてFEM解析することによって、土留め掘削時の地盤の応力、変形挙動を同一観点から適切に再現できることがわかり、実現場への弾塑性有限要素解析の適用が有効であることがわかった。また、試計算段階で土留め背面地表面の沈下量および沈下分布を想定する方法として、今回の弾塑性有限要素解析によって検証された予測手法を提案に向けた考察ができた。

以上のことから、土留め背面地盤に位置する既設構造物の重要性に応じて、また対象地盤における地盤工学的な問題レベルに応じて、実務的に今回提案して予測手法の活用から、今回実施した弾塑性有限要素解析によるダブルチェックまで、幅広い対応が望まれる。

今後へのこされた課題のいくつかを以下に示す。

- (1) subloading t_{ij} model を構成モデルとした有限要素解析を実施するにあたって、実地盤から不攪乱試料を採取して室内土質試験を実施することを考えた。粘性土地盤については、比較的サンプリングは容易であるが、砂地盤については、不攪乱試料の採取が困難である。通常実施される地盤調査についても、物理試験を実施する程度であり、標準貫入試験の結果がある程度である。このような環境下で砂系地盤のパラメータをより適切に設定する方法を検討する必要がある。
- (2) 実務レベルで活用可能な土留め背地表面の沈下量および沈下分布を想定する方法を示したが、弾塑性有限要素解析によって裏づけはある程度できたものの、実測値に照らし合わせた検証が不十分であることから、キャリブレーションの実施が必要である。

謝辞

本論文は、筆者が名古屋工業大学大学院博士後期課程で実施した研究の成果をまとめたものです。同大学博士前期課程でまとめた「山留め掘削時の地盤の変形と破壊」については、室内モデル実験と弾塑性 FEM 解析の比較および検討をおこないましたが、大学院卒業後、現場で設計、施工、計測管理に携わるようになり、実務で用いる予測手法の貧弱さを日々痛感していました。そこで一度自分の中で疑問点を整理し、土木技術者として土留め掘削問題に対して今後どのような取り組みをおこなっていくべきなのかを模索することを目的に本研究をおこなうことを決意した次第です。本研究をおこなうにあたり、多くの先生方、実務関係者の方々、研究室の先輩および後輩の方々から多大なるご指導とご支援をいただきました。ここに感謝の意を表します。

名古屋工業大学教授 中井照夫先生には、本研究をおこないたいという切なる思いをお聞き届けいただき、研究に関して貴重なご指導およびご鞭撻を頂きました。物事に対して常に本質に迫る姿勢と、研究に対しては妥協を許さない揺ぎ無い探究心には本当に感銘を受け、今後、土木技術者として歩むべき道をお教えいただきました。また先生には研究だけではなく、著者が学部生の頃より研究の仕方から就職のご相談まで、多岐にわたって本当にお世話になっており、現在勤務している会社へのご紹介がなければ、今回の研究はなかったものと思います。先生にお会いできたからこそ、今の著者があると言っても過言ではありません。ここに深厚な謝意を申し上げます。

名古屋工業大学教授 張鋒先生には、研究結果をまとめるにあたり、お忙しい中、多くの指導を頂きました。出身大学は違うものの、先生は著者が修士学生の頃の博士学生であり、大変尊敬する先輩でもあります。また、先生は同じ土木業界で実務を経験されたこともあって、実務者と研究者の両方の立場からの的確なアドバイスを賜りました。何度か心折れそうになった時期もありましたが、幾度となく研究者としての心得を伝授していただいたので、常に心強く感じておりました。ここに謝意を申し上げます。

名古屋工業大学准教授 前田健一先生には、研究成果をまとめるにあたり、お忙しいところ、色々ご指導いただきました。また、学会でのプレゼンテーションのご様子や学生の皆さんとの紳士的な接し方を拝見しているうちに、難しい内容をいかにわかりやすく的確に相手へ伝えるかというテクニックに触れることができ、活用させていただきました。心より感謝致します。

名古屋工業大学准教授 Hossain M. Shahin 先生には、弾塑性構成モデルを用いた弾塑性 FEM 解析を実施するにあたり、基礎的内容から親切にご指導をいただきました。著者も学生の頃には今回使用した解析プログラム(古いバージョンですが)を活用していましたが、数年を経て錆付いてしまった著者の頭を一つ一つ紐解きながらの研究になったことから、大変苦勞しました。先生のご指導がなければ、本研究は到底成果をあげることができなかったと思います。ここに心からの感謝を申し上げます。

名古屋工業大学助教 菊本統先生には、研究を進めるにあたって強力なバックアップをいただきました。弾塑性構成モデルに関する質問から事務的な手続きまで、多大なるご迷惑をお掛けしました。心より感謝いたします。

名古屋工業大学技官 佐藤智範先生には、学部生の頃からの大先輩であり、素晴らしい研究環境の提供を賜りました。「一生のお願い！」を何度も使わせていただきましたが、すべてに対応していただき、ここに感謝を申し上げます。

財団法人 地域 地盤 環境 研究所 研究長兼事業統括の橋本正氏には、入社した当初から、土留め掘削問題に限らず、ありとあらゆる土木に関する諸問題に関してご指導をいただきました。本研究を始めるにあたってご相談したところ、快く奨励していただきましたので、著者も業務に合間をぬって研究に没頭することができました。社会人になって橋本氏とお会いできたからこそ、今の土木技術者としての著者があると言っても過言ではありません。ここに深厚な謝意を申し上げます。

また、同社 統括グループ長の長屋淳一氏をはじめ財団関係者の方々には、度重なる名古屋行きをお許しいただき、研究遂行を温かく見守っていただきました。特に、長屋氏には、研究者サイドと実務者サイドの両方から本研究内容に対して適切な助言をいただきました。心からお礼を申し上げます。

大阪市交通局鉄道技術本部 土木技術担当課長の塩谷智弘氏をはじめ大阪市交通局の関係者の方々には、今回の研究に対して貴重な現場データをご提供いただきました。著者が入社した当初から、地下鉄が開通するまでの計画、地盤調査、設計、予測解析、施工、現場計測管理 等々、貴重な経験の場を与えていただきました。本研究をおこなうに至った動機を現場サイドから与えていただいたことに、心からお礼を申し上げます。

また、その他、地下鉄工事に限らず種々の土木工事に関係する多くの方々から、温かい励ましのお言葉やご指導およびご鞭撻を賜りました。心から感謝を申し上げます。

さらに、名古屋工業大学地盤研究室の卒業生および在学諸氏に深く感謝致します。特に、博士後期課程1年の京川裕之氏には、弾塑性構成モデルを用いた弾塑性 FEM 解析を実施する際、土質パラメータを設定するにあたって、持ち込んだ粘土試料の成形から土質試験の実施、試験結果の整理を実施していただき、またパラメータの決定時には種々のアドバイス、ご協力をいただきました。心からお礼を申し上げます。また、ここでは全員の方々の名前を挙げることはできませんが、地盤研究室で一緒に時間を過ごした全ての方々に感謝の意を表します。

最後に、常に影ながら支えてくれた妻の譽田仁子、せっかくの土日もなかなか満足に遊んであげられなかった息子の譽田泰孝と譽田大輔に感謝いたします。

参考資料 1 有限要素法の定式化

ここでは、有限要素解析の定式化をおこなうために力のつりあい式の弱形式である仮想仕事式を導く。次に、仮想仕事式と構成式、変位の内挿を用いて水とのカップリングを考慮した有限要素法における剛性マトリックスを導く。

有限要素解析における有限要素マトリックスの計算は、非常に重要な位置を占める。したがって、本解析では図 A1.1 に示すようなアイソパラメトリックの四角形要素¹⁾を用いる。節点は 4 節点とし、ガウス積分点は図に示すような 4 点 ($r = \pm 0.57735$, $s = \pm 0.57735$) とする。

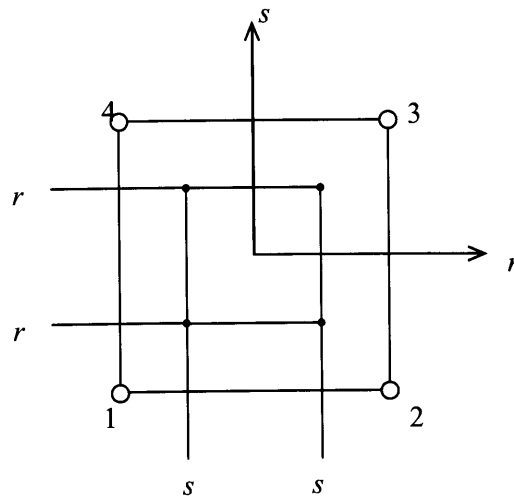


図 A1.1 アイソパラメトリック要素

(1) 仮想仕事の原理

物体がつりあいの状態にあるとき、物体内部では力のつりあい式である (A1.1) 式と、ひずみの適合条件式である (A1.2) 式が成り立っている。

$$\sigma_{ij,i} - b_j = 0 \quad (\text{A1.1})$$

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (\text{A1.2})$$

ただし、応力とひずみは圧縮側を正にとり、 b_j は単位体積あたりの物体力であり座標軸の正方向を正とする (Figure A1-1 参照)。

応力境界 S_T 上では応力場 σ_{ij} は、(A1.3) 式を満たす。

$$\sigma_{ij} n_i = -T_j \quad (\text{A1.3})$$

ここに、 n_i は表面 S_T 上の外向き単位放線ベクトルの方向余弦、 T_j は表面力であり座標軸の正方向を正とする。

ここで、変位境界 S_D 上で 0 となる仮想変位 (重み関数) を δu_j (Galerkin 法では重み関数として変位の近似関数と同じものを用いる) とする。(A1.1) 式の両辺のベクトル量と仮想変位速度ベクトル δu_j との内積をとり、領域 V (図 A1.2 参照) において体積積分 (重み付き残差法) をすると、(A1.4) 式の関係が得られる。

$$\int_V (\sigma_{ij,i} - b_j) \delta u_j dV = 0 \quad (\text{A1.4})$$

また、(A1.5)式が成立することから、(A1.4)式をガウスの発散定理を用いて書き改めると(A1.6)式のようになる。

$$\sigma_{ij,i} \delta u_j = (\sigma_{ij} \delta u_j)_{,j} - \sigma_{ij} \delta u_{j,i} \quad (\text{A1.5})$$

$$\int_S n_i \sigma_{ij} \delta u_j dS - \int_V \sigma_{ij} \delta u_{j,i} dV - \int_V b_j \delta u_j dV = 0 \quad (\text{A1.6})$$

左辺第1項は、 $S=S_T+S_D$ ($\delta u_j=0$ on S_D) と考え、第2項は式(A1.2)応力テンソルの対象性より(A1.7)式が成立するので、(A1.6)式は(A1.8)式のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} \delta u_{j,i} &= \sigma_{ij} \left(-\delta \varepsilon_{ij} - \frac{1}{2} \delta u_{i,j} + \frac{1}{2} \delta u_{j,i} \right) \\ &= -\sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} - \frac{1}{2} \sigma_{ij} \delta u_{i,j} + \frac{1}{2} \sigma_{ij} \delta u_{j,i} \\ &= -\sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} \end{aligned} \quad (\text{A1.7})$$

$$\int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV = \int_{S_T} T_j \delta u_j dS + \int_V b_j \delta u_j dV \quad (\text{A1.8})$$

$b \rightarrow \gamma$ に置き換えて、(A1.8)式をベクトル表示すると、(A1.9)式のようになる。

$$\int_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \int_{S_T} \delta u^T t dS + \int_V \delta u^T \gamma dV \quad (\text{A1.9})$$

以上の誘導過程からわかるように、仮想仕事式は、つりあい式を満足する応力と変位境界条件を満足する変位場とそれから導かれるひずみのあらゆる組み合わせについて成立し、その応力とひずみは構成則で関係づけられている必要はない。

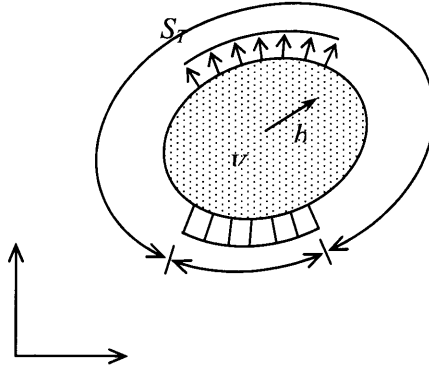


図 A1.2 対象とする領域 V と境界条件

(2) 剛性マトリックス

次に、 z 軸方向の変位を拘束する平面ひずみ条件下における有限要素法の剛性マトリックス²⁾を導く。

(a) 有効応力の原理

z 軸方向の変位を拘束する平面ひずみ条件下では、 x - y 面内の全応力増分 $\{d\sigma\}$ について、 x - y 面内の有効応力増分 $\{d\sigma'\}$ と間隙水圧増分 $\{du_e\}$ の和として (A1.10) 式で表される。

$$\{d\sigma\} = \{d\sigma'\} + \{du_e\} \quad (\text{A1.10})$$

ここに、

$$\{d\sigma\} = \begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad \{d\sigma'\} = \begin{Bmatrix} d\sigma'_x \\ d\sigma'_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad \{du_e\} = \begin{Bmatrix} du_e \\ du_e \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{A1.11})$$

(b) 土の構成式

(A1.12) 式中のマトリックス $[D]$ が応力～ひずみマトリックスであり、弾塑性解析であれば弾塑性構成モデルから導かれる平面ひずみ条件下の応力～ひずみマトリックスを適用する。

$$\{d\sigma'\} = [D]\{d\varepsilon\} \quad \left(\{d\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \right) \quad (\text{A1.12})$$

(c) 要素内変位増分

要素内の変位増分 $\{du\}$ については、変位関数のマトリックス $[N]$ を決めることにより、節点変位増分 $\{da\}$ を用いて (A1.13) 式で表現できる。

$$\{du\} = [N]\{da\} \quad (\text{A1.13})$$

ここに、 $[N]$: 節点変位増分 $\{da\}$ から要素内変位増分 $\{du\}$ への変換マトリックス
要素内変位増分 $\{du\}$ については (A1.14) 式で表される。

$$\{du\} = \begin{Bmatrix} du(x,y) \\ dv(x,y) \end{Bmatrix} \quad (\text{A1.14})$$

また、ひずみ増分は、(A1.15) 式で表されることから、節点変位増分 $\{da\}$ を用いて (A1.16) 式のように表示できる。

$$\{d\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\frac{\partial(du)}{dx} \\ -\frac{\partial(dv)}{\partial y} \\ -\left(\frac{\partial(du)}{\partial y} + \frac{\partial(dv)}{\partial x}\right) \end{Bmatrix} \quad (\text{A1.15})$$

$$\{d\varepsilon\} = -[B]\{da\} \quad (\text{A1.16})$$

ここに、 $[B]:[N]$ を微分して導かれる節点変位増分 $\{da\}$ から要素内ひずみ増分 $\{d\varepsilon\}$ への変換マトリックス

(d) 仮想仕事の原理

節点における仮想仕事を $\{\delta a\}$ とすると、(A1.9)式に(A1.13)式と(A1.16)式を代入して(A1.17)式のように表示させることによって(A1.18)式が成立する。

$$F = \int_{S_T} N^T t dS + \int V N^T \gamma dV \quad (\text{A1.17})$$

$$\begin{aligned} \{\delta a\}^T \{dF\} &= \int \{\delta \varepsilon\}^T \{d\sigma\} dvol \\ &= \int -\{\delta a\}^T [B]^T (\{d\sigma\} + \{du_e\}) dvol \end{aligned} \quad (\text{A1.18})$$

節点変位増分は考えている要素に独立であることから、最終的に(A1.19)式が成立する。

$$\begin{aligned} \{dF\} &= \left(\int [B]^T [D][B] dvol \right) \{da\} - \left(\int [B]^T G dvol \right) du_e \\ &= [K]\{da\} + [L]du_e \end{aligned} \quad (\text{A1.19})$$

ここに、 $\{dF\}$: 節点力増分
 $[K]$: 要素の剛性マトリックス
 u_e : 圧縮を正

要素の体積ひずみ増分は、節点変位増分 $\{da\}$ を使って(A1.20)式で与えられる。

$$\begin{aligned} d\varepsilon_v &= d\varepsilon_x + d\varepsilon_y \\ &= \{G\}^T \{d\varepsilon\} \\ &= -\{G\}^T [B]\{da\} \end{aligned} \quad (\text{A1.20})$$

要素の体積変化量 dV は、(A1.21)式で与えられる。

$$\begin{aligned}
dV &= \int d\varepsilon_v dvol \\
&= - \int \{G\}^T [B] \{da\} dvol \\
&= -[L]^T \{da\}
\end{aligned}
\tag{A1.21}$$

したがって、間隙水圧を考慮した要素の剛性方程式³⁾は(A1.22)式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} dF \\ dV \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [K] & [L] \\ -[L]^T & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} da \\ du_e \end{bmatrix}
\tag{A1.22}$$

各荷重ステップにおいて(A1.22)式で与えられる各要素の剛性マトリックスを重ね合わせ直接剛性法により解くことにより、節点変位増分 $\{da\}$ および要素内過剰間隙水圧 $\{du_e\}$ を算定することができる。

また、 $[B]$ 、 $[D]$ を用いることによりそのステップの $\{d\varepsilon\}$ 、 $\{d\sigma_x\}$ を求めることができる。この計算を順次繰り返すことによって弾塑性構成式を用いた有限要素解析が可能となる。(A1.22)式を解くにあたり、非排水時には(A1.23)式によって、また間隙水圧の消散を考慮する場合には、(A1.24)式によって dV を与える。

$$dV = 0
\tag{A1.23}$$

$$dV = -\frac{1}{\gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u_e}{\partial y^2} \right) \Delta t
\tag{A1.24}$$

参考資料 2 beam 要素による有限要素解析

節点 i, j からなる beam 要素の軸方向を x 軸，垂直方向を y 軸とする局所座標系を図 A2.1 のように考える．ここで，beam 要素の長さを l ，節点 i, j の軸方向変位 (u_i, u_j)，たわみ (v_i, v_j)，たわみ角 (θ_i, θ_j) とする．

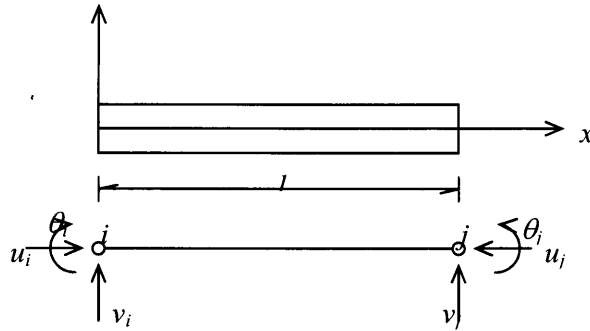


図 A2.1 beam 要素の説明図

(1) 変位関数

まず，要素内変位関数を求める．軸方向変位関数 u は 2 つのパラメーターによって表されるので (A2.1) 式のような 1 次式を仮定する．

$$u = ax + b \quad (\text{A2.1})$$

(A2.1) 式に $u = u_i$ ($x=0$)， $u = u_j$ ($x=l$) を代入して a, b を求め，再度 (A2.1) 式に代入すると (A2.2) 式になる．

$$u = \left(1 - \frac{x}{l}\right)u_i + \frac{x}{l}u_j \quad (\text{A2.2})$$

垂直方向変位関数 v は 4 つのパラメーターによって表されることから，(A2.3) 式のような 3 次式を仮定する．

$$v = ax^3 + bx^2 + cx + d \quad (\text{A2.3})$$

ここで， $v = v_i$ ($x=0$)， $v = v_j$ ($x=l$)， $dv/dx = \theta_i$ ($x=0$)， $dv/dx = \theta_j$ ($x=l$) を代入して整理すると，(A2.4) 式のようになる．

$$\begin{aligned} v = & \left\{1 - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{l}\right)^3\right\}v_i + \left\{\left(\frac{x}{l}\right)^3 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)\right\}l\theta_i \\ & + \left\{-2\left(\frac{x}{l}\right)^3 + 3\left(\frac{x}{l}\right)^2\right\}v_j + \left\{\left(\frac{x}{l}\right)^3 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right\}l\theta_j \end{aligned} \quad (\text{A2.4})$$

(A2.4) 式を x で微分すれば (A2.5) 式となる．

$$\begin{aligned} \theta = \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{6}{l} & \left\{ -\left(\frac{x}{l}\right) + \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} v_i + \left\{ 1 - 4\left(\frac{x}{l}\right) + 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \theta_i \\ & + \frac{6}{l} \left\{ \left(\frac{x}{l}\right) + \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} v_j + \left\{ -2\left(\frac{x}{l}\right) + 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \theta_j \end{aligned} \quad (\text{A2.5})$$

したがって、(A2.2)式、(A2.4)式、(A2.5)式をまとめてマトリックス表示すると要素内変位ベクトル $\{\delta\}$ は(A2.6)式で表せる。

$$f = \begin{pmatrix} u \\ v \\ \theta \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1-\xi & 0 & 0 & \xi & 0 & 0 \\ 0 & 1-3\xi^2+2\xi^3 & (\xi^3-2\xi^2+\xi)l & 0 & 3\xi^2-2\xi^3 & (-\xi^2+\xi^3)l \\ 0 & \frac{6(-\xi+\xi^2)}{l} & 1-4\xi+3\xi^2 & 0 & \frac{6(\xi-\xi^2)}{l} & -2\xi+3\xi^2 \end{bmatrix} \quad (\text{A2.6})$$

ここで、

$$\{\delta\}^e = [u_i \quad v_i \quad \theta_i \quad u_j \quad v_j \quad \theta_j]^T, \quad \xi = \frac{x}{l}$$

(2) ひずみ変位マトリックス

(A2.2)式において、 x に関して1階の偏微分をとれば、左辺は軸ひずみ $\varepsilon_x = \partial u / \partial x$ となり、(A2.5)式において、 x に関して1階、2階の微分をとれば、左辺はそれぞれ、 $\partial^2 v / \partial x^2$ 、 $\partial^3 v / \partial x^3$ となる。これらをまとめると、(A2.7)式に示す要素内ひずみベクトル $\{\varepsilon\}^e$ が求められる。

$$\{\varepsilon\}^e = [B]\{\delta\}^e \quad (\text{A2.7})$$

ここで、

$$\{\varepsilon\}^e = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} & \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} & \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} \end{bmatrix}^T \quad (\text{A2.8})$$

$$[B] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{l} & 0 & 0 & \frac{1}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{l^2} + \frac{12}{l^3}x & -\frac{4}{l} + \frac{6}{l^2}x & 0 & \frac{6}{l^2} - \frac{12}{l^3}x & -\frac{2}{l} + \frac{6}{l^2}x \\ 0 & \frac{12}{l^3} & \frac{6}{l^2} & 0 & -\frac{12}{l^3} & \frac{6}{l^2} \end{bmatrix} \{\delta\}^e \quad (\text{A2.9})$$

(3) 断面力・ひずみマトリックス

(A2.7) 式より要素の任意の断面におけるひずみが求まるので、図 A2.2 に示す要素内任意断面での断面力は (A2.10) 式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \\ S \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 \\ 0 & EI & 0 \\ 0 & 0 & EI \end{bmatrix} \{\varepsilon\}^e = [D][B]\{\delta\}^e \quad (\text{A2.10})$$

ここで、 M は曲げモーメント、 N は軸力、 S はせん断力を示す。



図 A2.2 断面力 M, N, S の定義

(4) 剛性マトリックス

局所座標系での beam 要素の剛性マトリックスは任意の節点変位に対して、仮想仕事法を用いることにより、(A2.6) 式、(A2.7) 式、(A2.9) 式、(A2.10) 式を考慮すれば (A2.11) 式となる。

$$[k_B] = \int [B]^T [D] [B] dx$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 12\frac{EI}{l^3} & 6\frac{EI}{l^2} & 0 & -12\frac{EI}{l^3} & 6\frac{EI}{l^2} \\ 0 & 6\frac{EI}{l^2} & 4\frac{EI}{l} & 0 & 6\frac{EI}{l^2} & 2\frac{EI}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -12\frac{EI}{l^3} & -6\frac{EI}{l^2} & 0 & 12\frac{EI}{l^3} & -6\frac{EI}{l^2} \\ 0 & 6\frac{EI}{l^2} & 2\frac{EI}{l} & 0 & -6\frac{EI}{l^2} & 4\frac{EI}{l} \end{bmatrix} \quad (\text{A2.11})$$

(5) 全体座標系での剛性マトリックス

図 A2.3 より、局所座標と全体座標を結ぶ座標変換マトリックスは (A2.12) 式のように表される。

$$[T_B] = \begin{bmatrix} \cos \varphi & \sin \varphi & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \varphi & \cos \varphi & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \varphi & \sin \varphi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \varphi & \cos \varphi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A2.12})$$

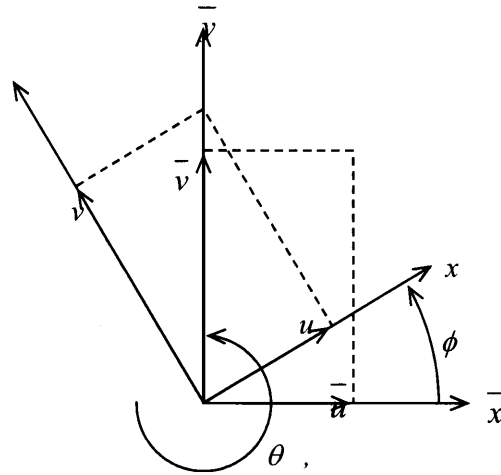


図 A2.3 局所座標系 (x, y) と全体座標系

したがって、(A2.11) 式で表した局所座標での剛性マトリックス $[k_B]$ から、全体座標系での剛性マトリックス $[K_B]$ は (A2.13) 式で表される。

$$[K_B] = [T_B]^T [k_B] [T_B] \quad (\text{A2-13})$$

参考資料 3 joint 要素による有限要素解析

不連続面を考慮した有限要素解析をおこなうため Goodman⁵⁾らにより提案されている joint 要素による不連続面の解析法について述べる。次に, joint 要素に実際の境界面の力学特性 (摩擦特性) を導入する方法⁶⁾について述べる。

(1) joint 要素による不連続面の解析法

図 A3.1 の要素 A と要素 B との境界面が不連続になるとき, 図 A3.2 に示すような joint 要素を導入する。この joint 要素の初期状態は, 節点 1 と節点 4, 節点 2 と節点 3 の節点座標は等しく, その長さは L , 幅は 0 である。そして要素の中心に原点をとり joint の長さ方向を x 軸, 垂直方向を y 軸とする局所座標を考える。joint 要素内部に貯えられるエネルギー ϕ は, joint の単位長さあたりに作用する力が変形に対してなした仕事量の要素全体にわたる総和に等しいので (A3.1) 式で与えられる。

$$\begin{aligned}\phi &= \frac{1}{2} \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} w_i p_i dx \\ &= \frac{1}{2} \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \{w\}^T \{p\} dx\end{aligned}\tag{A3.1}$$

ここに, $\{w\}$ は joint 要素の相対変位ベクトルであり (A3.2) 式で表す。

$$\{w\} = \begin{Bmatrix} w_s \\ w_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w_s^{top} - w_s^{bottom} \\ w_n^{top} - w_n^{bottom} \end{Bmatrix}\tag{A3.2}$$

なお, s は joint 要素のせん断方向成分を表し, n は垂直方向成分を表している。

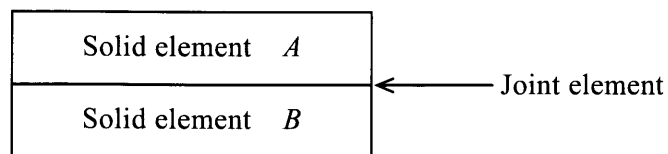


図 A3.1 要素 A と要素 B の間の不連続面

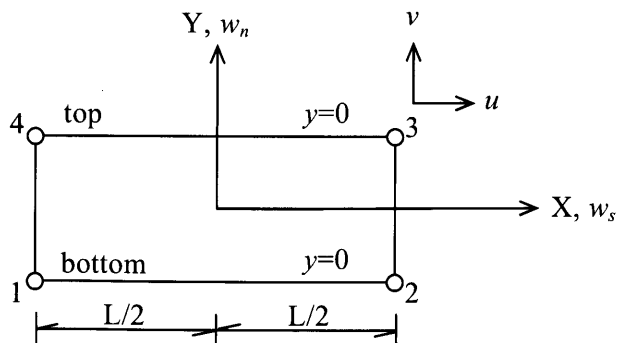


図 A3.2 joint 要素の説明図

また、 $\{p\}$ は joint の作用応力ベクトルであり、(A3.3) 式で表わされる。

$$\{p\} = \begin{Bmatrix} p_s \\ p_n \end{Bmatrix} \quad (\text{A3.3})$$

joint 要素の応力～変位マトリックスを $[D_J]$ とすると(A3.4) 式が成り立つ。

$$\{p\} = [D_J] \{w\} \quad (\text{A3.4})$$

(A3.1) 式から (A3.4) 式は (A3.5) 式のように与えられる。

$$\phi = \frac{1}{2} \int_{\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \{w\}^T [D_J] \{w\} dx \quad (\text{A3.5})$$

次に joint 要素内の変位が節点変位の線形内挿関係式で表せるとすると、相対変位ベクトル $\{w\}$ は節点変位の関数として (A3.6) 式で与えられる。

$$\begin{aligned} \{w\} &= \begin{Bmatrix} w_s \\ w_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w_s^{top} - w_s^{bottom} \\ w_n^{top} - w_s^{bottom} \end{Bmatrix} \\ &= \frac{1}{2} \begin{bmatrix} -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A & 0 \\ 0 & -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} \\ &= \frac{1}{2} [N_J] \{u\} \end{aligned} \quad (\text{A3.6})$$

$$\because A = 1 - \frac{2x}{L}, \quad B = 1 + \frac{2x}{L}$$

また、 $\{u\}$ は節点変位ベクトルであり、その成分 u_i, v_j はそれぞれ節点 i の x 方向および y 方向の節点変位を表している。(A3.1) 式に (A3.4) 式と (A3.6) 式を代入すると (A3.7) 式を得る。

$$\phi = \frac{1}{2} \int_{\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \frac{1}{4} \{u\}^T [N_J]^T [D_J] [N_J] \{u\} dx \quad (\text{A3.7})$$

ここで $\{R\}$ を節点力ベクトルとすれば、joint 要素の外力ポテンシャルは (A3.8) 式のようなになる。

$$V = -\{u\}^T \{R\} \quad (\text{A3.8})$$

したがって、全ポテンシャルエネルギー χ は (A3.9) 式で与えられる。

$$\chi = \phi - \{u\}^T \{R\} \quad (\text{A3.9})$$

ポテンシャルエネルギー最小の原理より (A3.10) 式および (A3.11) 式が成立する.

$$d\chi = \frac{\partial \phi}{\partial \{u\}} - \{R\} = 0 \quad (\text{A3.10})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \{u\}} = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \frac{1}{4} [N_J]^T [D_J] [N_J] dx \{u\} = [k_J] \{u\} = \{R\} \quad (\text{A3.11})$$

ここで $[k_J]$ は joint 要素の剛性マトリックスを表しており, 整理すると (A3.12) 式で与えられる.

$$\begin{aligned} [k_J] &= \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \frac{1}{4} [N_J]^T [D_J] [N_J] dx \\ &= \frac{L}{6} \begin{bmatrix} 2D_J & D_J & -D_J & -2D_J \\ D_J & 2D_J & -2D_J & -D_J \\ -D_J & -2D_J & 2D_J & D_J \\ -2D_J & -D_J & D_J & 2D_J \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (\text{A3.12})$$

また, (A3.12) 式で表した局部座標系の剛性マトリックスを全体座標系の剛性マトリックス $[K_J]$ に変換すると (A3.13) 式で表せる.

$$[K_J] = [T_J]^T [k_J] [T_J] \quad (\text{A3.13})$$

ここで θ を局部座標系と全体座標系のなす角とすると, $[T_J]$ は (A3.14) 式で与えられる.

$$[T_J] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \quad (\text{A3.14})$$

(2) 境界面の摩擦特性を考慮した joint 要素

土留め壁とその周辺地盤との変形挙動は, それらの境界面のせん断・垂直応力比 (p_s/p_n) が両者の間の最大摩擦係数 $\tan \delta$ に達するまでは一体として変形するが, p_s/p_n が $\tan \delta$ に達した後は $p_s/p_n = \tan \delta$ を維持しつつ, これらの境界面ではズレ (塑性せん断変形) が生じると考えられる.

ここでは、境界面の joint 要素にこれらの摩擦特性を具体的に導入した応力～変位マトリックス $[D_J]$ を境界面にズレが生じない場合 $(p_s/p_n < \tan \delta)$ とズレが生じた場合 $(p_s/p_n \geq \tan \delta)$ とに分けて誘導する。

(a) $p_s/p_n < \tan \delta$

図 A3. 3 より降伏関数 f と塑性ポテンション関数 g を (A3.15) 式および (A3.16) 式で与える。

$$f = \frac{p_s}{p_n} - \tan \delta \quad (\text{A3.15})$$

$$g = p_s - c \quad (\text{A3.16})$$

この場合、境界面でせん断方向にも垂直方向にも変位はほとんどないと考えられるので、(A3.17) 式および (A3.18) 式に示す微小な弾性変形だけを考える。

$$dw_s = dw_s^e = \frac{1}{k_s} dp_s \quad (\text{A3.17})$$

$$dw_n = dw_n^e = \frac{1}{k_n} dp_n \quad (\text{A3.18})$$

(A3.17) 式および (A3.18) 式をマトリックス表示すると joint 要素のせん断応力増分 dp_s 、垂直応力増分 dp_n は相対せん断変位の弾性増分 $\{dw_s^e\}$ 、相対垂直変位の弾性増分 $\{dw_n^e\}$ と (A3.19) 式で関係づけられる。

$$\begin{Bmatrix} dp_s \\ dp_n \end{Bmatrix} = [D_J^e] \begin{Bmatrix} dw_s^e \\ dw_n^e \end{Bmatrix} \quad (\text{A3.19})$$

ここで、 $[D_J^e]$ は (A3.20) 式で与える。

$$[D_J^e] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (\text{A3.20})$$

なお、 k_s 、 k_n は joint 要素の大きな剛性を表すため大きな正の定数で与える。

次に、降伏関数 f と塑性ポテンシャル関数 g のそれぞれに対し、応力 p に関する偏微係数を (A3.21) 式および (A3.22) 式のように示す。

$$\frac{\partial f}{\partial \{p\}} = \left(\frac{1}{p_n}, -\frac{p_s}{p_n^2} \right) \quad (\text{A3.21})$$

$$\frac{\partial g}{\partial \{p\}} = (1, 0) \quad (\text{A3.22})$$

全相対変位増分を相対変位増分の弾性成分と塑性成分の和として考えると、(A3.23)式で表される。

$$\begin{aligned}\{dp\} &= [D_j^e] \{dw^e\} \\ &= [D_j^e] (\{dw\} - \{dw^p\})\end{aligned}\tag{A3.23}$$

塑性流れ則(*flow rule*)は(A3.24)式のようになる。

$$\{dw^p\} = \Lambda \left(\frac{\partial g}{\partial \{p\}} \right)^T = \Lambda \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}\tag{A3.24}$$

(A3.23)式の両辺に $\partial f / \partial \{p\}$ を乗じて(A3.24)式を考慮すると、(A3.25)式のようになる。

$$\frac{\partial f}{\partial \{p\}} \{dp\} = \frac{\partial f}{\partial \{p\}} [D_j^e] \left(\{dw\} - \Lambda \left(\frac{\partial g}{\partial p} \right)^T \right)\tag{A3.25}$$

物体点が弾塑性状態にある場合、降伏関数 f は $f=f(\{p\}, H)=0$ で与えられる。よって弾塑性状態が継続するには、(A3.26)式の整合条件を満足しなければならない。

$$df = \frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial w^p} \{dw^p\} = 0\tag{A3.26}$$

(A3.24)式を(A3.26)式に代入すると(A3.27)式のようになる。

$$\Lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial p} dp}{-\frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial w^p} \left(\frac{\partial g}{\partial \{p\}} \right)^T} = \frac{\frac{\partial f}{\partial p} dp}{h}\tag{A3.27}$$

(A3.26)式を(A3.25)式に代入して整理すると(A3.28)式のようになる。

$$\frac{\partial f}{\partial \{p\}} \{dp\} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \{p\}} [D_j^e] \{dw\}}{1 + \frac{\partial f}{\partial \{p\}} [D_j^e] \left(\frac{\partial g}{\partial \{p\}} \right)^T \frac{1}{h}}\tag{A3.28}$$

(A3.28)式を(A3.27)式に代入すると(A3.29)式のようになる。

$$\Lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \{p\}} [D_j^e] \{dw\}}{h + \frac{\partial f}{\partial \{p\}} [D_j^e] \left(\frac{\partial g}{\partial \{p\}} \right)^T}\tag{A3.29}$$

(A3.29) 式を (A3.23) 式に代入すると (A3.30) 式のようになる.

$$\{dp\} = [D_J^e] \left\{ \begin{aligned} & \left\{ dw \right\} - \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial \{p\}} \right)^T \frac{\partial f}{\partial \{p\}} [D_J^e] \{ dw \}}{h + \frac{\partial f}{\partial \{p\}} [D_J^e] \left(\frac{\partial g}{\partial \{p\}} \right)^T} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A3.30})$$

(A3.30) 式を整理すると最終的に (A3.31) 式を得る.

$$\{dp\} = \begin{bmatrix} k_s - \frac{k_s^2}{Mp_n} & \frac{k_s k_n p_s}{p_n^2 M} \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \{dw\} \quad (\text{A3.31})$$

ここで,

$$M = h + \frac{k_s}{p_n} \quad (\text{A3.32})$$

(b) $p_s/p_n \geq \tan \delta$

この場合, 境界面の垂直変位は (A3.18) 式で与えられるが, せん断変位は図 A3.3 に示すように p_s/p_n が $\tan \delta$ に達した後は塑性せん断変位 w_s^p , せん断垂直応力比 p_s/p_n の関係式を (A3.33) 式で与える.

$$\frac{p_s}{p_n} = \xi w_s^p + \tan \delta \quad (\text{A3.33})$$

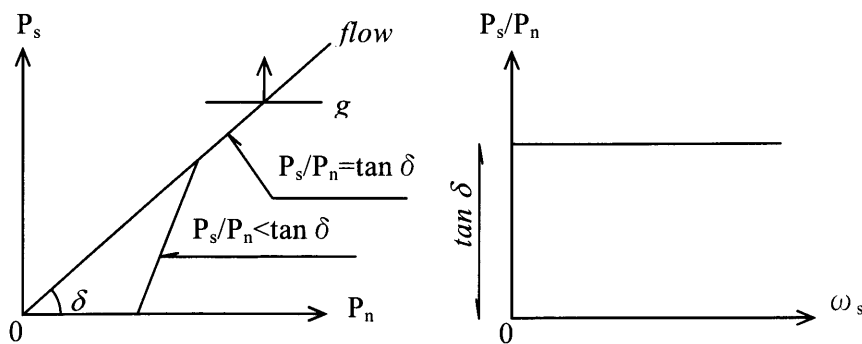


図 A3.3 不連続面の $p_s \sim p_n$ 関係および $p_s/p_n \sim w_s$ 関係

ここで ξ を 0 に近い正の定数とすることにより 図 A3.3 に示す $\tan \delta$ より大きな応力比には抵抗しない完全塑性体を近似的に表現できる. (A3.33) 式の微分をとって整理すれば $\{dw_s^p\}$ は (A3.34) 式で表せる.

$$dw_s^p = \frac{1}{\xi} d\left(\frac{p_s}{p_n}\right) = \frac{1}{\xi} \left(\frac{1}{p_n} dp_s - \frac{p_s}{p_n^2} dp_n \right) \quad (\text{A3-34})$$

よって全せん断変位 dw_s は (A3.35) 式で与えられる.

$$dw_s = dw_s^e + dw_s^p = \left(\frac{1}{k_s} + \frac{1}{\xi p_n} \right) dp_s - \frac{p_s}{\xi p_n^2} dp_n \quad (\text{A3-35})$$

(A3.18) 式および (A3.35) 式よりジョイント要素の変位増分～応力増分関係は (A3.36) 式および (A3.37) 式で表される.

$$\begin{Bmatrix} dw_s \\ dw_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_s} + \frac{1}{\xi p_n} & -\frac{p_s}{\xi p_n^2} \\ 0 & \frac{1}{k_s} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp_s \\ dp_n \end{Bmatrix} \quad (\text{A3-36})$$

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} dp_s \\ dp_n \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \frac{\xi k_s p_n}{k_s + \xi p_n} & \frac{k_s k_n p_s}{k_s p_n + \xi p_n^2} \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dw_s \\ dw_n \end{Bmatrix} \\ &= [D_J] \begin{Bmatrix} dw_s \\ dw_n \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (\text{A3-37})$$

参考資料 4 応力～ひずみ関係の一般表示

ここでは、3次元応力条件下の応力～ひずみ関係式を有限要素解析に組み込むために $[d\sigma] = [D] [d\epsilon]$ ($[D]$: 応力・ひずみマトリックス) なるような形に変換する。

弾塑性状態にある物体点のひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}$ は、弾性成分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性成分 $d\epsilon_{ij}^p$ の和と考えることができる。塑性ひずみ増分テンソルは t_{ij} 空間で関連流動則を満足する成分 $d\epsilon_{ij}^{p(AF)}$ と等方的な圧縮成分 $d\epsilon_{ij}^{p(IC)}$ の和で (A4.1) 式のように表す。

$$d\epsilon_{ij}^p = d\epsilon_{ij}^{p(AF)} + d\epsilon_{ij}^{p(IC)} \quad (\text{A4.1})$$

それぞれの成分は (A4.2) 式および (A4.3) 式のように与えられる。

$$d\epsilon_{ij}^{p(AF)} = \Lambda \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \quad (\text{A4.2})$$

$$d\epsilon_{ij}^{p(IC)} = K \langle dt_N \rangle \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (\text{A4.3})$$

ここで、 δ_{ij} はクロネッカー (kronecker) のデルタであり $\langle dt_N \rangle$ は (A4.4) 式で定義する。

$$\langle dt_N \rangle = \begin{cases} dt_N & \text{if } dt_N > 0 \\ 0 & \text{if } dt_N \leq 0 \end{cases} \quad (\text{A4.4})$$

降伏関数 f は、 $f(\sigma_{ij}, H) = 0$ (H : ひずみ硬化パラメーター) で与えられるので後続負荷条件 (consistency condition) より、(A4.5) 式のように表現される。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \epsilon_{ij}^p} d\epsilon_{ij}^p = 0 \quad (\text{A4.5})$$

これは、応力増分により塑性ひずみが生じたとき、ひずみ硬化が発生し、応力状態が後続の降伏曲面に達することを意味する。ここで、(A4.1) 式、(A4.2) 式、(A4.3) 式より (A4.6) 式を得る。

$$d\epsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} + K \langle dt_N \rangle \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (\text{A4.6})$$

(A4.5) 式に (A4.6) 式を代入すると、 Λ は (A4.7) 式で与えられる。

$$\Lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \varepsilon_{mn}^p} \frac{\delta_{mn}}{3} K \langle dt_N \rangle}{-\frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \varepsilon_{kl}^p} \frac{\partial g}{\partial t_{kl}}} \quad (\text{A4.7})$$

$$= \frac{df + \frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \varepsilon_{mn}^p} \frac{\delta_{mn}}{3} K \langle dt_N \rangle}{h}$$

ここに、 h は塑性係数である。

以上より、塑性ひずみ増分テンソルは、(A4.8) 式に示すように df によるものと dt_N によるものの和として与えられる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\varepsilon_{ij}^{p(AF)} + d\varepsilon_{ij}^{p(IC)}$$

$$= \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \frac{1}{h} df + \left(\frac{\delta_{ij}}{3} K + \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \frac{\frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \varepsilon_{kl}^p} \frac{\delta_{kl}}{3} K}{h} \right) dt_N \quad (\text{A4.8})$$

$$= E_{op}^1 \frac{1}{h} df + E_{op}^2 \frac{1}{h} dt_N$$

ここに、

$$E_{op}^1 = \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \quad (\text{A4.9})$$

$$E_{op}^2 = \frac{\delta_{ij}}{3} Kh + \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \frac{\partial f}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \varepsilon_{kl}^p} \frac{\delta_{kl}}{3} K \quad (\text{A4.10})$$

応力増分テンソルは、Hooke 則を用いると (A4.11) 式で与えられる。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^e$$

$$= D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} - D_{ijop}^e d\varepsilon_{op}^p \quad (\text{A4.11})$$

降伏関数 f と t_N の増分 df と dt_N は、応力増分テンソル $d\sigma_{ij}$ を用いると、(A4.12) 式および (A4.13) 式で表される。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (\text{A4.12})$$

$$dt_N = \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (\text{A4.13})$$

(A4.11) 式, (A4.12) 式, (A4.13) 式より, (A4.12) 式および (A4.12) 式が成立する.

$$\frac{1}{h} P_1 df + \frac{1}{h} P_2 dt_N = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}} D_{stkl}^e d\varepsilon_{kl} \quad (\text{A4.14})$$

$$\frac{1}{h} Q_1 df + \frac{1}{h} Q_2 dt_N = \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{st}} D_{stkl}^e d\varepsilon_{kl} \quad (\text{A4.15})$$

ここで,

$$P_1 = h + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}} D_{stop}^e E_{op}^1 \quad (\text{A4.16})$$

$$P_2 = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}} D_{stop}^e E_{op}^2 \quad (\text{A4.17})$$

$$Q_1 = \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{st}} D_{stop}^e E_{op}^1 \quad (\text{A4.18})$$

$$Q_2 = h + \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{st}} D_{stop}^e E_{op}^2 \quad (\text{A4.19})$$

(A4.14) 式, (A4.15) 式より, (A4.20) 式および (A4.21) 式が成立する.

$$df = \frac{Q_2 \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}} - P_2 \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{st}}}{P_1 Q_2 - P_2 Q_1} D_{stkl}^e d\varepsilon_{kl} h \quad (\text{A4.20})$$

$$dt_N = \frac{P_1 \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{st}} - Q_1 \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}}}{P_1 Q_2 - P_2 Q_1} D_{stkl}^e d\varepsilon_{kl} h \quad (\text{A4.21})$$

(A4.20) 式および (A4.21) 式を (A4.10) 式および (A4.11) 式に代入すると, (A4.22) 式が成立し, 応力~ひずみマトリックス $[D]$ が求まる.

$$d\sigma_{ij} = \left[D_{ijkl}^e - D_{ijop}^e E_{op}^1 \frac{Q_2 \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}} - P_2 \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{st}}}{P_1 Q_2 - P_2 Q_1} D_{stkl}^e - D_{ijop}^e E_{op}^2 \frac{P_1 \frac{\partial t_N}{\partial \sigma_{st}} - Q_1 \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}}}{P_1 Q_2 - P_2 Q_1} D_{stkl}^e \right] d\varepsilon_{kl} \quad (\text{A4.22})$$

参考文献

- 1) Bathe,K.J. and Wilson,E.L. : 有限要素法の数値計算, pp.141-191, 1979.
- 2) C.S.Desai and J.F.Abel : マトリックス有限要素法, pp.109-113, 118-120, 1974.
- 3) 赤井浩一, 田村武 : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第269号, pp.95-104, 1978.
- 4) 日本鋼構造協会編 : 有限要素法による構造解析プログラム
- 5) Goodman,R.E.,Taylor,R.I. and Brekke,T.L. : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, *Proc.ASCE*, Vol.94, No.SM3, pp.637-659, 1968.
- 6) 中井照夫 : 土の変形・強度特性と地盤の変形解析への適用に関する研究, 京都大学博士論文, pp.142-167, 1980.