

施工過程を考慮した逐次計算に基づく
山留め解析法と
その適用性に関する研究

平成27年9月

實松 俊明

施工過程を考慮した逐次計算に基づく
山留め解析法と
その適用性に関する研究

實 松 俊 明

目 次

	ページ
第 1 章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 既往の研究	3
1.3 本研究の目的と内容	1 6
1.4 本論文の構成	1 7
第 2 章 逐次計算による山留め解析法	1 9
2.1 はじめに	1 9
2.2 山留め壁に作用する側圧	1 9
2.3 解析法の概要	2 0
2.4 解析法の特長	2 1
2.5 まとめ	2 3
第 3 章 掘削除荷時の水平土圧変化に関する室内要素実験	2 4
3.1 はじめに	2 4
3.2 実験計画	2 5
3.2.1 実験概要	2 5
3.2.2 試料および供試体	2 6
3.2.3 実験ケース	2 7
3.2.4 実験装置	2 8
3.3 実験結果	3 1
3.4 鉛直応力減少に伴う側方応力の変化	3 3
3.5 まとめ	3 6
第 4 章 解析モデルの提案と検証	3 7
4.1 はじめに	3 7
4.2 山留め解析モデル	3 7
4.3 土圧変化モデル	4 0

4.3.1	土圧－変位関係モデル	4 0
4.3.2	掘削除荷に伴う水平土圧減少量の評価	4 3
4.4	山留め解析の手順	4 5
4.5	側圧条件および地盤反力係数	4 6
4.6	土圧変化モデルの検証	4 8
4.7	まとめ	5 1
第5章	複数事例のシミュレーション解析による適用性検討	5 2
5.1	はじめに	5 2
5.2	実測事例の概要	5 2
5.3	解析ケース	6 5
5.4	解析結果	6 7
5.4.1	実測値との比較	6 7
5.4.2	解析結果の深度分布	7 2
5.5	まとめ	9 3
第6章	控え杭を用いたタイロッド山留め工法の挙動評価	9 4
6.1	はじめに	9 4
6.2	タイロッド工法の挙動計測	9 6
6.2.1	計測現場の概要	9 6
6.2.2	挙動計測結果	9 6
6.3	実測値から逆算した控え杭の変位抑制効果	1 0 0
6.4	山留め壁の背面地盤変位の検討	1 0 5
6.4.1	検討概要	1 0 5
6.4.2	背面地盤変位の実測事例	1 0 5
6.4.3	山留め壁の背面地盤変位の簡易評価法	1 0 6
6.5	タイロッド工法の挙動評価	1 1 1
6.5.1	解析手法の概要	1 1 1
6.5.2	解析条件	1 1 3
6.5.3	実測値との比較	1 1 5
6.6	まとめ	1 1 9

第 7 章 結論	1 2 0
参考文献	1 2 2
研究歷	1 2 6
謝辭	1 3 4

第 1 章 序論

1.1 はじめに

根切り時における山留め壁の応力・変位の計算には、簡便さと実用性から山留め壁を梁、地盤の抵抗をばねとして扱う「梁・ばねモデル（弾塑性法）」<sup>例え
ば 1)~3)</sup>が広く用いられている。一般的な「梁・ばねモデル（弾塑性法）」は、外力（荷重）となる側圧が山留め壁背面側から作用し、根切り底以深の掘削側地盤がそれに抵抗する考え方（以下、全載荷法とする）に基づいて、施工段階毎に単独に力の釣り合いを解くもので、多くの指針・規準類に採用されている^{1), 4)}。

一方、全載荷法は各施工段階の解析を独立に行うため、施工の連続性（施工過程）が間接的にしか考慮されないこと、および施工中に地盤や山留め壁の剛性が高くなるケースへの対応が難しい等の課題¹⁾があり、各掘削段階で開放される掘削側の側圧を増分荷重として、それに対する増分応力・変位を算出し、順次累加する逐次計算による山留め解析法が提案されている^{例え 5)~7)}。

近年、都市部の建替え工事および鉄道や高速道路等との近接工事の増加に伴い、山留め壁の応力だけでなく変位についても高い予測精度が求められており、山留め壁に作用する側圧（土圧＋水圧）の適切な評価が重要である。山留め壁の背面側側圧については、宮崎⁸⁾や佐藤ら⁹⁾による実測値に基づく研究等多くの検討が行われており、背面側側圧は掘削による山留め変位に伴い変化することが確認されている。しかし、山留め壁の掘削側根入れ部のみに地盤ばねを配置する従来の梁・ばねモデル（弾塑性法）では、これらの側圧挙動やプレロード等により山留め壁が戻る際の背面側側圧の増加の影響を直接評価することは難しい。

そこで、施工時の山留め挙動をできるだけ再現する試みとして、山留め壁の両面に地盤ばねを配して背面側側圧の変化を直接評価すると共に、施工過程（施工の連続性）を考慮した逐次計算に基づく山留め解析手法（以下、両面ばね法とする）が提案されている^{10)~16)}。両面ばね法は逐次計算に基づく手法であるため、掘削前の初期側圧の設定や掘削直後に根切り底以深の地盤に残留する側圧（平衡側圧）の扱いなど、従来の全載荷法に基づく梁・ばねモデル（弾塑性法）とは異なる考え方やパラメータが必要となる。しかし、これらのパラメータの設定法や解析法の適用性に関する検討は少なく不明な点が多い。

このような背景を基に，本研究では，施工過程や背面側側圧の変化を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法（両面ばね法）について，解析モデルとパラメータの設定法を提案すると共に，解析法の適用性について検証を行った。本論文は，これらの一連の研究成果をまとめたものである。

1.2 既往の研究

山留め壁に生じる応力および変形の算定方法は、山留め壁や地盤のモデル化の方法によって様々であるが、一般的に用いられている方法は、以下の種類に分類される¹⁾。

- ①単純梁法
- ②連続梁法（梁・ばねモデルなど）
- ③有限要素法

これらは主に山留め壁とそれを支持する支保工や地盤のモデル化の方法による分類であるが、さらに、荷重および解析の考え方や地盤の扱い等によって様々な手法が提案されている。山留め解析手法の概要を表 1.1 に示す。荷重および解析の考え方としては、施工過程（施工の連続性）を考慮した逐次計算（増分解析）と、施工段階ごとの力の釣り合いを単独で考える全載荷法の 2 種類に分けられる。また、地盤については、地盤抵抗を仮想の支点（ピン）、弾性ばね、あるいは強度・変形特性に応じた弾塑性ばねとして扱う方法等に分類される。以下に、既往の山留め解析手法および特徴についてまとめる。

表 1.1 既往の山留め解析手法

解析手法		荷重の考え方	掘削側地盤の扱い	背面側の側圧	備考
単純梁法	単純梁モデル ¹⁾	全載荷法	仮想支点（ピン）	通常は一定	・実務で多く用いられている。 ・原則として応力のみを評価
	仮想支点法 ⁵⁾	逐次解析	仮想支点（ピン）	通常は一定	
連続梁法	弾性法 ²⁾	全載荷法	連続ばね（弾性）	通常は一定	
	梁・ばねモデル（弾塑性法） ³⁾	全載荷法	連続ばね（弾塑性）	通常は一定	・実務で多く用いられている
	弾塑性累加法 ⁶⁾	逐次解析	連続ばね（弾塑性）	通常は一定	
	両面ばね法 ⁵⁾	逐次解析	連続ばね（弾塑性、非線形）	変化を直接考慮	・背面側の側圧変化を考慮可能
有限要素法	有限要素法 ¹⁾	両方とも可	FEM 要素	両方とも可能	・パラメータ設定が複雑 ・モデル化や解析に時間がかかり、施工計画変更への対応が難しい

(1) 単純梁モデル¹⁾

単純梁モデルは、図 1.1 に示すように、山留め壁を切梁（地盤アンカー）や地下構造体等の支点間、あるいは最下段切梁と地盤中の仮想支点間をスパンとした単純梁に分割して、根切り時に山留め壁に作用する曲げモーメントおよびせん断力を計算する方法である。1次根切り時については山留め壁が自立状態となるので、通常は自立山留めの梁・ばねモデル（Chang の式）¹⁾により検討する。単純梁モデルは、計算が比較的簡単であることから、比較的小規模の山留めに対しては現在も使用実績は高い。ただし、本手法は原則として山留め壁の応力と支点反力を求めるための解析法である。

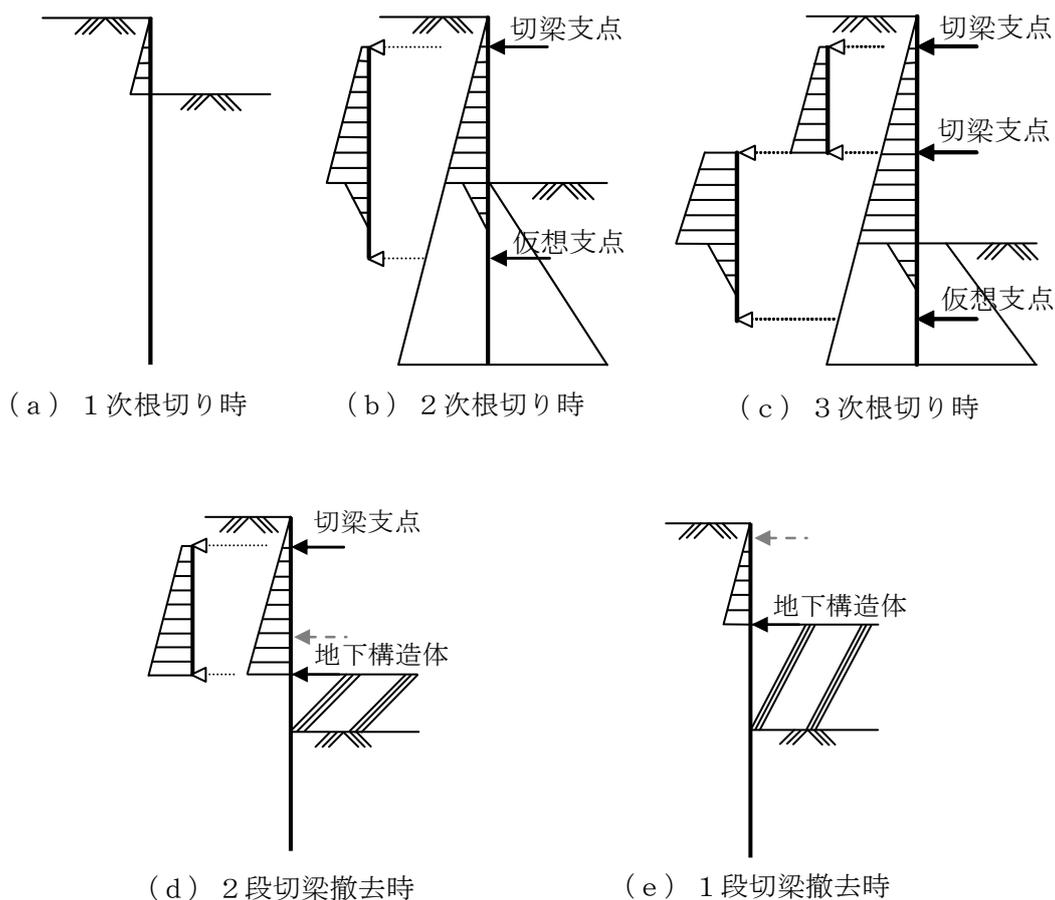


図 1.1 単純梁モデルの概要¹⁾

(2) 仮想支点法^{1), 5), 17)}

単純梁法は掘削や支保工架設等の施工段階を考慮せずに、掘削後の状態の山留めモデルに全ての荷重を作用させる方法であるため、厳密には施工の連続性が考慮されていない。この点を考慮して、施工過程を考慮した手法として野尻により提案されたのが仮想支点法⁵⁾である。

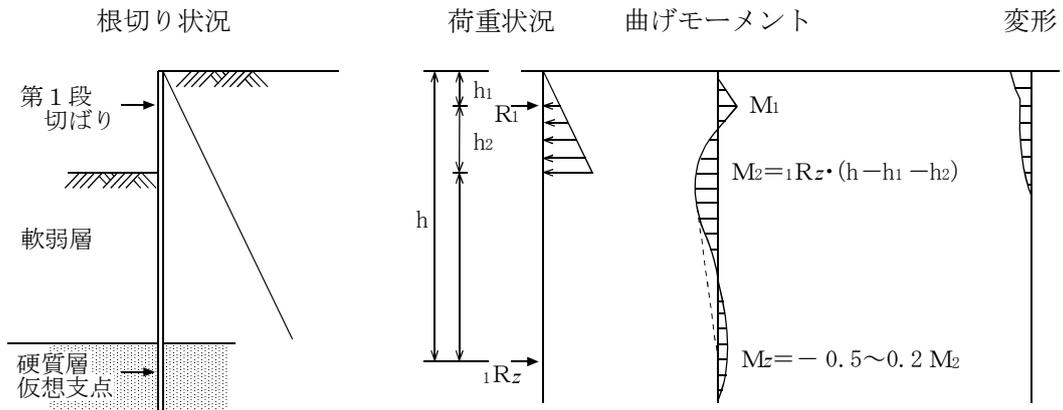
仮想支点法の概要を図 1.2 に示す。仮想支点法は、単純梁モデルと同様の解析モデルであるが、施工段階や施工の連続性を考慮するために、各掘削段階での山留め壁の応力・変位の増分値を算出し、前ステップの値に順次累加する方法である。したがって、各段階における荷重は、山留め壁背面側の側圧を山留め架構で受けるという考え方ではなく、根切りによって取り去られる掘削側の地盤反力という考え方に基づいている。

各根切り段階の留め壁の応力・変位（増分値）は、山留め壁を最下段切梁と掘削底以深の仮想支点で支持される単純梁にモデル化し、増分荷重として最下段切梁と掘削底までの側圧を作用させて求める。なお、切梁が架からない 1 次掘削時における山留め壁の応力・変位は、1 次掘削底までの側圧を荷重とした自立山留めの梁・ばねモデル¹⁾（通称 Chang の式）により算出する。

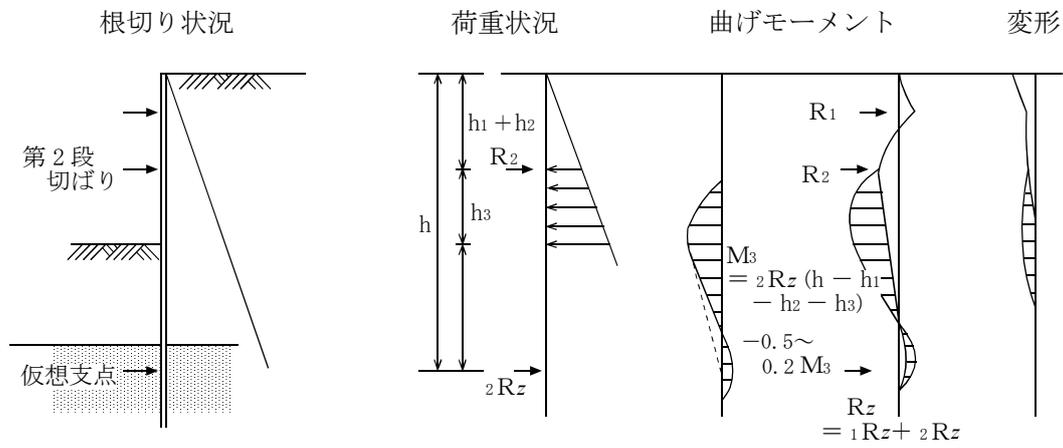
この他に、本手法では以下の仮定・補正を行っている¹⁷⁾。

- ①仮想支持点における曲げモーメントは、その位置の地盤と山留め壁の剛比に応じて 0.2~0.5 の固定度を考慮して計算する。
- ②前段階の仮想の支持点位置を根切りすることとなる場合には、さらに深部の良質地盤に新たな仮想の支持点を仮定する。その段階の算定に用いる側圧には、前段階までの仮想の支持点における反力を加える（図 1.2(2)(b)参照）。
- ③仮想の支点となり得る地層は、根切り底以下で、根切りが進行しても水平移動のない地層とし、砂・粘土などの土質の違いには関係なく N 値 10 以上の地層としている。

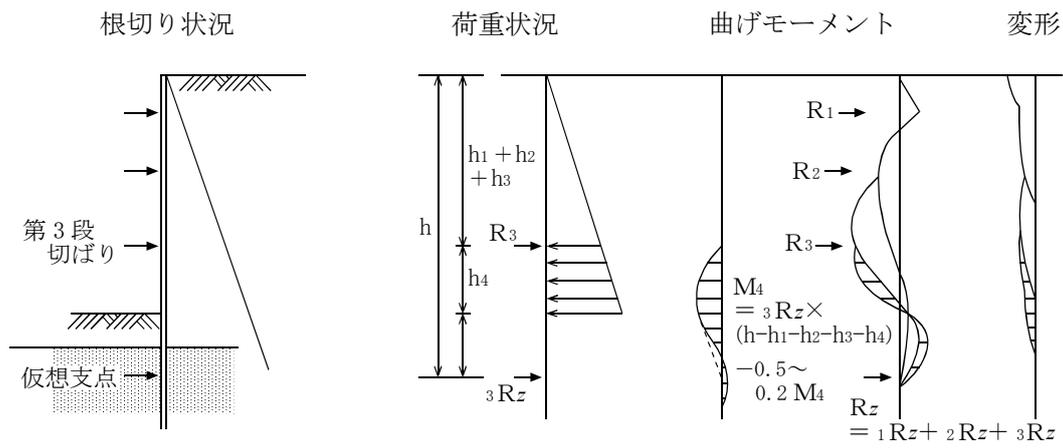
本手法は、施工段階を考慮した解析法であるが、山留め壁を分割して単純化していること、また、掘削底以深の解放される側圧は厳密には考慮されていないため、簡易な評価法といえる。



(a) 2次掘削時



(b) 3次掘削時



(c) 4次掘削時

図 1.2(1) 仮想支点法の概要 ¹⁷⁾に修正・加筆

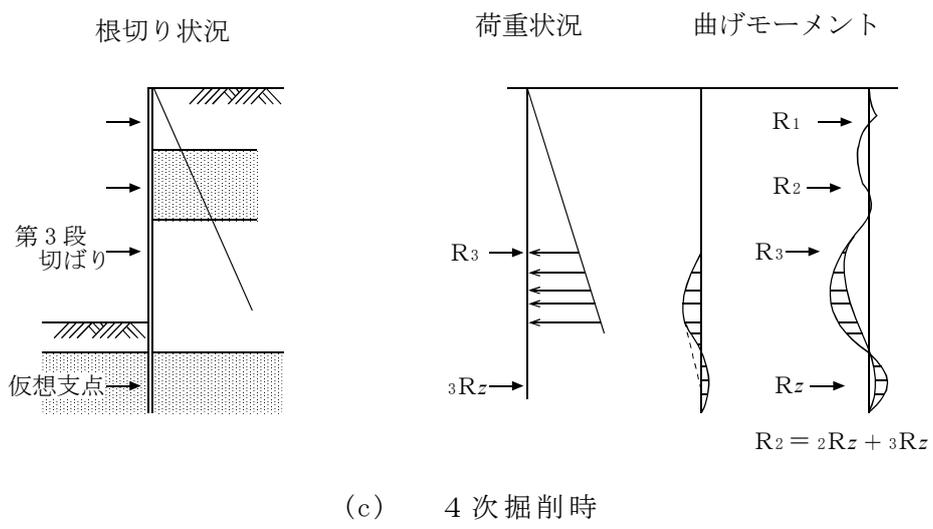
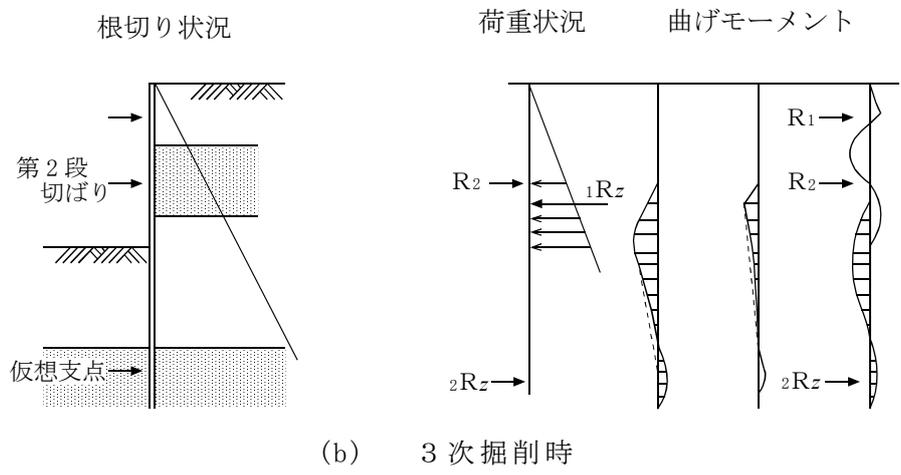
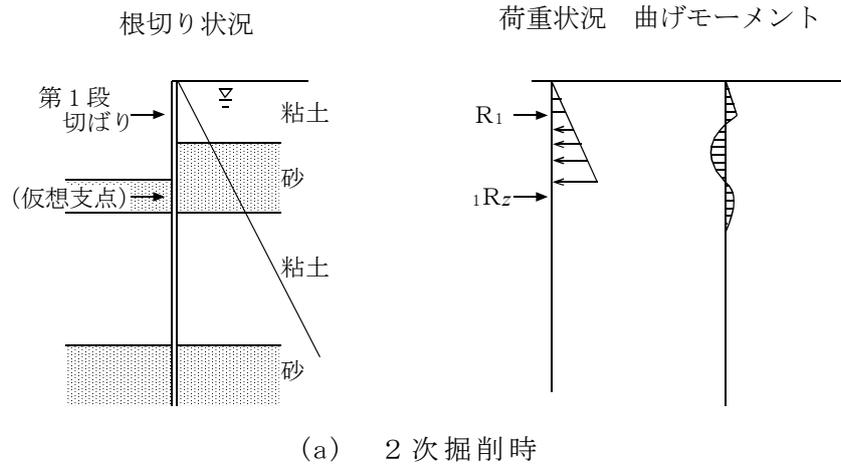


図 1.2(2) 仮想支点法の概要 (中間層を持つ場合) ¹⁷⁾

(3) 梁・ばねモデル（弾塑性法：全載荷法）^{1), 2), 3)}

「梁・ばねモデル（弾塑性法）」は、掘削底面付近の地盤の抵抗を弾塑性の地盤ばねで表現することで実情に近いモデル化を図った手法として、山肩ら²⁾により提案された。その後、中村・中沢³⁾によって、より汎用性をもたせた手法として弾塑性法を改良した「弾塑性（拡張）法」が提案され、現在、各種の山留め関連の指針・技術基準類に多く採用されている^{1), 18), 19)}。

図 1.3 に梁・ばねモデルの概要を示す¹⁾。本手法は、山留め壁（全長）を梁に、切梁を集中ばね、掘削底以深の地盤を弾塑性ばねでモデル化し、山留め壁の応力と変形を算出する方法である。

図 1.4 に解析用の荷重（側圧）を示す。解析用の荷重は、背面側側圧から平衡側圧を差し引いた値となる。平衡側圧は、山留め壁の変位に関係なく作用している側圧¹⁾として定義され、掘削直後の山留め壁が変位していない状態で掘削側に作用する側圧として評価される。

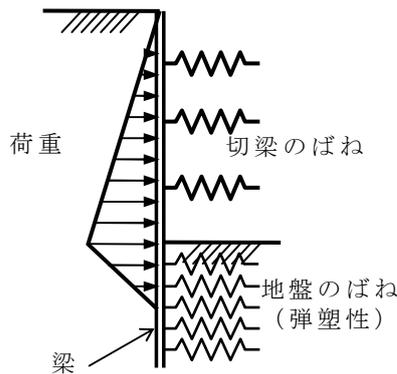


図 1.3 梁・ばねモデルの概要¹⁾

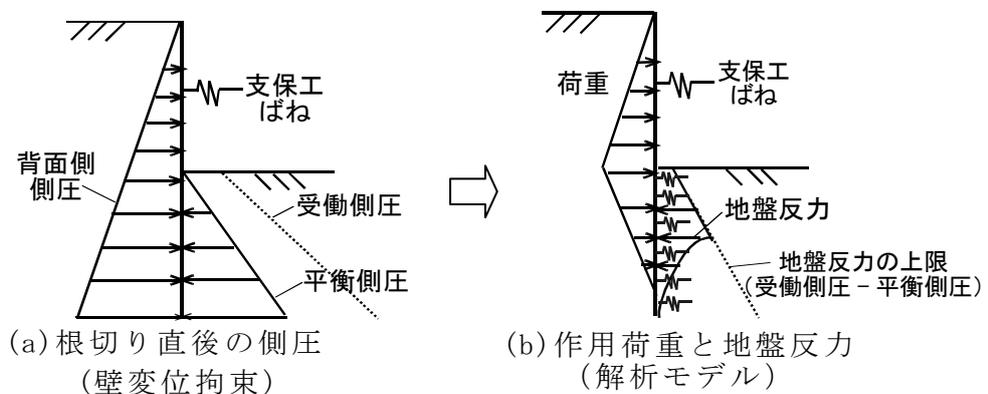


図 1.4 解析用の側圧と地盤反力

図 1.5 に、各施工段階における解析の考え方を示す。梁・ばねモデルは、外力（荷重）となる側圧が山留め壁背面側から作用し、床付け以深の掘削側地盤がそれに抵抗するという考え方にに基づき、施工段階毎に単独に力の釣り合いを解く手法である（以後、全載荷法と呼ぶ）。従って、前ステップとの施工の連続性は直接考慮されず、施工中に地盤剛性や山留め壁の剛性が高くなるケースへの対応が難しいなどの課題が挙げられる。また、山留め変位に伴う山留め壁の背面側側圧の変化は直接考慮されず、通常一定として扱われる。

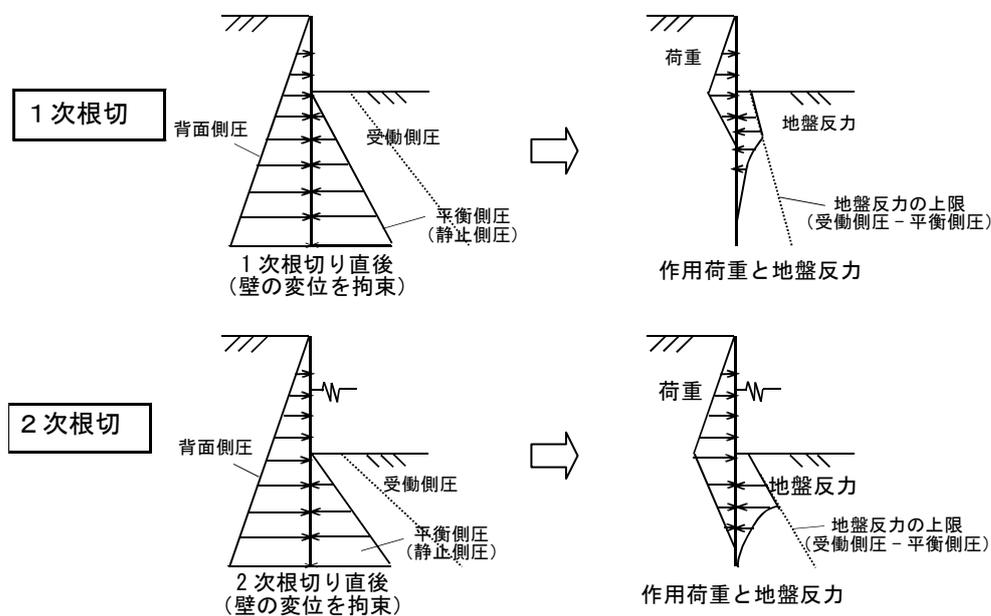


図 1.5 梁・ばねモデルによる各ステップの解析の考え方

(4) 弾塑性累加法^{6),7)}

「弾塑性累加法」は梁・ばねモデル（弾塑性法）と仮想支点法⁵⁾の長所を取り入れて、花村ら^{6),7)}により提案された山留め解析法である。山留め壁を弾性のはり、根切り底以深の地盤を弾塑性ばねでモデル化し、各掘削工程毎に最下段切梁以深を解析対象として、各工程によって発生する変位・応力等の増分値（各次計算値）を算出、各次計算値を順次累加することで山留め架構の挙動を求める。

図 1.6 に弾塑性累加法の掘削工程毎の解析モデルを、図 1.7 にモーメント分布の各次計算値と累加計算値を模式的に示す。最下段切梁以深しかモデル化していないが、地盤の非線形および施工過程を考慮した手法であることが特徴である。

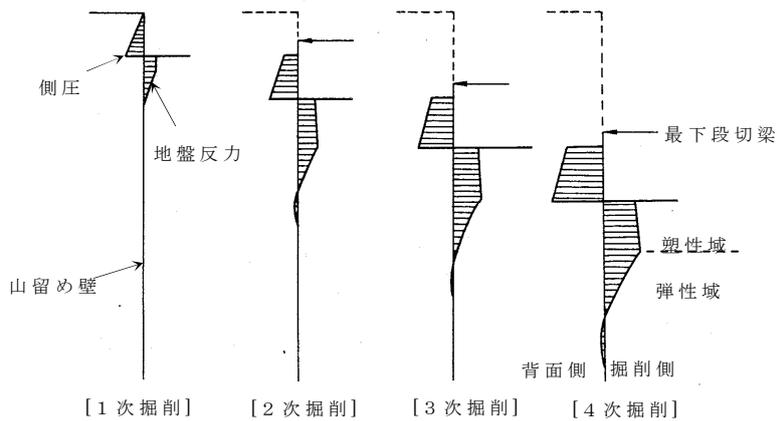


図 1.6 各工程毎の解析モデル⁷⁾

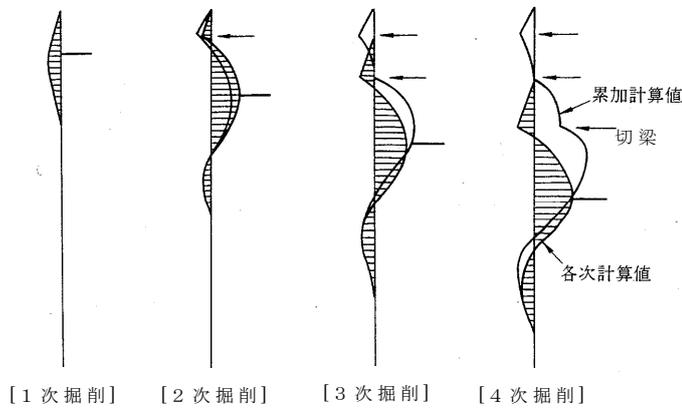


図 1.7 モーメント分布の各次計算値と累加計算値⁷⁾

根切り底以浅の背面側側圧 (P_1 , P_2 ; 設計側圧と呼ぶ) は, 山留め設計施工指針¹⁾に示されている側圧係数法やランキン・レザールの主働側圧を参考に設定する。ただし, 2次根切り以後の解析に用いる側圧は, 前工程までの根切りによって発生した側圧差 (山留め壁に作用する受働側側圧と主働側側圧の差) のうち, 現工程の根切りで解放する部分の側圧差 (解放側圧) を設計側圧に加えた側圧とする。図 1.8 に示す 2次根切りでは 1次根切りで発生した解放側圧①を設計側圧②に加えたものが解析用側圧となる。

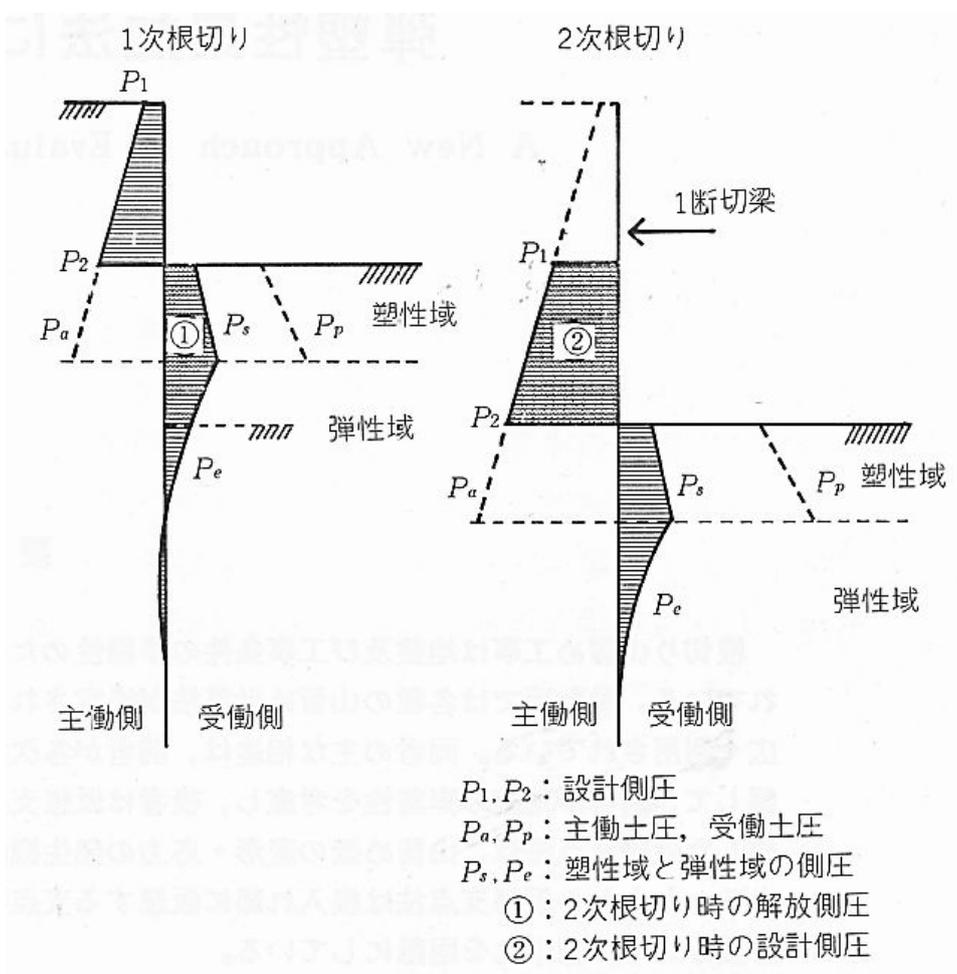


図 1.8 側圧⁷⁾

本解析モデルは、最下段切梁をピン支持と仮定し、それ以深の解析対象としている。しかし、本来、切梁位置では切梁の圧縮変形 δ と固定端モーメント M_f が発生する。そこで、各次計算値（変位，曲げモーメント）には図 1.9 および下式による補正を行う。補正範囲は最下段切梁の 1 段上の切梁より深い深度とする。

$$\delta = (P - P_0) / K \quad (1.1)$$

$$M_f = \alpha \cdot M_{max} \quad (1.2)$$

ここで、 P ：切梁軸力（計算値）

P_0 ：プレロード量

K ：切梁の弾性圧縮バネ定数

α ：支点固定度

M_{max} ：計算値の最大モーメント

支点固定度は、山留め壁の剛性・地盤及び切梁の状態等に応じて適切に仮定する必要があるが、切梁に十分なプレロードを与える場合には $\alpha = 0.2 \sim 0.3$ 程とする⁶⁾。

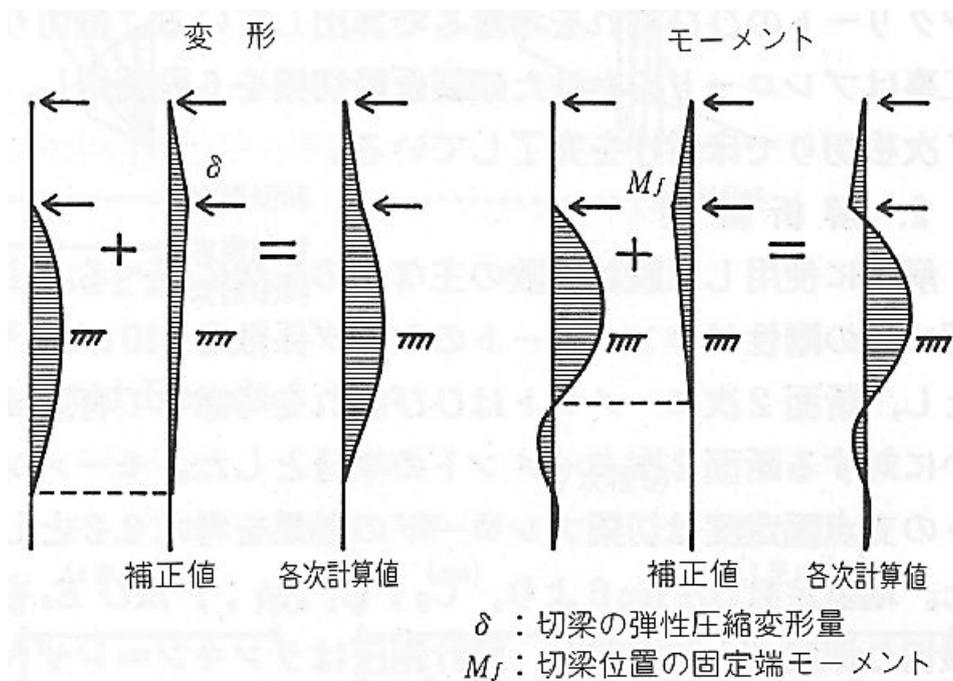


図 1.9 最下段切梁に関する補正⁷⁾

(5) 両面ばね法

背面側側圧の変化を直接評価するために、山留め壁の背面側にも地盤ばねを考慮した山留め解析法が提案されている^{10)~16)}。

森重¹⁰⁾は、比較的剛性の大きい場所打ち鉄筋コンクリート地中壁を山留め壁に用いる場合の設計法として、山留め壁の両面に地盤ばねを配した解析モデルを提案している。解析法の概要を図 1.10 に示す。本手法は、各掘削時の背面側土圧から掘削直後の掘削側土圧（平衡土圧）を差し引いた荷重に対して、山留め壁の変位・応力、切梁軸力、地盤反力（土圧）を計算するものである。その際、山留め壁の背面側にも地盤反力による土圧の減少を考慮する。土圧－変位関係は静止土圧を初期値とし、壁の変位に応じて主動土圧と受働土圧の間を変動する。この他にも、同様の考えに基づく両面ばね法²⁰⁾が提案されているが、いずれも各掘削段階における荷重評価に必要な掘削直後の土圧分布（平衡土圧）の評価法、あるいは土圧－変位関係の履歴特性の設定法については、特に明確にされていない。

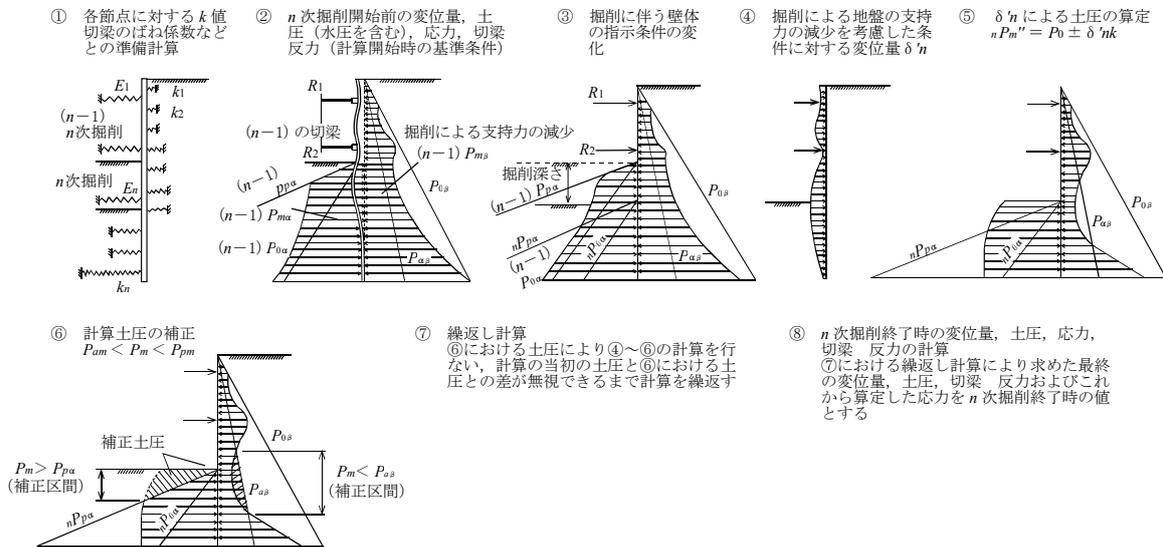


図 1.10 解析法の概要（森重）¹⁰⁾

さらに施工時の山留め挙動を再現するために、山留め壁の両面に地盤ばねを配して背面側側圧の変化を直接評価すると共に、施工過程（施工の連続性）を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法が提案されている（以下、両面ばね法とする）^{11)~16)}。

大西・石崎^{11),12)}は、両面ばね法を用いて、いくつかの事例に対するシミュレーション解析を行っている。解析法の概要を図 1.11 に、土圧-変位関係を図 1.12, 図 1.13 に示す。本手法は各掘削段階の増分荷重に対する山留め変位・応力、切梁軸力、地盤反力（土圧）の変化量を計算し、前ステップの値に順次累加するものである。各次の増分荷重評価に必要な掘削直後の側圧分布（平衡側圧）は、図 1.11 に示すように掘削側地盤を以下の 3 つの領域に分けて設定している。

- ・領域 I：掘削側地盤がなくなる領域
- ・領域 II：土被り圧の減少により、静止土圧が減少する領域
- ・領域 III：土被り圧が減少するが、掘削前の静止土圧を保持する領域

提案している静止土圧の減少範囲を表 1.2 に示す。これらの値は実測値との比較に基づいて経験的に設定されたものである。

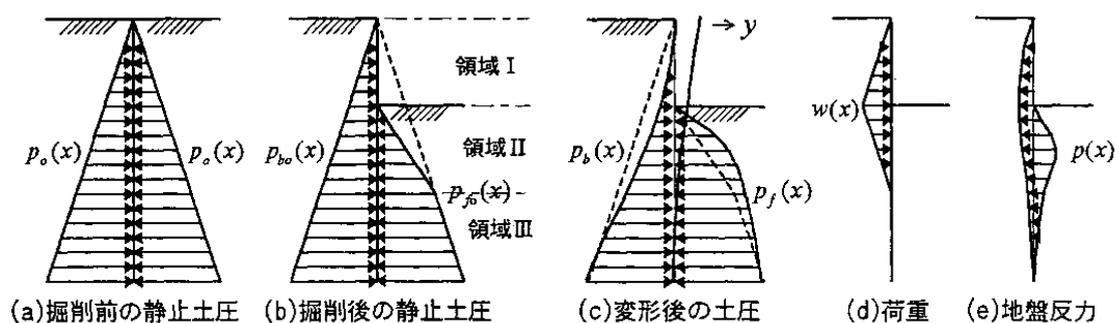


図 1.11 解析法の概要（大西ら）¹¹⁾

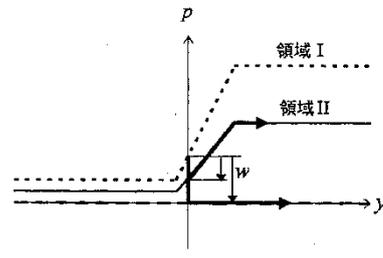
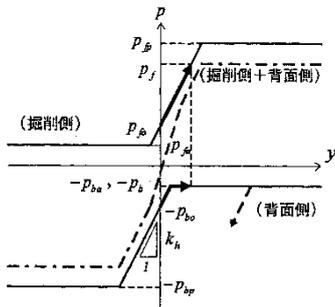


図 1.12 土圧－変位関係（領域Ⅲ）¹¹⁾ 図 1.13 土圧－変位関係（領域Ⅰ，Ⅱ）¹¹⁾

表 1.2 掘削面以深の静止土圧が減少する深さ¹¹⁾

砂質土			粘性土		
N値	相対密度	深さ(m)	N値	コンシステンシー	深さ(m)
～5	非常に緩い	3.0	～2	非常に軟らかい	5.0
5～10	緩い	2.0～3.0	2～4	軟らかい	3.0～5.0
10～30	中位の	1.0～2.0	4～8	中位の	2.0～3.0
30～50	密な	0.5～1.0	8～15	硬い	1.0～2.0
50～	非常に密な	0.5	15～	非常に硬い	1.0

この他に、元井¹⁶⁾は、RC連続壁で実測した多数の側圧の分析に基づいて、両面ばね法（逐次計算）の設計定数の評価法を提案すると共に、RC連続壁を対象とした個別事例の挙動シミュレーション解析により有効性を確認している。

1.3 本研究の目的と内容

1.2節に示した既往の研究より、施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析手法（両面ばね法）は、施工の連続性だけでなく、山留め壁背面側の側圧変化も直接考慮することができ、従来の梁・ばねモデル（弾塑性法）より合理的な解析法と考えられる。したがって側圧（土圧）－変位関係モデルや入力定数を適切に設定すれば、実際の掘削工事をより適切に評価できると考えられるが、両面ばね法は、掘削前の初期側圧の設定や掘削直後に根切り底以深の地盤に残留する側圧（平衡側圧）の扱いなど、従来の全載荷法に基づく梁・ばねモデル（弾塑性法）とは異なる考え方やパラメータが必要となる。

平衡側圧については、実測値に基づいた検討²¹⁾、要素実験（ K_0 除荷試験^{22), 23)}や模型実験²⁴⁾による検討が行われており、一般的な梁・ばねモデル（弾塑性法）における平衡側圧の評価法に採用されている¹⁾。しかし、これらの検討は掘削による土被り圧減少に伴う静止土圧・側圧の変化を対象にしたもので、逐次計算で必要な、掘削中に地盤反力が発生した状態からの土被り圧減少に伴う土圧・側圧変化について検討した例は見当たらない。また、解析モデルやパラメータ設定法の妥当性検証については、個別事例ではなく、できるだけ多くの事例に対してシミュレーション解析を行い、実測値と解析結果の差異やばらつきなどを比較検討する必要がある。

そこで本研究では、施工の連続性や背面側側圧の変化を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法（両面ばね法）について、室内要素実験および実測データを基に、解析モデルとパラメータの設定法について検討した。次に複数の実測事例のシミュレーション解析を行い、本解析法の適用性を検討すると共に、従来の「全載荷法」に基づく梁・ばねモデル（弾塑性法）との比較を行った。最後に、評価法が十分に確立されていない「控え杭形式のタイロッド山留め工法」の挙動解析に本解析法を適用し、実測値との比較を行った。

1.4 本論文の構成

本論文の構成を図 1.14 に示す。

第 1 章では、各種の山留め解析法に関する既往の研究をまとめると共に、両面ばね法の課題を取り上げて、本論文の目的と範囲を明らかにする。

第 2 章では、施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法（両面ばね法）の概要を示し、現在広く用いられている従来の梁・ばねモデル（弾塑性法）との荷重や解析法の考え方の相違について整理する。また、従来の梁・ばねモデル（弾塑性法）では扱うことが難しいが、本解析法（両面ばね法）では考慮可能な地下工法の例をいくつか示す。

第 3 章では、掘削直後に床付け以深の山留め壁に作用する側圧（平衡側圧）を確認するために、砂および粘性土試料を用いて掘削を模擬した室内要素実験を行い、種々の応力状態から掘削除荷した時の土圧変化特性について検討した結果を示す。

第 4 章では、第 3 章の室内要素実験結果および実測側圧の分析に基づいて、本解析法（両面ばね法）に用いる土圧変化モデルを提案し、側圧が実測されている鉄筋コンクリート地中連続壁の挙動と解析結果の比較により妥当性の検証を行なう。

第 5 章では、ソイルセメント壁を用いた複数事例（8 現場，14 測点）のシミュレーション解析を行い、解析モデルに適したパラメータの設定法を提案すると共に、従来の全載荷法による梁・ばねモデル（弾塑性法）との相違を含め本解析法の有効性について検討する。

第 6 章では、一般的な山留め工法（切梁工法，アンカー工法）とは異なる「控え杭を用いたタイロッド山留め工法」について、本解析法を組み込んだ挙動評価法を提案し、実測データとの比較により妥当性を確認する。

第 7 章では、本研究で得られた成果を総括する。

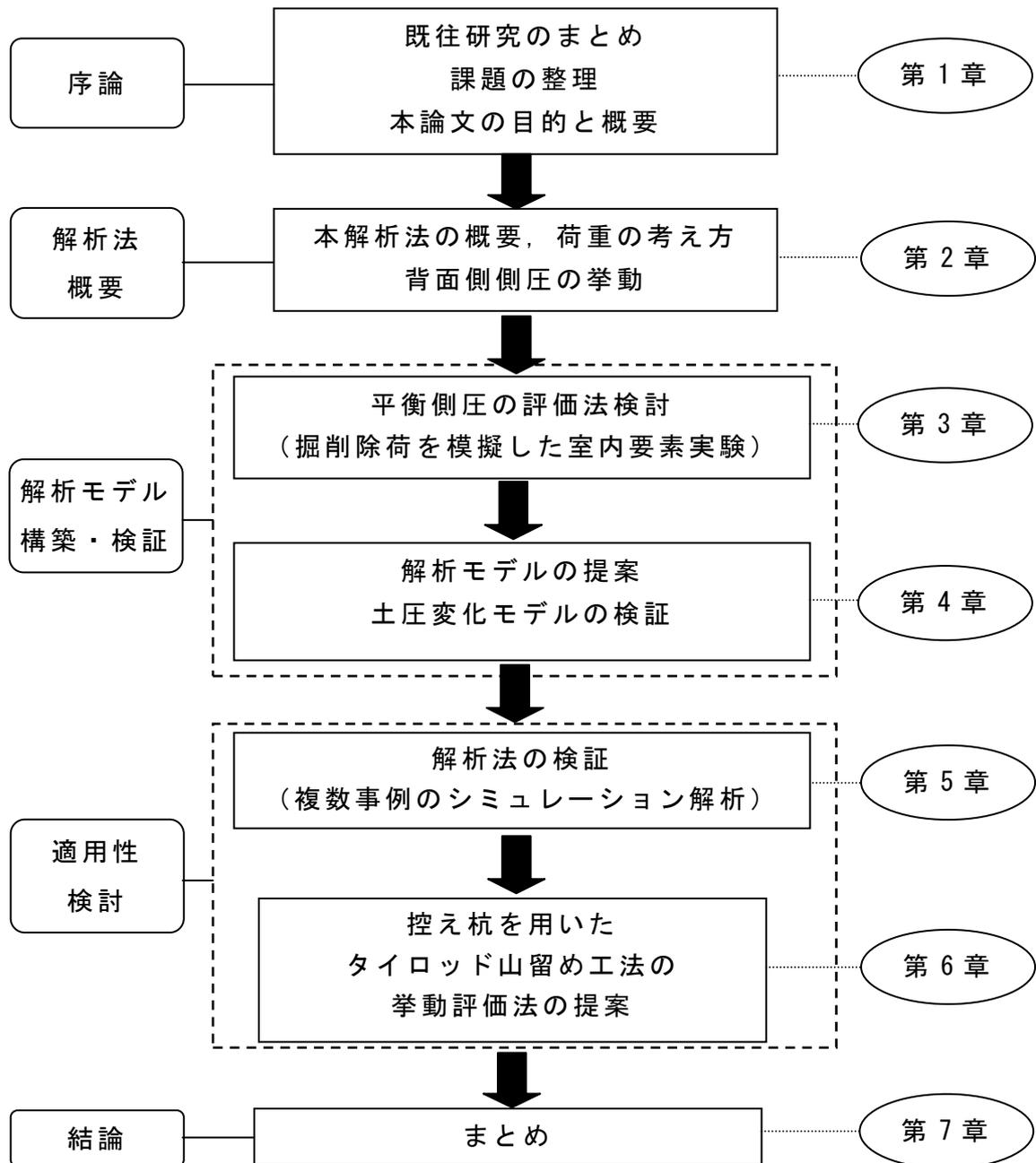


図 1.14 本論文の構成

第2章 逐次計算による山留め解析法

2.1 はじめに

本章では、施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法(両面ばね法)の概要を示し、解析法の特長および現在広く用いられている梁・ばねモデル(弾塑性法)との相違点について整理する。

2.2 山留め壁に作用する側圧

図 2.1 に掘削時に山留め壁に作用する側圧(土圧+水圧)変化の模式図を示す。掘削前には、山留め壁の両側に作用する側圧は釣り合った状態にあるが、掘削が開始されると、地盤の除去により山留め壁の掘削側に作用していた側圧は減少し、側圧のバランスが崩れて山留め壁は掘削側に変形する。山留め壁が変形すると、それに伴い背面側の側圧は減少し(主働状態)、逆に掘削側の側圧は増加する(受働状態)。また、切梁架設によるプレロード時には山留め壁が背面側に押し戻され、背面側側圧は再び増加する。

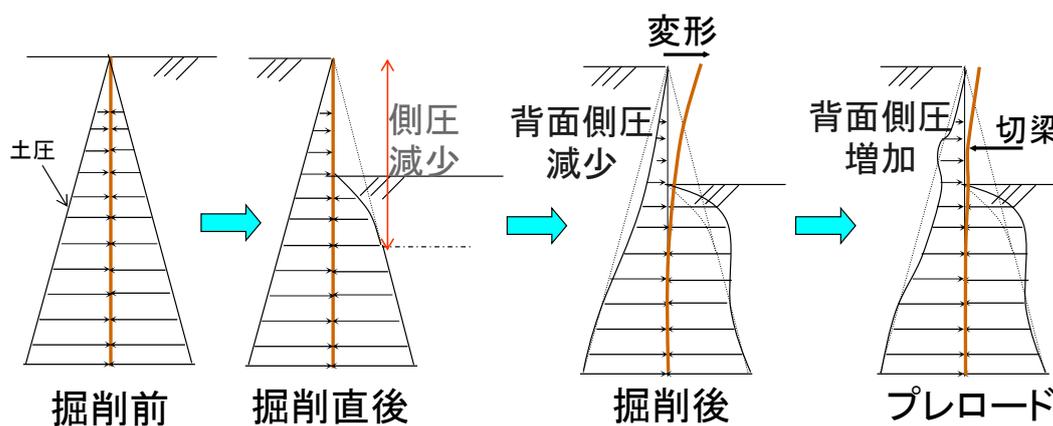


図 2.1. 掘削時の側圧変化の模式図 ¹⁾を参考に作成

2.3 解析法の概要

図 2.2 に施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法（両面ばね法）の概念図を示す。本解析法は各施工段階で生じる増分荷重を評価し、それに対する山留め変位，応力，地盤反力等の変化量を計算し，前ステップの値に順次加えていく逐次計算法である。各次の増分荷重は，根切り時には壁変位を拘束した状態で生じる掘削除荷に伴う開放側圧（図 2.2(a-3)および(c-3))，プレロード時にはプレロード荷重となる（図 2.2(b-3)）。なお，支保工解体時には，解体前の支保工の支点反力を逆向きに作用させる。従来の弾塑性法のように，山留め壁の掘削側だけでなく背面側にも地盤ばねを設けることにより，山留め変位に伴う背面側の側圧変化を考慮することが可能である。

本手法では各ステップの増分荷重を評価するため，各根切り段階で山留め壁の変位を拘束した状態を想定し，その時に掘削側に生じる側圧・土圧分布（平衡側圧・土圧）を適切に評価することが重要となる。

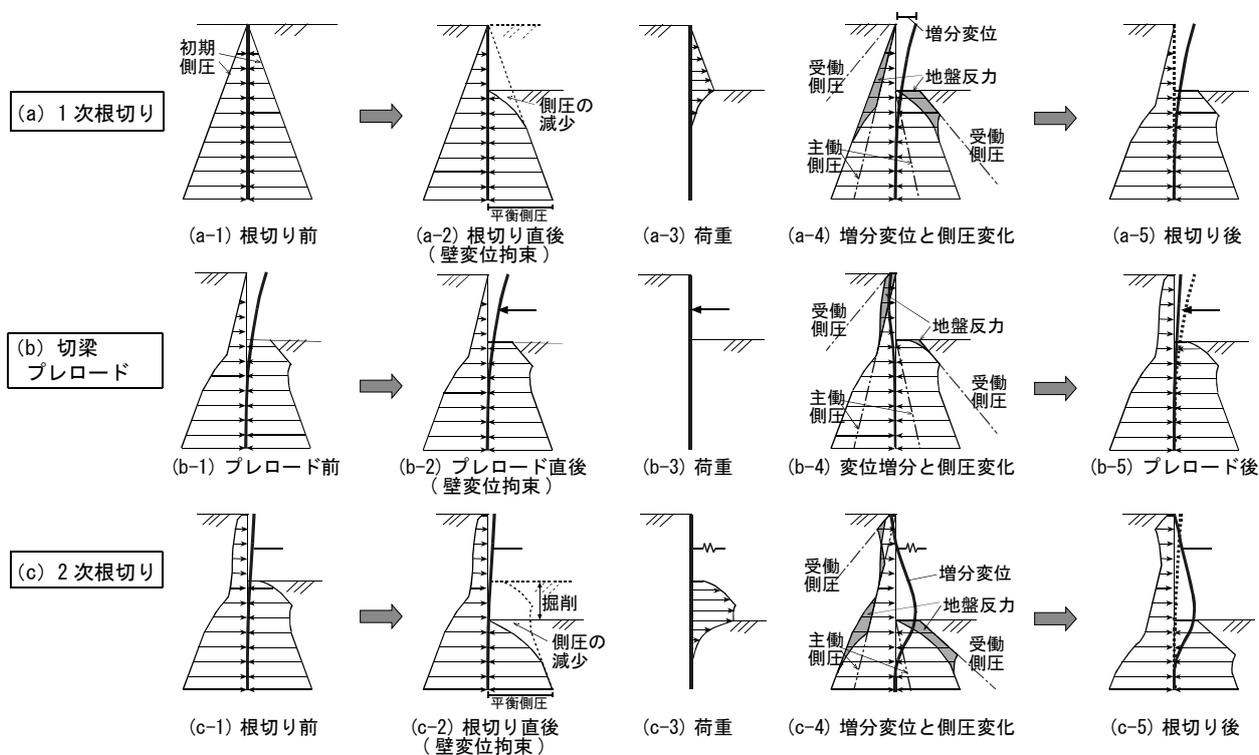


図 2.2 解析法の概念図

2.4 解析法の特長

本解析法は、山留め壁の両面に地盤ばねを設置することにより、プレロードあるいは掘削に伴う背面側および掘削側の側圧変化を適切に評価することが可能である。また、施工段階ごとの増分解析を採用しているため、施工過程を考慮していない従来の弾塑性法¹⁾では取り扱うことが難しかった、施工中の地盤物性変化や山留め壁の剛性変化を直接考慮できるのが特長である。

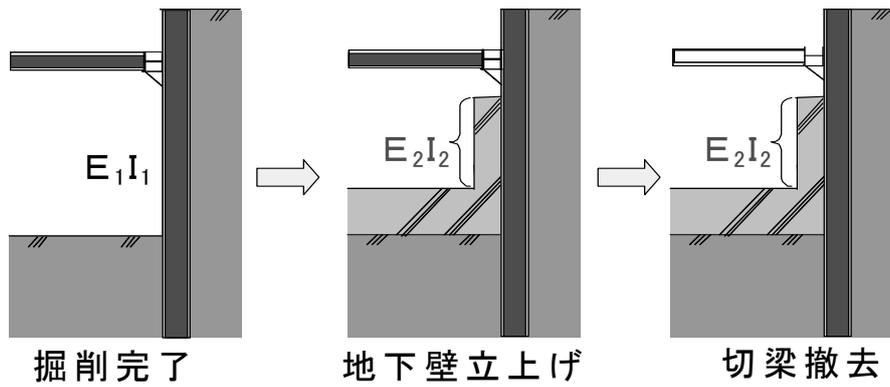
本解析法で対応可能な地下工法の例を以下に挙げる。

① 施工中に断面性能が変化する場合（図 2.3(a)）

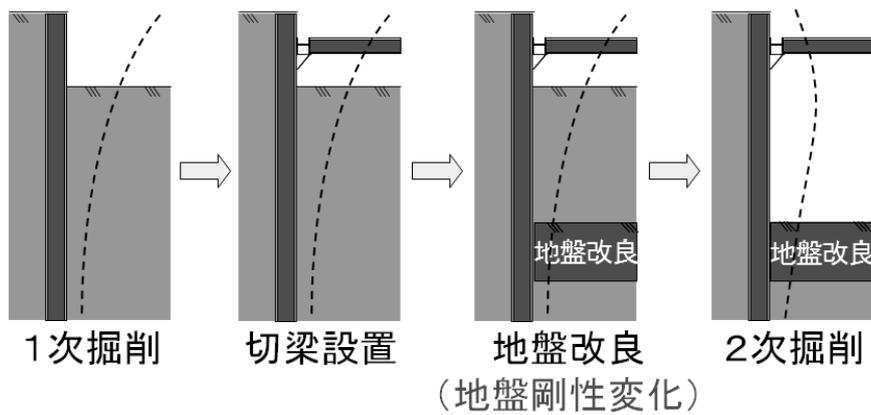
- ・ 免震ピットなどのドライエリア
- ・ 支保工解体時に本設 RC 壁の立ち上り部を利用するケース
- ・ 山留め壁の本設利用により合成壁となるケース

② 施工中に地盤改良が行われる場合（図 2.3(b)）

上記のようなケースでは、本解析法が有効といえる。



(a) 施工中に壁の断面性能が変化する場合



(b) 施工中に地盤改良が行われる場合 (変位対策など)

図 2.3 本解析で扱うことが可能な工法の例

2.5 まとめ

本章では、掘削時の側圧挙動の概要を示すと共に、背面側圧の変化を考慮可能な、施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法（両面ばね法）の概要を整理した。解析法の考え方や従来の手法（弾塑性法）との相違点を示すと共に、適用メリットがあるケースの洗い出しを行った。

第3章 掘削除荷時の水平土圧変化に関する室内要素実験

3.1 はじめに

両面ばね法では、施工ステップ毎の荷重増分を算定するため、掘削前の状態のみでなく、掘削中の状態からの掘削除荷に伴う土圧の減少量（平衡側圧）を適切に評価する必要がある。図 3.1 に掘削側の側圧変化の模式図を示す。平衡側圧については、青木らによる実測値に基づいた検討²¹⁾、桂らによる要素試験(K_0 除荷試験)^{22), 23)}や元井らによる模型実験²⁴⁾による検討が行われており、一般的な梁・ばねモデル（弾塑性法）における平衡側圧の評価法に採用されている¹⁾。しかし、これらの検討は掘削による土被り圧減少に伴う静止土圧・側圧の変化を対象にしたものであり（図 3.1 の①→②の経路）、逐次計算法で必要な、地盤反力が発生した状態からの土被り圧減少に伴う土圧・側圧変化（図 3.1 の③→④の経路）について検討した例は見当たらない。そこで、三軸試験装置により、任意の応力状態から鉛直応力を除荷した時の水平土圧変化について検討した。

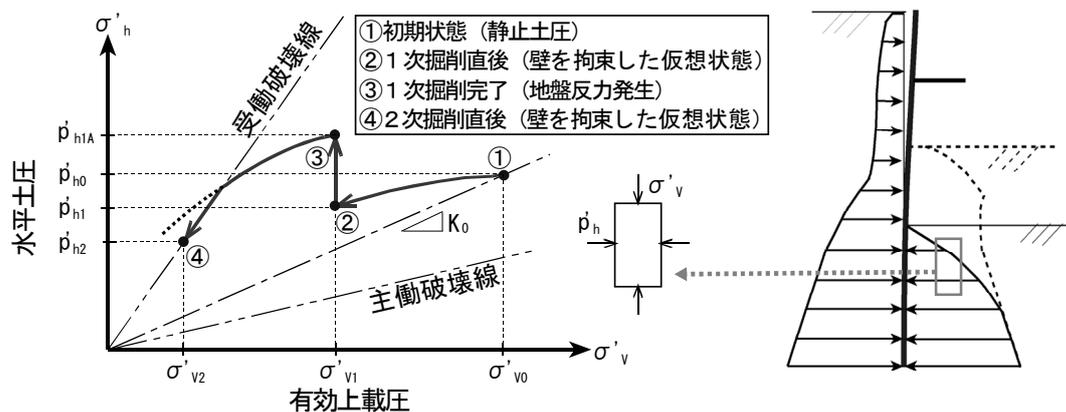


図 3.1 掘削時の土圧変化モデル

3.2 実験計画

3.2.1 実験概要

根切り時の掘削側地盤の応力状態を再現するため、掘削側の土要素を模擬した要素実験を行った。桂ら²³⁾は、施工過程を模擬した要素実験を行い、砂質土に対する K_0 除荷時の側方応力の残留度合いについて検討している。本論の実験では、既往の K_0 圧密から K_0 除荷時の挙動に加え、地盤反力が発生した任意の応力状態からの土被り圧減少時（壁変位を拘束した条件）の側方応力変化についても検討した。図 3.2 および以下に本実験で用いた応力経路を示す。

- ① K_0 圧密過程：側方ひずみを生じさせない条件下で、所定の鉛直応力 σ_{v0}' （土被り圧）まで圧密を行う。
- ② 側圧载荷過程：鉛直応力を一定に保った状態で、地盤反力の発生による側方応力の増大を想定し、所定の応力 σ_{h0}' （この時の土圧係数を K_u と定義）になるまで側方応力を载荷する。
- ③ 除荷過程：側方ひずみを変化させない条件下（山留め壁の変位をゼロと仮定した状態）で、鉛直応力を除荷する。なお、③の過程の側方応力が平衡土圧に相当する。

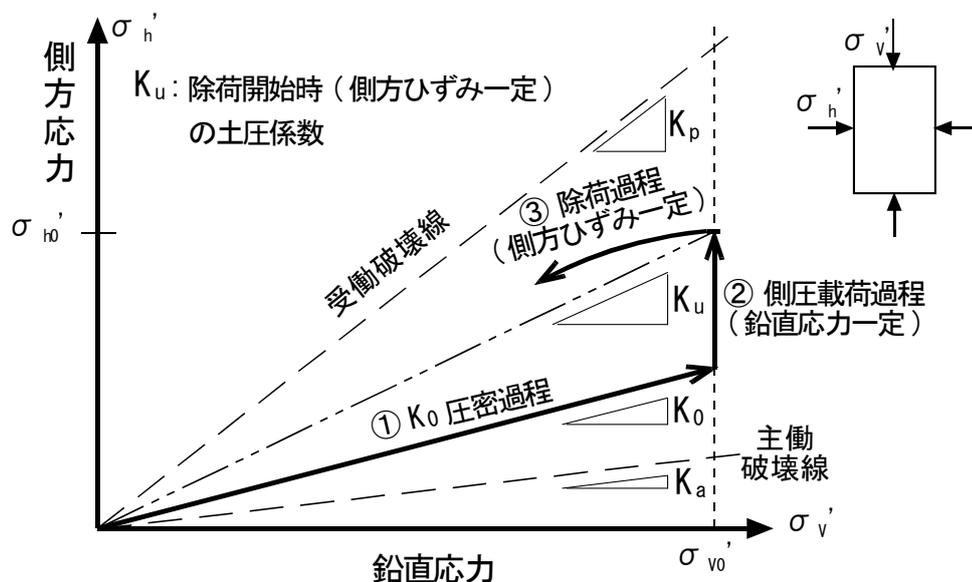


図 3.2 実験に用いた応力経路

3.2.2 試料および供試体

試料には，豊浦砂（土粒子密度 $\rho_s=2.631\text{g/cm}^3$ ，最大間隙比 $e_{max}=0.97$ ，最小間隙比 $e_{min}=0.62$ ，均等係数 $U_c=1.6$ ，平均粒径 $D_{50}=0.17\text{mm}$ ）およびカオリン粘土（MC クレー，土粒子密度 $\rho_s=2.744\text{g/cm}^3$ ，液性限界 $W_L=61\%$ ，塑性指数 $I_p=28\%$ ）を用いた。図 3.3 に豊浦砂の粒径加積曲線を示す。

供試体寸法は，直径 5cm，高さ 10cm である。砂の供試体は空中落下法により作製し，供試体内の空気を CO_2 で置換した後，脱気水を通水し，バックプレッシャーを 50 kN/m^2 載荷して飽和させ，B 値を 96%以上にした。粘土の供試体は，粉体のカオリン粘土に水を加え，スラリー状態（含水比 $W=120\%$ ）にした試料を予圧密装置に投入して負圧により十分に脱気した後， 100 kN/m^2 の鉛直応力で予圧密することにより作製した。予圧密した粘土試料を成形して三軸試験装置に設置した後，バックプレッシャーを 100 kN/m^2 載荷して B 値が 96%以上であることを確認した。なお， K_0 圧密開始前の供試体自立時において，初期有効拘束圧が大きいと K_0 値が過大となることから，本実験では可能な限り小さい等方圧（ $10\sim 15\text{ kN/m}^2$ ）から実験を開始した。

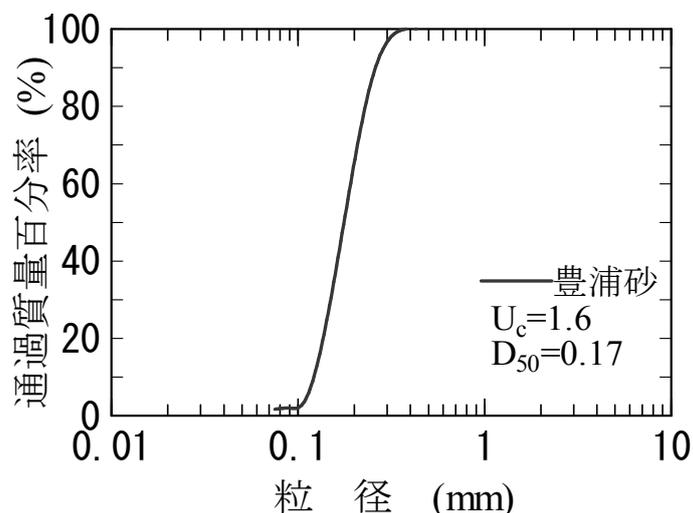


図 3.3 豊浦砂の粒径加積曲線

3.2.3 実験ケース

実験ケースを表 3.1 に示す。実験パラメータは、砂試料では相対密度、圧密応力および除荷開始時の土圧係数 $K_u (= \sigma_{h0}' / \sigma_{v0}')$ で、粘土試料では除荷開始時の土圧係数 K_u である。本実験では 10m 程度の根切り工事における深さ 10m ~ 20m 程度の層の土圧変化を想定し、砂の圧密応力は 100 kN/m² と 200 kN/m² の 2 種類とし、粘土では 120 kN/m² とした。実験ケース S1, S4, S7, S10, C1 は K_0 圧密後、側圧载荷を行わずに K_0 除荷を行い、その他のケースは地盤反力の発生を想定し、所定の土圧係数になるまで鉛直応力一定で側圧载荷した後、その時の側方ひずみを維持しながら鉛直応力を除荷した。実験は K_0 圧密、側圧载荷、鉛直応力除荷の全ての過程でバックプレッシャー（間隙水圧）一定条件により行った。従って、実験結果は排水条件と同じである。表 3.1 中の内部摩擦角（有効応力） ϕ' は、事前に実施した三軸圧縮試験結果（砂：CD 試験，粘性土：CU 試験）から求めた値を示している。

表 3.1 実験ケースおよび実験条件

試料	実験ケース	相対密度 D_r (%)	圧密応力 σ_{v0}' (kN/m ²)	除荷時の土圧係数 $K_u (= \sigma_{h0}' / \sigma_{v0}')$	内部摩擦角 ϕ' (°)
砂 (豊浦砂)	S1	80	100	0.38(= K_0)	41 ^{※1}
	S2			1.50	
	S3			3.00	
	S4		200	0.38(= K_0)	
	S5			1.50	
	S6			3.00	
	S7	50	100	0.42(= K_0)	37 ^{※1}
	S8			1.50	
	S9			3.00	
	S10		200	0.42(= K_0)	
	S11			1.50	
	S12			3.00	
粘土 (カオリン粘土)	C1	/	120	0.59(= K_0)	24 ^{※2}
	C2			1.50	
	C3			1.90	

・実験はバックプレッシャー一定条件で実施

※1 三軸圧縮試験(CD: 圧密排水)から求めた値

※2 三軸圧縮試験(CU: 圧密非排水)から求めた値

3.2.4 実験装置

実験に用いた三軸試験装置を図 3.4 に、装置の全体写真を写真 3.1 に示す。供試体の体積変化を測定するため 2 重セル^{23), 25)}とし、内セル内部の水位変化（フロートの変動）を非接触型の変位計で測定して側方ひずみを算出した。 K_0 圧密・鉛直応力除荷過程では、内セルの水位が一定になるように側方応力を制御し、実験時の側方ひずみの変化は $\pm 1 \times 10^{-4}$ 以内に収まっている。なお、鉛直方向の载荷は、砂試料では操作が比較的容易なひずみ制御（载荷速度：圧密時 0.005mm/min, 除荷時 0.003mm/min）で、粘土試料では载荷速度が非常に遅くひずみ制御が難しいため応力制御（载荷速度：圧密時および除荷時 4.4×10^{-2} kPa/min）で行った。軸力と軸変位は外セル内部に設置したロードセルと非接触型の変位計で測定し、側方応力と間隙水圧は外セル内部および供試体底部に設置した側圧計と間隙水圧計で測定した。

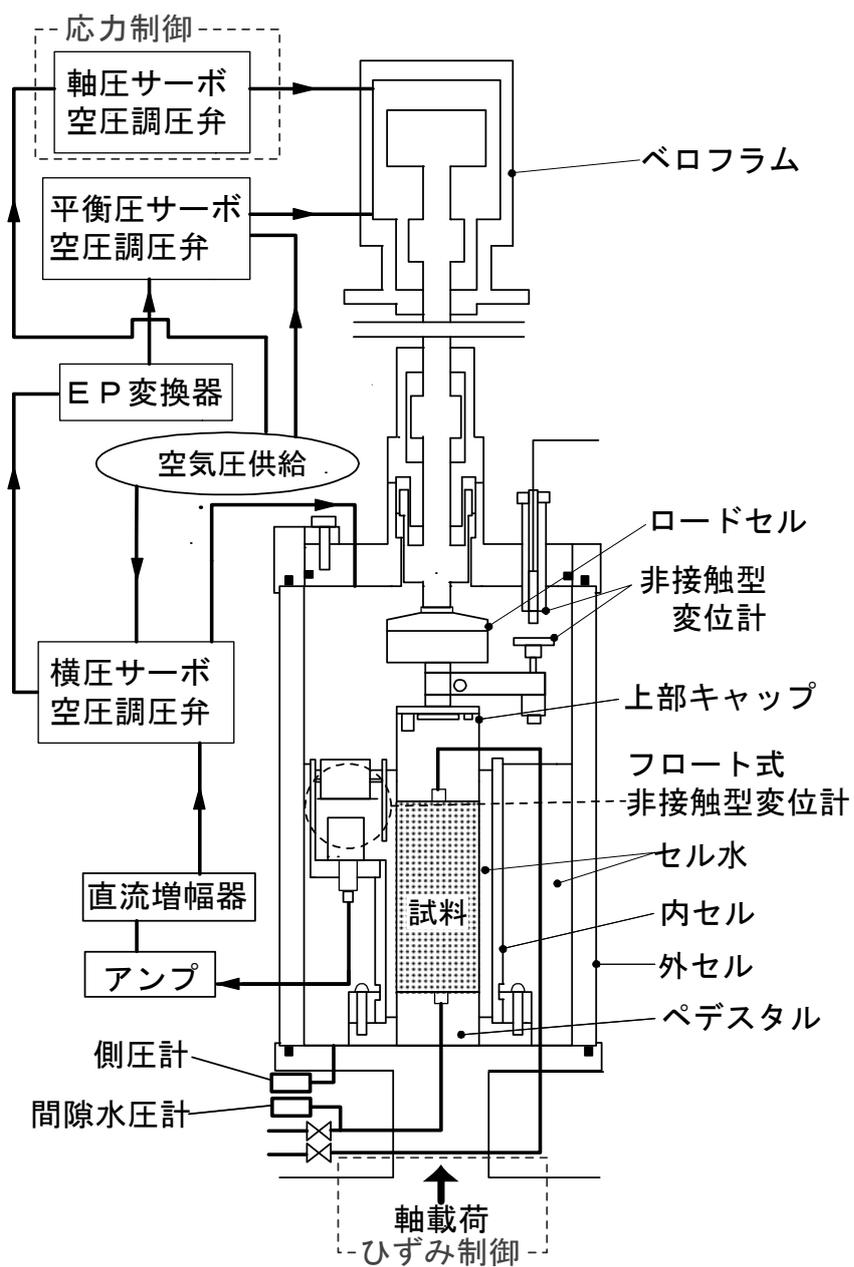


図 3.4 実験装置

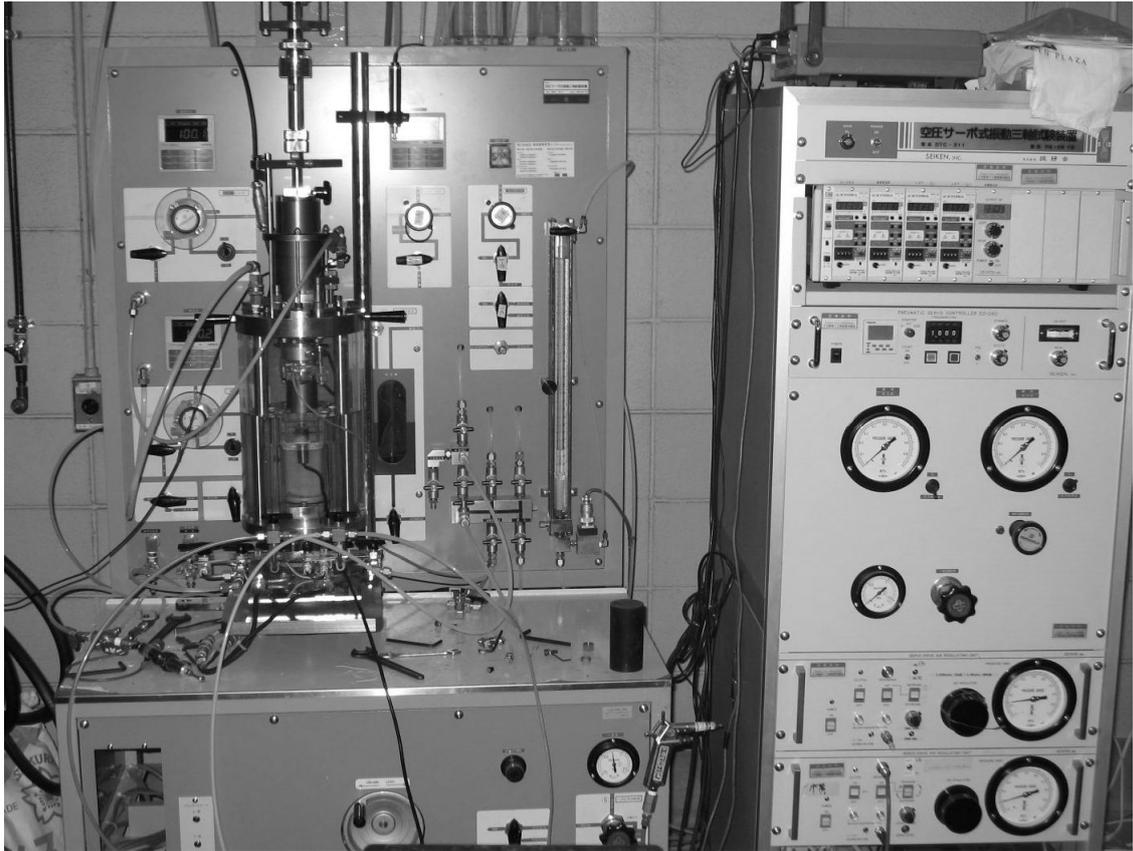


写真 3.1 三軸試験装置の全体写真

3.3 実験結果

図 3.5(a), (b)に相対密度 80%と 50%の砂(ケース S1~S6, S7~S12), 図 3.5(c)に粘土(ケース C1~C3)に対する鉛直応力 σ_v' と側方応力 σ_h' の関係を示す。実験で得られた K_0 圧密時の静止土圧係数 K_0 は相対密度 80%の砂で 0.38, 相対密度 50%の砂で 0.42, カオリン粘土で 0.59 であり, 同じ相対密度の砂の実験ケース (S1 と S4, S7 と S10) で K_0 の値にばらつきは認められない。Jaky 式 ($K_0 = 1 - \sin \phi'$)²⁶⁾ から求まる K_0 はそれぞれ 0.34, 0.40, 0.59 で実験結果とほぼ対応しており, K_0 状態が再現できていると判断される。鉛直応力除荷時の側方応力は, 鉛直応力の減少に伴い地盤反力発生の有無に関わらず全体的に上側に凸の形状を示し, 側方応力が残留する傾向が認められる。

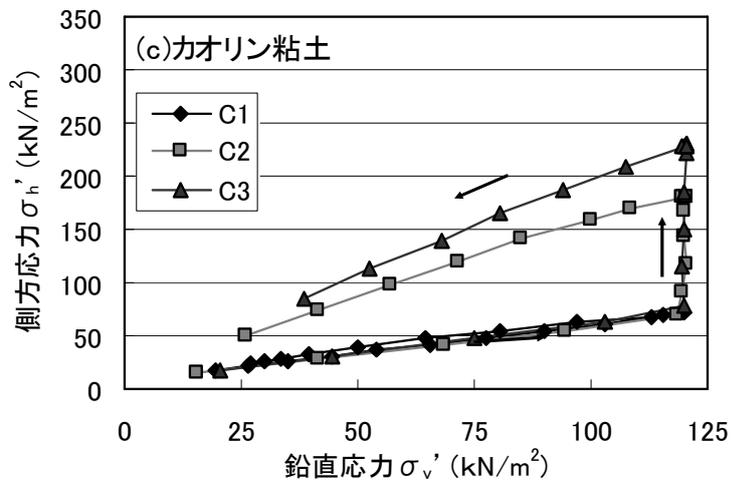
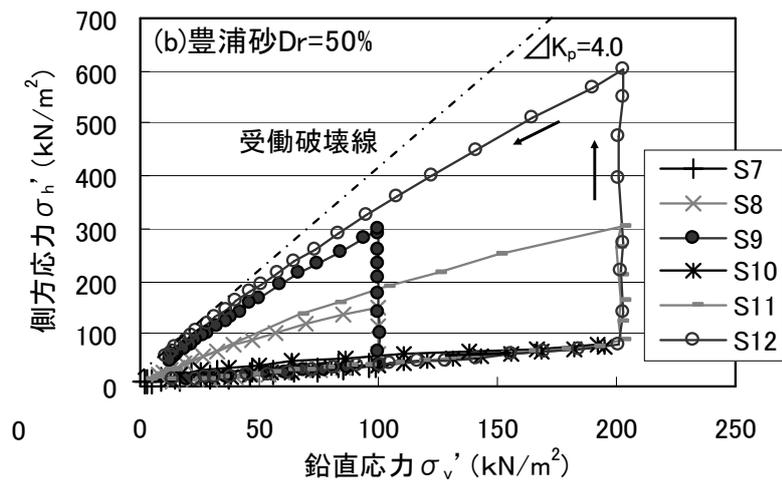
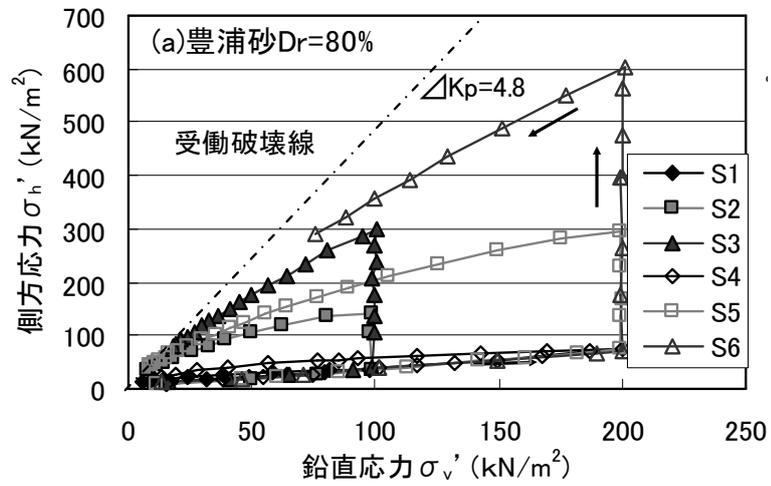


図 3.5 実験結果 ($\sigma_v' - \sigma_h'$ 関係)

3.4 鉛直応力減少に伴う側方応力の変化

図 3.5 の結果のうち、鉛直応力除荷時のデータについて、鉛直応力 σ_v' 、側方応力 σ_h' をそれぞれ除荷開始時の応力 σ_{v0}' 、 σ_{h0}' で基準化した結果を図 3.6 に示す。図 3.6(a), (b) より、除荷開始時の土圧係数 $K_u (= \sigma_{h0}' / \sigma_{v0}')$ が同じであれば、除荷開始時の鉛直応力の大きさによらず、側方応力の減少傾向はほぼ同一であることが確認される。

Schmidt²⁷⁾ は、鉛直応力除荷時における静止土圧係数の変化として(3.1)式を提案している。

$$K_{0u} = K_0 \cdot OCR^\alpha \quad (3.1)$$

ここに、 K_{0u} : K_0 除荷過程の静止土圧係数、 K_0 : 静止土圧係数

OCR : 過圧密比、 α : 静止土圧の残留度合いを表す係数

除荷開始時の土圧係数 K_u が静止土圧係数 K_0 以外の場合についても扱えるように、(3.1)式の記号を $K_{0u} = \sigma_h' / \sigma_v'$ 、 $OCR = \sigma_{v0}' / \sigma_v'$ 、 $K_0 = \sigma_{h0}' / \sigma_{v0}'$ と置き換えると(3.2)式が得られる。

$$\sigma_h' / \sigma_{h0}' = (\sigma_v' / \sigma_{v0}')^{1-\alpha} \quad (3.2)$$

Mayne ら²⁸⁾ は各国の多数の K_0 圧密・除荷試験結果を統計的にまとめ、(3.1)式の α について以下の関係式を提案している。

$$\alpha = \sin \phi' \quad (3.3)$$

ここに、 ϕ' : 内部摩擦角($^\circ$) [有効応力 (CD 試験, \overline{CU} 試験による値)]

図 3.6 に、(3.2)式、(3.3)式による評価結果を○印で示す。除荷開始時の土圧係数 K_u が静止土圧係数 K_0 のケース (S1, S4, S7, S10, C1) における側方応力の減少傾向は(3.2)式、(3.3)式の関係とほぼ一致している。また、カオリン粘土 (MC クレー) の K_0 載荷から K_0 除荷時の挙動 (ケース C1) は、既往の MC クレーに対する K_0 試験結果²⁵⁾と同様、豊浦砂よりも残留が少ない傾向を示している。粘性土の α が砂の α より小さい傾向は、Mayne ら²⁸⁾ による検討結果か

らも伺える。

除荷開始時の土圧係数 K_u が静止土圧係数 K_0 以外のケースにおける側方応力の減少度合いは，豊浦砂では K_u が大きいほど，すなわち除荷開始時の側方応力が大きくなるほど側方応力の残留度合いは小さくなる (α が低下する) 傾向がみられる。カオリン粘土 (MC クレー) では側方応力の残留度合い (α) は小さいが，除荷開始時の土圧係数 K_u の違いによる α の変化は小さく，全体的に (3.2) 式で評価可能と判断される。

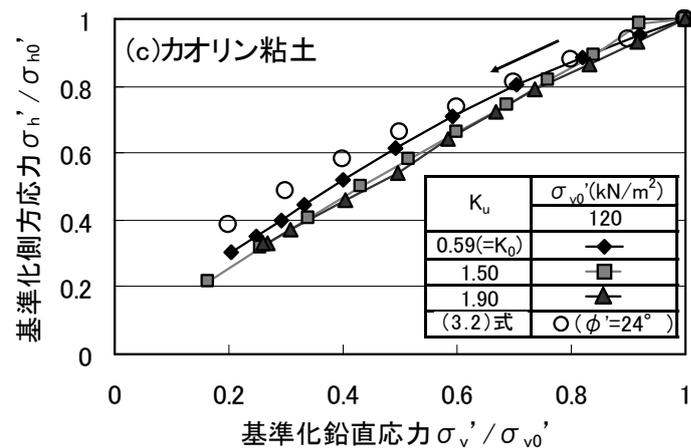
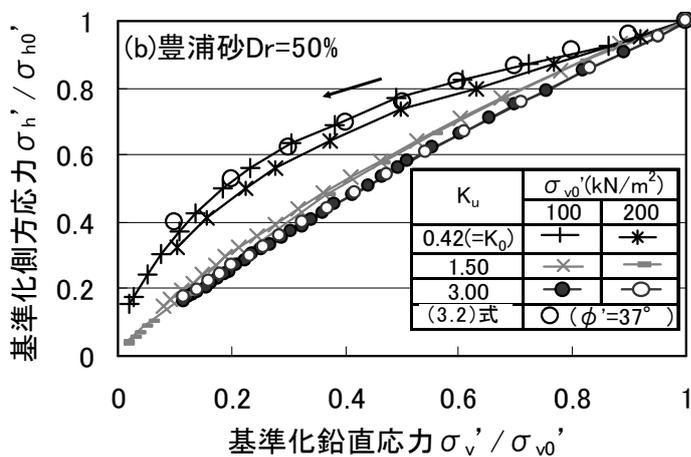
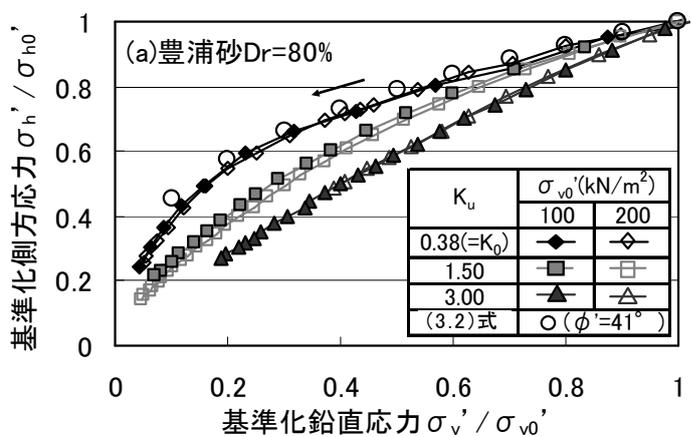


図 3.6 K_0 除荷時の $\sigma_v'/\sigma_{v0}' - \sigma_h'/\sigma_{h0}'$ 関係

3.5 まとめ

種々の応力状態からの掘削除荷時における土圧変化を把握するため、豊浦砂とカオリン粘土（MC クレー）を対象に掘削除荷を模擬した室内要素実験を実施した。鉛直応力の除荷に伴う側方応力の挙動は、砂では除荷開始時の土圧係数が大きな場合に側方応力の残留度合いは小さくなるが、全体的には側方応力が残留しながら徐々に減少することを明らかにした。

第4章 解析モデルの提案と検証

4.1 はじめに

本章では、3章の室内要素実験および実測側圧の分析に基づいて、本解析法に用いる土圧変化モデルを提案する。また、側圧が実測されている鉄筋コンクリート地中連続壁の挙動と解析結果の比較により、本解析モデルの妥当性について検討を行う。

4.2 山留め解析モデル

山留め解析モデルを図4.1に示す。解析モデルは、山留め壁を梁、支保工を集中ばね、地盤を弾塑性の連続ばねでモデル化した両面ばね法である。地盤ばねは背面側の側圧（土圧）変化を考慮するため壁の両側に別々に設け、支保工ばねは、軸方向ばねの他に回転ばねも考慮可能としている。両面ばね法の基本式は、図4.2(a)の要素の力の釣り合いから(4.1)式で与えられる。背面側や掘削側の地盤ばねを考慮しない場合には k_{ha} あるいは k_{hp} はゼロになる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + (k_{ha} B y + k_{hp} B y) - [(p_a + q_a x) + (p_p + q_p x)] = 0 \quad (4.1)$$

ここに、 E ：山留め壁のヤング係数（ kN/m^2 ）

I ：山留め壁の断面二次モーメント [単位幅あたり]（ m^4/m ）

y ：山留め変位（ m ）

x ：部材上端からの距離（ m ）（図4.2参照）

p_a, p_p ： $x=0$ における分布荷重 [単位幅あたり]（ kN/m^2 ）

q_a, q_p ：分布荷重の増加率 [単位幅あたり]（ $\text{kN/m}^2/\text{m}$ ）

k_{ha}, k_{hp} ：水平地盤反力係数（ kN/m^3 ）

B ：山留め壁の幅 [単位幅あたり]（ m/m ）

※添字の a は背面側， p は掘削側を表す

(4.1)式を整理すると(4.2)式が得られ、一般的な梁・ばねモデルの基本式³⁾として扱うことができる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + (k_{ha} B + k_{hp} B) y - [(p_a + p_p) + (q_a + q_p) x] = 0 \quad (4.2)$$

(4.2)式に対する一般解を文献³⁾と同様の方法で解き、i部材の両端 ($x=0, x=L$) における山留め変位 y 、たわみ角 θ 、曲げモーメント M 、せん断力 S を求め、山留め壁の上下端の境界条件 (自由端を原則とする) と部材の連続条件を考慮することにより、各ステップの増分荷重 (図 2.2(a-3), (b-3), (c-3)) に対する山

留め変位、応力等を算出する。本解析法における部材の連続条件は、図 4.2(b) から (4.3) 式で表わされる。

$$\begin{bmatrix} y_{0(i+1)} \\ \theta_{0(i+1)} \\ M_{0(i+1)} \\ S_{0(i+1)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -K_{M(i)} & 1 & 0 \\ K_{S(i)} & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_{L(i)} \\ \theta_{L(i)} \\ M_{L(i)} \\ S_{L(i)} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -P_{L(i)} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

ここに、

$y_{0(n)}, \theta_{0(n)}, M_{0(n)}, S_{0(n)}$: n 部材の $x=0$ の山留め変位 (m), たわみ角 (rad), 曲げモーメント (kN・m/m), せん断力 (kN/m)

$y_{L(n)}, \theta_{L(n)}, M_{L(n)}, S_{L(n)}$: n 部材の $x=L$ の山留め変位 (m), たわみ角 (rad), 曲げモーメント (kN・m/m), せん断力 (kN/m)

$K_{S(n)}$: n 節点の支保工の軸方向ばね (kN・m/m)

$K_{M(n)}$: n 節点の支保工の回転ばね (kN・m/rad/m)

$P_{L(n)}$: n 節点のプレロード (kN/m) [y 方向を正とする]

なお、支保工にプレロードを挿入するステップでは P_L のみを考慮 ($K_S=0$) し、次ステップ以降で支保工ばね K_S を考慮する。回転ばねは支点の固定度を評価したい場合に設定するが、通常は考慮せずに K_M をゼロとする。また、地盤ばねを非線形 (弾塑性) として扱っているため、各ステップで繰返し計算 (収束計算) を行う。

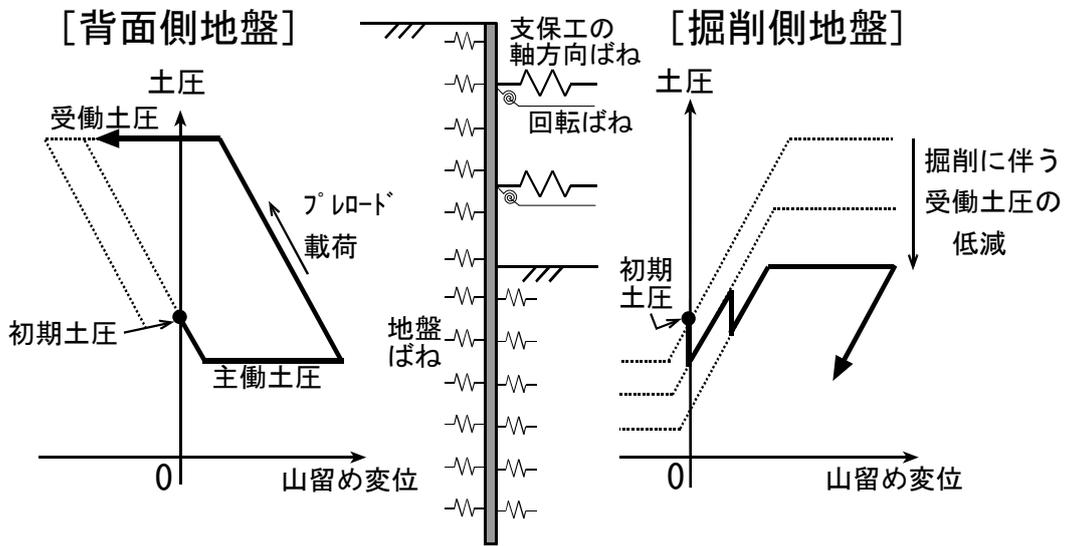


図 4.1 解析モデル

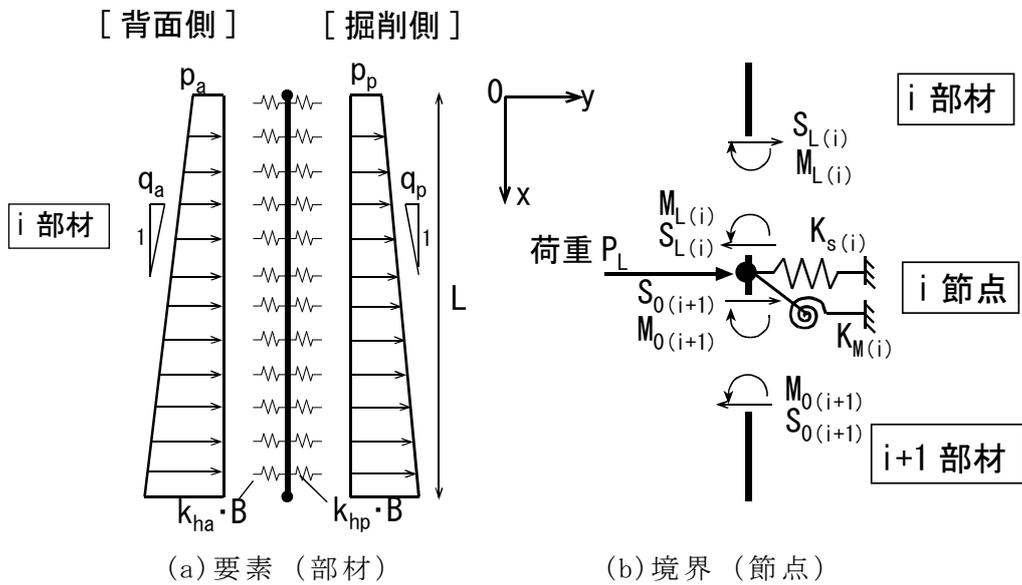


図 4.2 要素の力の釣り合い

4.3 土圧変化モデル

4.3.1 土圧－変位関係モデル

図 4.3 に本解析に用いる地盤ばね（土圧－変位関係）モデルを示す。土圧－変位関係は履歴を考慮したバイリニアモデルで、変位に応じて最大土圧（受働土圧）と最小土圧（主働土圧）の間を変動する。水圧は変位に依存しない荷重として砂質土・粘性土共に土圧と分離して取り扱う。

図 4.4 に、豊浦砂に対して K_0 圧密後に鉛直応力一定で側方載荷（除荷）実験を行った結果を示す。上載圧が大きいケースでは受働破壊に達する側方ひずみは 3%以上と大きな値であるが、上載圧が小さいケースでは 0.7%程度のひずみで受働破壊に近い側方応力になっている。既往の両面ばね法では、土圧の上限値を設けずに掘削による水平地盤反力係数 k_h の低下のみを考慮した土圧－変位関係も提案されている¹⁶⁾。上載圧変化に伴う k_h の低下を適切に考慮すれば上限・下限値を設定しなくても良いと考えられるが、本手法では k_h を一定にして土圧の上限・下限値を設定した。

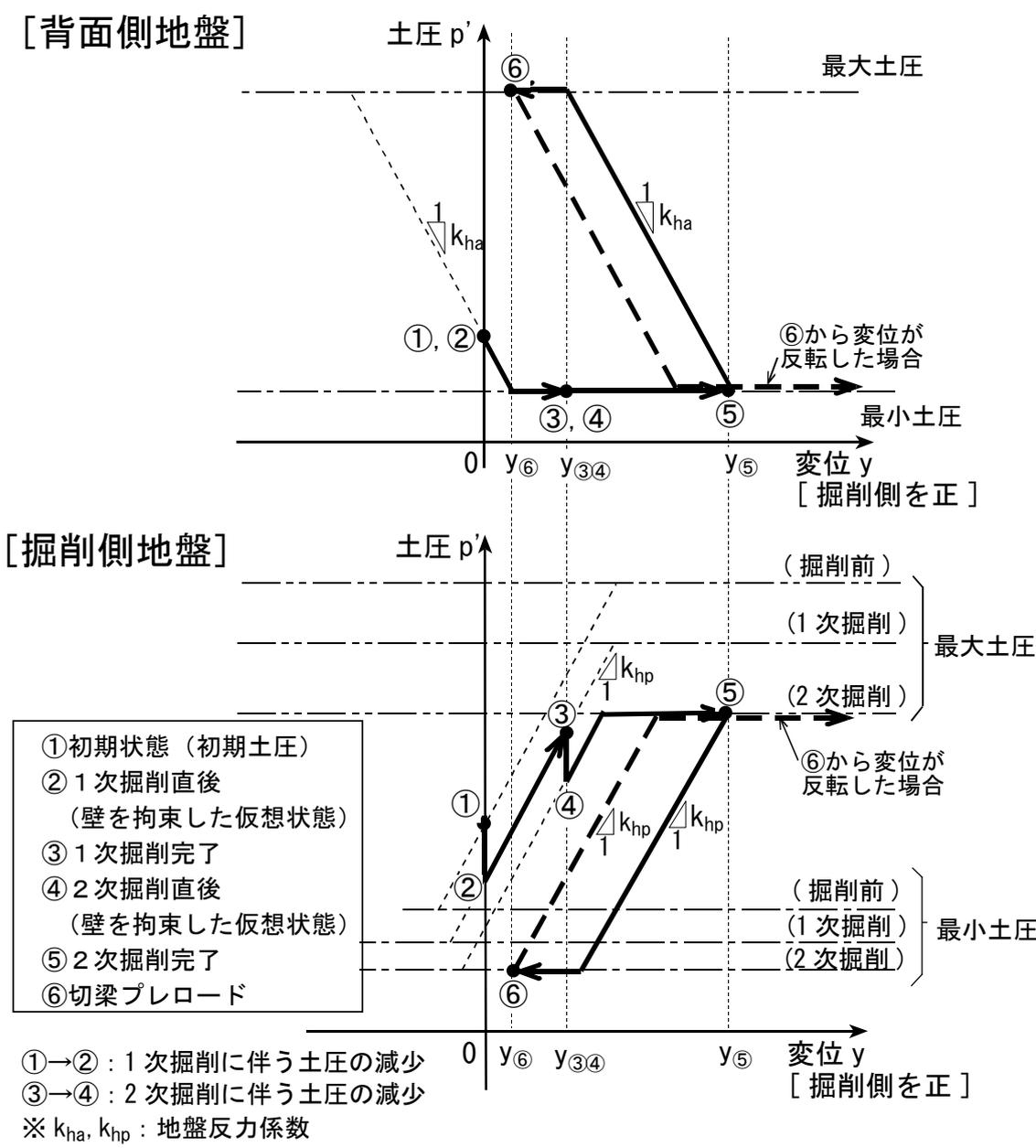


図 4.3 土圧－変位関係モデル

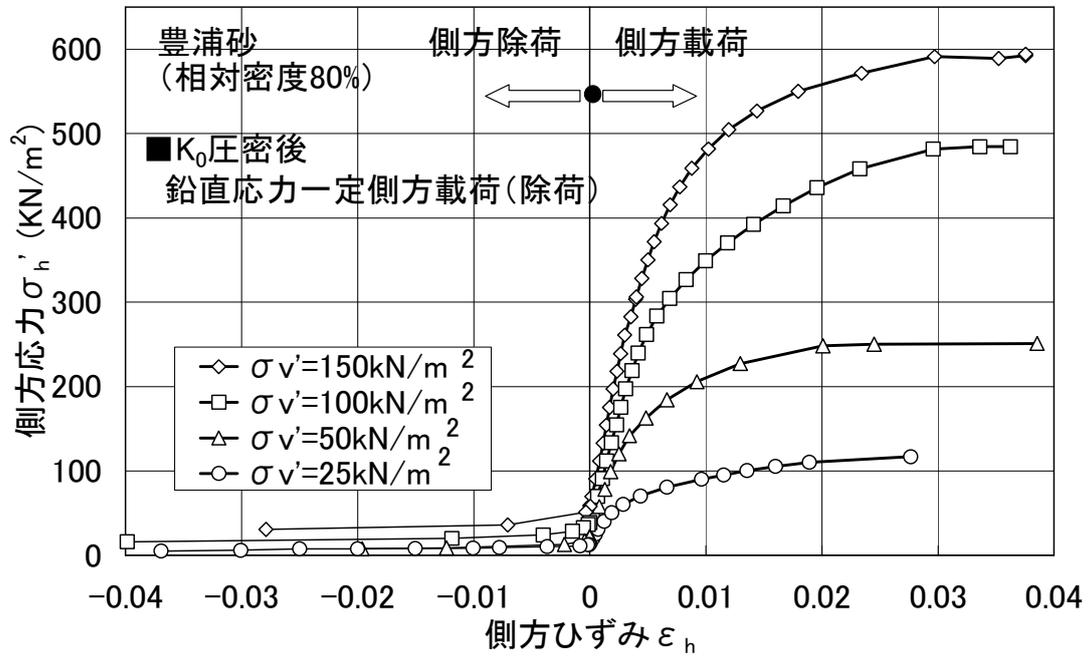


図 4.4 豊浦砂の鉛直応力一定側方載荷実験結果

4.3.2 掘削除荷に伴う水平土圧減少量の評価

図 4.5 に掘削除荷時の土圧変化モデルを示す。本解析では、図 3.5 に示した要素実験結果を参考とし、既往の静止土圧からの土圧変化だけでなく、任意の応力状態からの掘削除荷に伴う土圧変化も評価できる式として(3.2)式を提案した(図 4.5 の①→②あるいは③→④の経路)。(3.2)式の係数 α は、砂質土では(3.3)式で評価し、粘性土では土質試験で ϕ' を直接求めることが現状では少ないことを考慮して $\alpha=0.5$ とした($\phi'=30^\circ$ に相当)。なお、平衡側圧は(2)式で算定した平衡土圧に水圧を加えて評価する。

図 3.5 に示した要素実験から、粘着力が殆んどない土(豊浦砂)では、除荷開始時の土圧係数 K_u が大きい場合に α の値が小さくなる(残留度合いが小さくなる)傾向が確認されている。一方、粘着力を有する土(カオリン粘土)では、 K_u の違いによる α の変化は小さい。自然地盤では粘着力を有する砂が比較的多いため、本研究では α を一定とし、(3.2)式により求めた水平土圧が受働土圧を越えた場合、受働破壊線上を直線的に減少するものとし、地盤反力が発生した状態からの掘削除荷時における側方応力の残留度合いを表現した(図 4.5 の③→④の経路)。図 4.6 に、例として豊浦砂の要素実験結果(C7, C8, C9)と掘削除荷時の土圧変化モデルの比較を示す。除荷開始時の土圧係数が大きいケース(C9)で土圧変化モデルと実験結果には若干の相違はみられるが、粘着力がない砂に対しても、本モデルで側方応力の減少傾向を評価可能といえる。なお、粘着力を有する砂の要素実験に基づく土圧変化モデルの検討は今後の課題である。

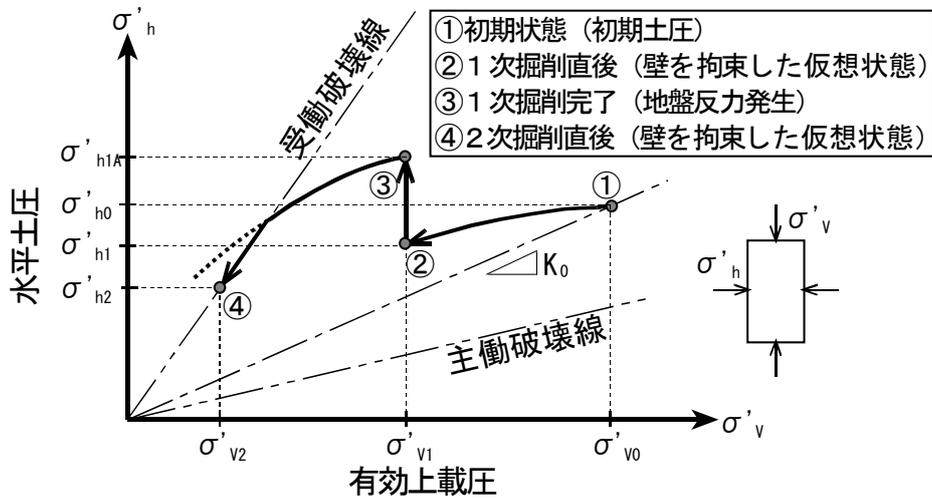


図 4.5 掘削除荷時の土圧変化モデル

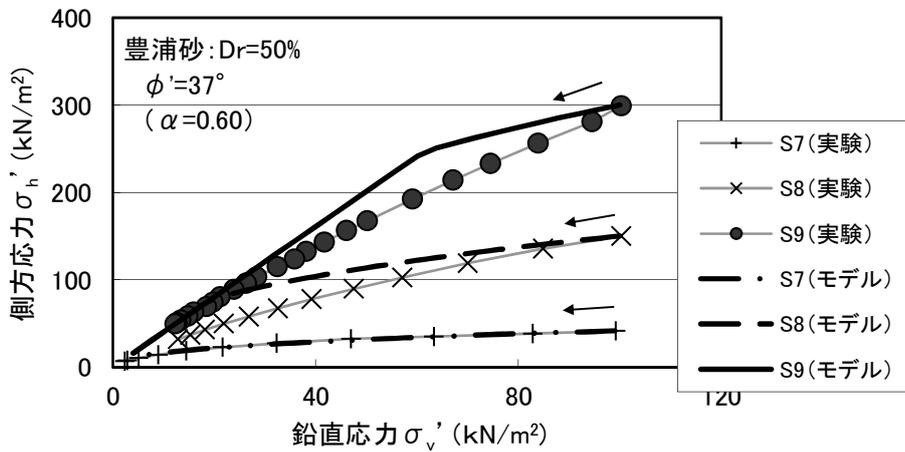


図 4.6 土圧変化モデルと要素実験結果の比較例 (C7, C8, C9)

4.4 山留め解析の手順

山留め解析の手順を以下に示す。

- ① 初期状態の設定（初期土圧，水圧）。
- ② 根切りや水位変化による有効上載圧の変化に応じた平衡側圧の計算および土圧－変位関係の設定。
- ③ 根切りや水位変化，あるいはプレロード等による増分荷重の算定。
- ④ 増分荷重による各次の山留め変位・応力・地盤反力・支点反力等の計算（地盤ばねの弾塑性の判断を含む[収束計算]）。
- ⑤ ④による解析結果を前ステップの値に加える。
- ⑥ ②に戻って所定の解析ステップ数，繰り返す。

4.5 側圧条件および地盤反力係数

根切り前の初期側圧は、山留め壁施工等の影響もあるが、一般には主働側圧よりも静止側圧に近いと考えられる。ここでは多数の実測側圧（土圧＋水圧）の分析を基に提案された(4.4)式²⁹⁾で評価した。

$$p_i = K_i \cdot (\sigma_v - p_w) + p_w \quad (4.4)$$

ここに、 p_i ：初期側圧 (kN/m²)， σ_v ：上載圧 (kN/m²)，

p_w ：水圧 (kN/m²)，

K_i ：初期土圧係数

(砂質土 $1 - \sin \phi'$ ，沖積粘性土 0.5，洪積粘性土 0.3)

主働側圧は、根切り後の背面側の実測側圧を分析した結果を基に提案された(4.5)式、(4.6)式に示すランキン・レザール式³⁰⁾とした。砂質土は土圧と水圧を分離して、粘性土は土圧と水圧を一体で評価したが、いずれも水圧以上かつゼロ以上とした。

[砂質土]

$$p_a = (\sigma_v - p_w) \tan^2(45^\circ - \phi'/2) - 2c' \tan(45^\circ - \phi'/2) + p_w \quad (4.5)$$

[粘性土]

$$p_a = \sigma_v \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \phi/2) \quad (4.6)$$

ここに、 p_a ：主働側圧 (kN/m²)，

c' ， ϕ' ：粘着力 (kN/m²)，内部摩擦角 (°)

[有効応力 (CD 試験， \overline{CU} 試験による値)]

c ， ϕ ：粘着力 (kN/m²)，内部摩擦角 (°)

[全応力 (UU 試験による値)]

受働側圧については、主に洪積砂地盤を対象とした掘削側実測側圧の分析³¹⁾により、ランキン・レザールの受働側圧よりも大きい可能性が示されている。そこで、本論文では砂質土に対しては壁面摩擦を考慮することとし、(4.7)式、(4.8)式に示すクーロンの受働土圧係数³²⁾を用いた受働側圧とした。また、

壁面摩擦角 δ をゼロにした場合、(4.7)式、(4.8)式はランキン・レザールの受働側圧と一致することから、粘性土に対しては一般的に用いられている(4.9)式に示すランキン・レザール式¹⁾とした。

[砂質土]

$$p_p = K_p(\sigma_v - p_w) + 2c'\sqrt{K_p} + p_w \quad (4.7)$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi'}{\cos \delta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin \phi'}{\cos \delta}} \right\}^2} \quad (4.8)$$

[粘性土]

$$p_p = \sigma_v \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (4.9)$$

ここに、 p_p : 受働側圧 (kN/m²)、 K_p : 受働土圧係数

δ : 壁面摩擦角 (°)

水圧は、砂質土では実測水圧を用い、粘性土では上下の砂層の水圧を直線補間した分布¹⁾を設定した。

地盤反力係数 k_h は、後述する第5章での検討結果も踏まえて、一般的に推奨されている範囲の平均¹⁾である(4.10)式、(4.11)式により評価した。

$$[\text{砂質土}] \quad k_h = 1000N \quad (\text{kN/m}^3) \quad (4.10)$$

$$[\text{粘性土}] \quad k_h = 100c \quad (\text{kN/m}^3) \quad (4.11)$$

ここに、 N : N 値 (回)、 c : 粘着力 (kN/m²) [全応力]

4.6 土圧変化モデルの検証

掘削および山留め変位による土圧変化モデルの妥当性を検証するため、山留め変位と側圧が詳細に実測されている玉野らの事例³³⁾を対象とした挙動解析を行った。図4.7に山留め断面を示す。山留め壁はRC連続壁、最終根切り深さは20.8mであり、側圧の実測値がある1次～4次根切りまでの解析を行った。なお、本解析では、砂質土の壁面摩擦角 δ を $\delta = \phi'/3$ で評価し³⁴⁾、山留め壁の曲げ剛性EIはコンクリートのヤング係数Eを $2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ とし³⁵⁾、ひび割れを考慮して断面2次モーメントIを60%に低減させて評価した^{18), 35)}。

図4.8に山留め変位および曲げモーメント、図4.9に側圧(土圧+水圧)分布の解析結果と実測値の比較を示す。図4.8より、山留め変位の解析値は1次根切り時の変位を若干小さめに評価しているものの全体的には実測値と良く一致していると判断される。また図4.9より、背面側と掘削側の側圧の解析結果は実測側圧と概ね良い対応を示し、適切なパラメータを設定することにより、掘削段階に応じて変化する側圧挙動を評価可能と判断される。

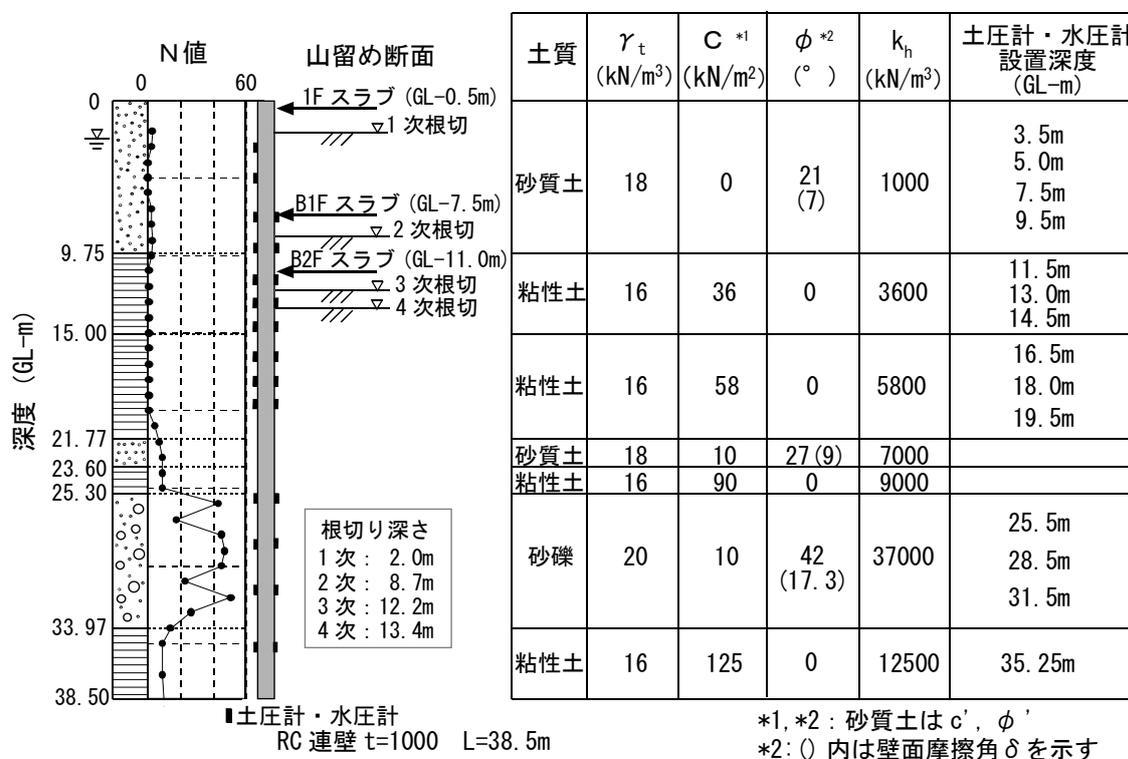


図4.7 地盤概要³³⁾を参考に作成

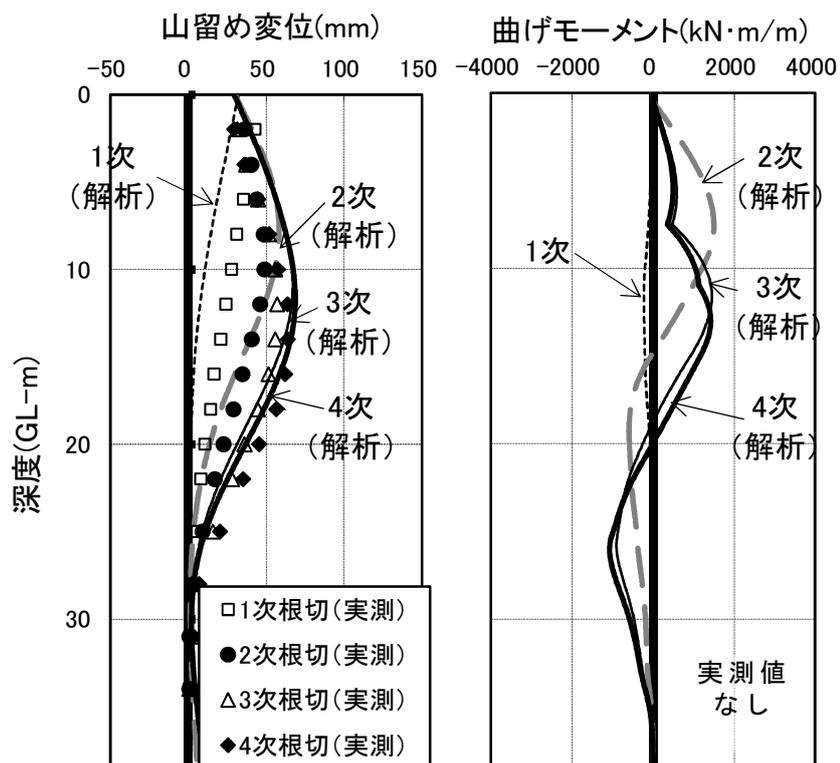


図 4.8 解析結果と実測値の比較
(山留め変位, 曲げモーメント)

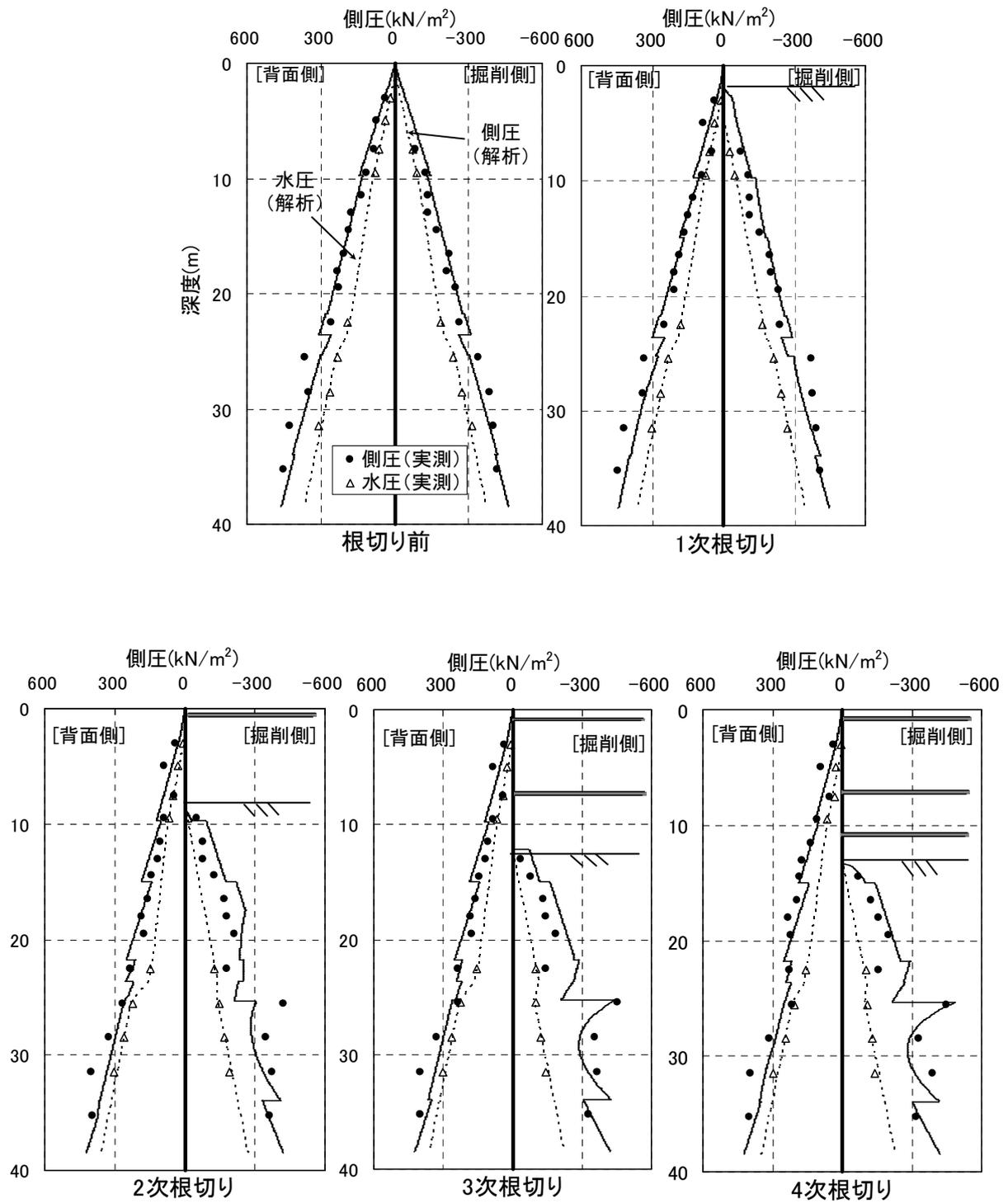


図 4.9 解析結果と実測値の比較
(側圧分布)

4.7 まとめ

室内要素実験および既往の実測側圧の分析結果に基づき、本解析法に用いる土圧－変位関係モデルを提案した。また、側圧と山留め変位が計測されている鉄筋コンクリート地中連続壁を対象に挙動解析を行った結果、山留め壁に作用する実測側圧・実測変位と良い対応関係が得られ、本解析モデルの妥当性を示した。

第5章 複数事例のシミュレーション解析による適用性検討

5.1 はじめに

本章では、4章で提案した解析モデルを用いて、ソイルセメント壁を用いた複数事例（8現場，14測点）のシミュレーション解析を行い，解析モデルに適したパラメータの設定法を提案する。また，従来の全載荷法による梁・ばねモデル（弾塑性法）との比較も行い，本解析法の有効性について検討する。

5.2 実測事例の概要

解析法の適用性やばらつき等を検討するため，複数事例の山留め挙動のシミュレーション解析を行い，従来の梁・ばねモデル¹⁾も含めて実測値（変位，応力，支保工反力）との比較を行った。表5.1に検討事例の概要を，図5.1に山留め断面を示す。山留め壁の種類が異なると側圧条件が異なり，ばらつきの原因になる可能性があるため，対象とする山留め壁はソイルセメント壁に限定した。検討事例は8現場14測点で，地下工法は順打5（支保工は鋼製切梁および地盤アンカー），逆打3（一部切梁併用），根切り深さは約8m～20mである。山留め架構が比較的単純で山留め壁に近接した構造物等がなく，施工情報および地盤情報が明確な事例を選定した。

表 5.1 山留め工事の概要

事例	工事場所	測点数	地下工法	支保工	根切り深さ (GL-m)	計測項目		
						山留め変位	山留め応力	支保工軸力
A	東京	1	逆打	スラブ	19.55	○	○	-
B	神奈川	1	順打	アンカー3段	16.40	○	-	○
		1		アンカー2段	15.40	○	-	○
C	東京	1	逆打	スラブ	8.43	○	-	-
D	神奈川	1	順打	切梁1段	8.11	○	-	○
E	神奈川	1	順打	アンカー1段	9.66	○	-	○
		2		アンカー1段	8.86	○	-	○
F	兵庫	2	逆打(切梁併用)	スラブ1段 切梁2段	9.35	○	-	○
G	大阪	1	順打	切梁2段	7.72	○	-	○
		1		切梁2段	8.82	○	○	○
H	大阪	2	順打	切梁3段	12.70	○	○	-

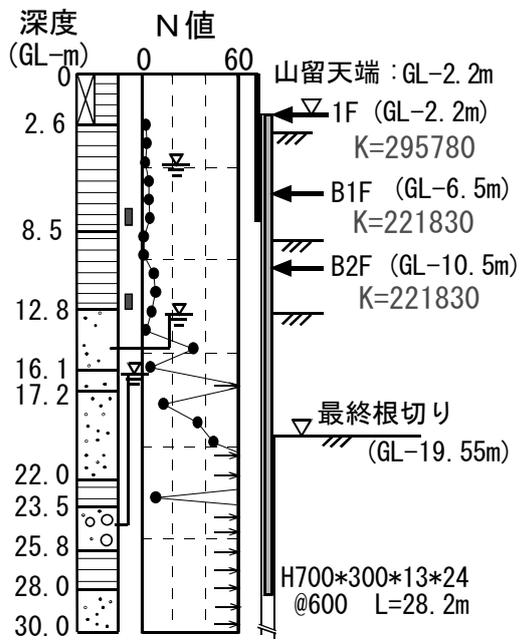
※山留め壁はいずれもソイルセメント壁

図 5.1 に周辺敷地を含め土質試験結果が得られている層を併記している。また、全ての事例のソイルセメント壁先端は難透水層に根入れされており、止水工法が採用されている。

計測項目は、全ての事例で山留め変位を測定した。また、事例 A, G (測点 2) および H において山留め壁の応力を、切梁と地盤アンカー工法を採用した事例において支保工軸力を計測している。なお、ソイルセメント壁は土圧計の設置および側圧の測定が難しいため、側圧計測は行っていない。

山留め壁の水平変位は挿入式あるいは固定式の傾斜計⁵⁰⁾で測定した。傾斜計による水平変位測定の方法⁵⁰⁾を図 5.2 に示す。山留め壁の水平変位は、深度方向の測定間隔(通常 1m~2m)ごとに山留め壁の傾斜角を測定し、傾斜角と測定間隔から求まる区間変位量を測定下端から累積することにより算出する。写真 5.1 に挿入式傾斜計の写真を示す。各施工段階の実測値は、原則として次工程に入る直前の計測値を採用した(例えば、「2次根切り後」の実測値は、2段目切梁設置直前に計測した値とする)。

[事例 A]



土質		γ_t (kN/m^3)	C^{*1} (kN/m^2)	ϕ^{*2} ($^\circ$)	k_h (kN/m^3)	水位 (GL-m)
埋土	粘性土	17.0	30	0	3000	-
洪積	粘性土	13.5	50	0	5000	4.95
	粘性土	15.5	50	0	5000	4.95
	砂質土	18.0	10	32	15000	12.84
	砂質土	18.0	10	45	60000	12.84
	砂質土	18.0	10	43	40000	12.84
	粘性土	16.0	90	0	9000	-
	砂礫	20.0	10	45	175000	16.09
	粘性土	16.0	800	0	80000	-
	砂質土	18.0	10	45	80000	25.37

■ : 土質試験結果が得られている層
 K : 支保工水平ばね (kN/m/m)
 PL : プレロード (kN/m)

*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

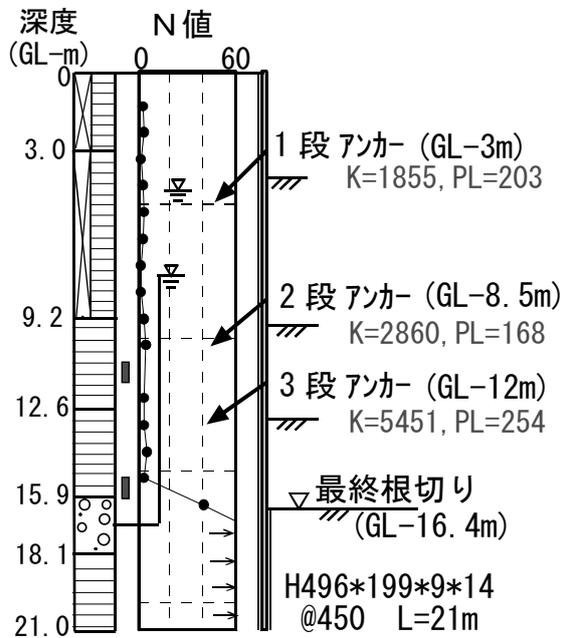
■ 施工ステップ

- ① 1次根切り (GL-3.2m) ※掘削側水位 GL-4.95m
- ② 1Fスラブ設置, 2次根切り (GL-9.0m) ※掘削側水位 GL-9.0m
- ③ B1Fスラブ設置, 3次根切り (GL-13.0m) 13.0 ※掘削側水位 GL-13.0m
- ④ B2Fスラブ設置, 最終根切り (GL-19.55m) 19.55 ※掘削側水位 GL-19.55m

■ 上載荷重 : 37.4 kN/m^2 (山留め天端 [GL-2.2m] を地表面として解析)

図 5.1(a) 山留め断面の概要 (事例 A)

[事例 B (測点 1)]



土質		γ_t (kN/m^3)	C^{*1} (kN/m^2)	ϕ^{*2} ($^\circ$)	k_h (kN/m^3)	水位 (GL-m)
埋土	粘性土	17.0	20	0	2000	-
	粘性土	17.0	40	0	4000	4.5
沖積	粘性土	14.0	60	0	6000	4.5
	粘性土	17.0	80	0	8000	4.5
洪積	砂礫	20.0	10	45	58000	7.7
	土丹	17.0	2000	0	200000	7.7

■ : 土質試験結果が得られている層

K : 支保工水平ばね ($\text{kN}/\text{m}/\text{m}$)

PL : プレロード (kN/m)

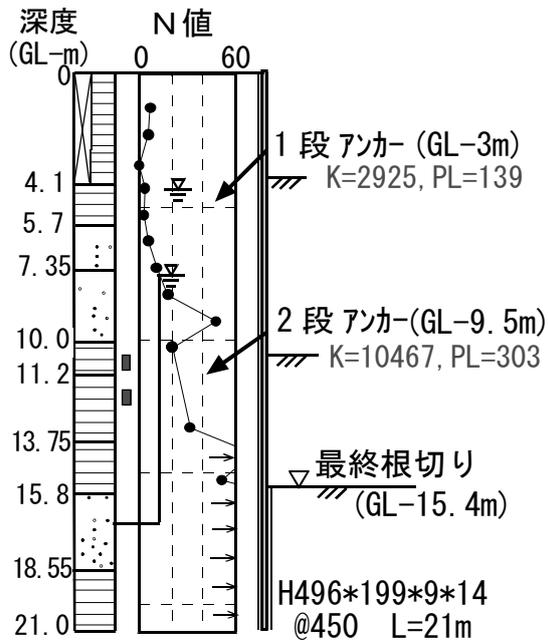
*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

■ 施工ステップ

- ① 1次根切り (GL-4.0m) ※掘削側水位 GL-4.5m
- ② 1段アンカー設置 (GL-3.0m) PL=203kN/m
- ③ 2次根切り (GL-9.5m) ※掘削側水位 GL-9.5m
- ④ 2段アンカー設置 (GL-8.5m) PL=168kN/m
- ⑤ 3次根切り (GL-13.0m) ※掘削側水位 GL-13.0m
- ⑥ 3段アンカー設置 (GL-12.0m) PL=254kN/m
- ⑦ 最終根切り (GL-16.4m) ※掘削側水位 GL-16.4m

図 5.1(b) 山留め断面の概要 (事例 B [測点 1])

[事例B(測点2)]



土質		γ_t (kN/m^3)	C *1 (kN/m^2)	ϕ *2 ($^\circ$)	k_h (kN/m^3)	水位 (GL-m)
埋土	粘性土	17.0	30	0	3000	-
	粘性土	16.0	40	0	4000	4.5
洪積	砂質土	18.0	0	28	8000	4.5
	砂質土	18.0	0	40	33000	4.5
	粘性土	17.0	100	0	10000	-
洪積	粘性土	17.0	400	0	40000	-
	粘性土	17.0	600	0	60000	-
	砂質土	18.0	10	45	120000	7.7
	土丹	17.0	1600	0	160000	7.7

■ : 土質試験結果が得られている層
 K : 支保工水平ばね (kN/m)
 PL : プレロード (kN/m)

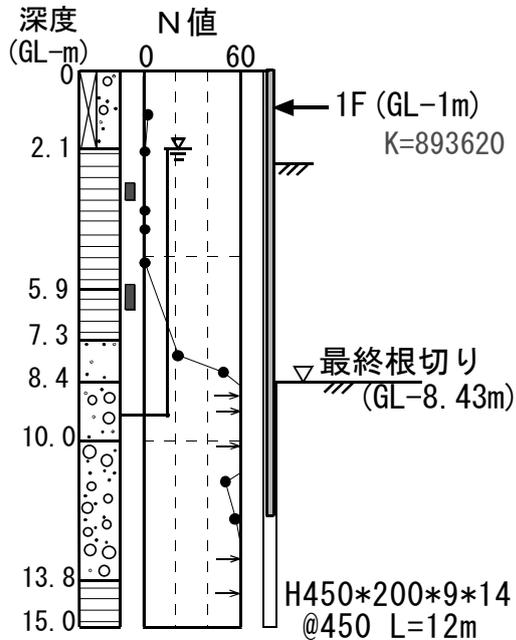
*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

■ 施工ステップ

- ① 1次根切り (GL-4.0m) ※掘削側水位 GL-4.5m
- ② 1段アンカー設置 (GL-3.0m) PL=139kN/m
- ③ 2次根切り (GL-10.5m) ※掘削側水位 GL-10.5m
- ④ 2段アンカー設置 (GL-9.5m) PL=303kN/m
- ⑤ 最終根切り (GL-15.4m) ※掘削側水位 GL-15.4m

図 5.1(c) 山留め断面の概要 (事例B [測点2])

[事例 C]



■ : 土質試験結果が得られている層
 K : 支保工水平ばね (kN/m/m)
 PL : プレロード (kN/m)

土質	γ_t (kN/m ³)	C * ¹ (kN/m ²)	ϕ * ² (°)	k_h (kN/m ³)	水位 (GL-m)	
埋土 砂質土	17.0	0	21	2000	-	
沖積 粘性土	16.0	23	0	2300	2.1	
洪積	粘性土	16.0	45	0	4500	2.1
	砂質土	18.0	10	34	18000	2.1
	砂礫	20.0	10	45	70000	2.1
	砂礫	20.0	10	45	70000	2.1
土丹						

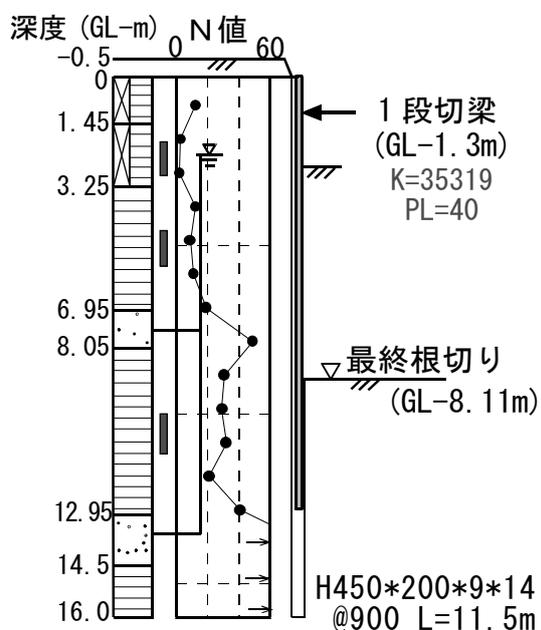
*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

■ 施工ステップ

- ① 1次根切り (GL-2.5m) ※掘削側水位 GL-2.5m
- ② 1Fスラブ設置 (GL-1.0m), 最終根切り (GL-8.43m) ※掘削側水位 GL-8.43m

図 5.1(d) 山留め断面の概要 (事例 C)

[事例 D]



土質		γ_t (kN/m ³)	C *1 (kN/m ²)	ϕ *2 (°)	k_h (kN/m ³)	水位 (GL-m)
埋土	粘性土	17.0	80	0	8000	-
	粘性土	17.0	20	0	2000	2.5
洪積	粘性土	17.0	180	0	18000	2.5
	砂質土	18.0	10	43	40000	2.5
	粘性土	17.5	240	0	24000	2.5
	砂質土	18.0	10	45	85000	2.5
	土丹					

■ : 土質試験結果が得られている層

K : 支保工水平ばね (kN/m/m)

PL : プレロード (kN/m)

*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

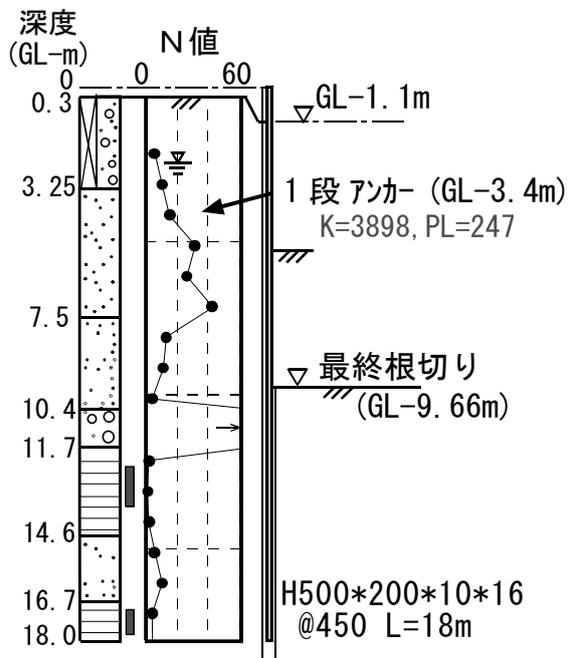
■ 施工ステップ

- ① 1次根切り (GL-2.3m) ※掘削側水位 GL-2.5m
- ② 1段切梁設置 (GL-1.3m) PL=40kN/m
- ③ 最終根切り (GL-8.11m) ※掘削側水位 GL-8.11m

■ 上載荷重 : 8.5kN/m² (山留め天端 [GL-0m] を地表面として解析)

図 5.1(e) 山留め断面の概要 (事例 D)

[事例 E (測点 1)]



土質		γ_t (kN/m ³)	C ^{*1} (kN/m ²)	ϕ ^{*2} (°)	k_h (kN/m ³)	水位 (GL-m)
埋土	砂質土	17.0	0	26	6000	2.4
	砂質土	18.0	0	37	25000	2.4
沖積	砂質土	18.0	0	29	10000	2.4
	砂礫	20.0	0		75000	2.4
	粘性土	17.0	55	0	5500	2.4
	砂質土	18.0	0	45	9000	2.4
	粘性土	17.0	55	0	5500	2.4

■ : 土質試験結果が得られている層

K : 支保工水平ばね (kN/m/m)

PL : プレロード (kN/m)

*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

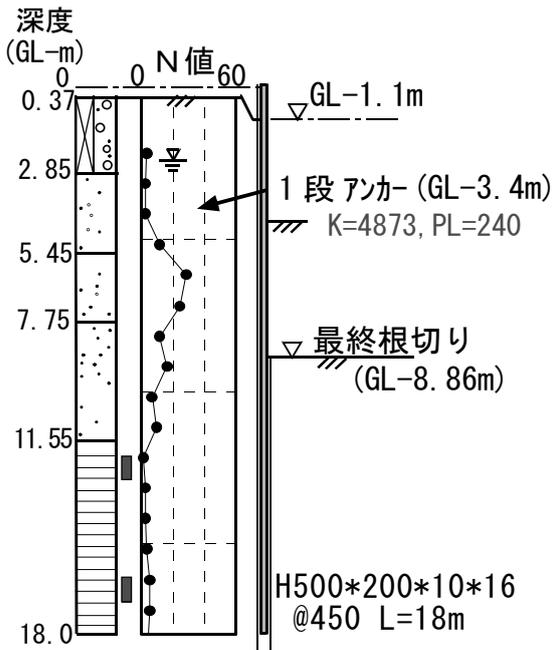
■ 施工ステップ

- ① 1次根切り (GL-5.3m) ※掘削側水位 GL-5.3m
- ② 1段切梁設置 (GL-3.5m) PL=247kN/m
- ③ 最終根切り (GL-9.66m) ※掘削側水位 GL-16.2m (測定値)

■ 上載荷重 : 13.6kN/m² (山留め天端 [GL-1.1m] を地表面として解析)

図 5.1(f) 山留め断面の概要 (事例 E)

[事例 E (測点 2, 3)]



土質		γ_t (kN/m ³)	C * ¹ (kN/m ²)	ϕ * ² (°)	k_n (kN/m ³)	水位 (GL-m)
埋土	砂質土	17.0	0	23	3000	2.4
	砂質土	18.0	0	27	7000	2.4
沖積	砂質土	18.0	0	38	26000	2.4
	砂質土	18.0	0	30	11000	2.4
	粘性土	17.0	55	0	5500	2.4

■ : 土質試験結果が得られている層

*1,*2 : 砂質土は c' , ϕ'

K : 支保工水平ばね (kN/m/m)

PL : プレロード (kN/m)

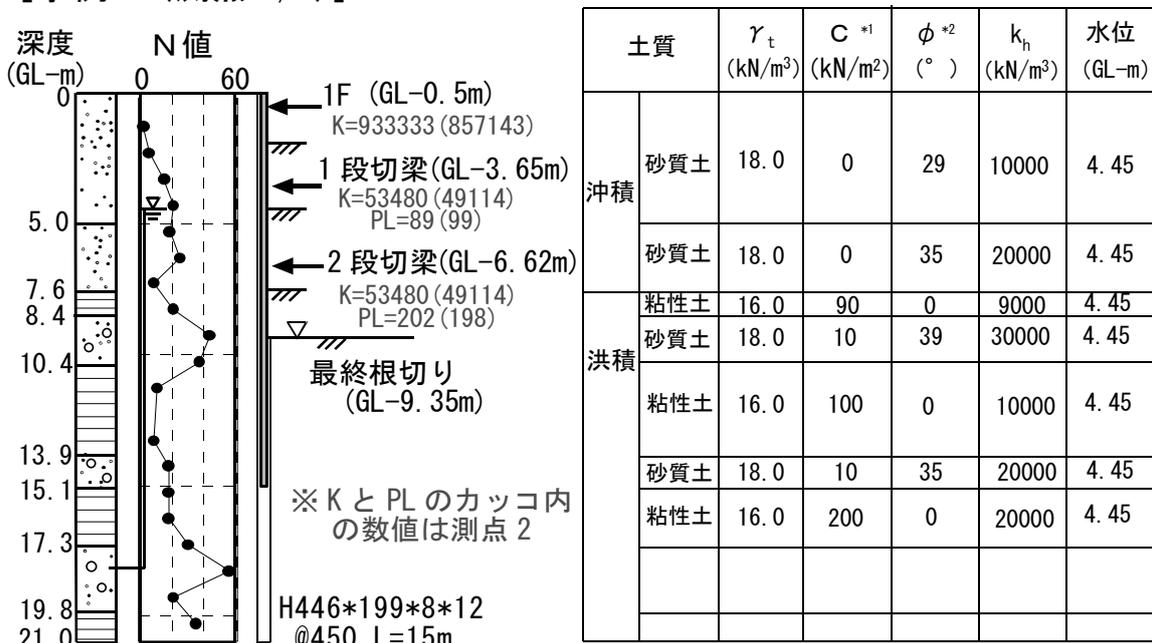
■ 施工ステップ

- ④ 1次根切り (GL-4.4m) ※掘削側水位 GL-14.4m (測定値)
- ⑤ 1段切梁設置 (GL-3.4m) PL=240kN/m
- ⑥ 最終根切り (GL-8.86m) ※掘削側水位 GL-16.2m (測定値)

■ 上載荷重 : 12.4kN/m² (山留め天端 [GL-1.1m] を地表面として解析)

図 5.1(g) 山留め断面の概要 (事例 E)

[事例 F (測点 1, 2)]



■ : 土質試験結果が得られている層

*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

K : 支保工水平ばね (kN/m/m)

PL : プレロード (kN/m)

■ 施工ステップ

【測点 1】

- ① 1次根切り (GL-1.80m) ※掘削側水位 GL-4.45m
- ② 1F スラブ設置 (GL-0.5m), 2次根切り (GL-4.5m) ※掘削側水位 GL-4.5m
- ③ 1段切梁設置 (GL-3.65m) PL=89kN/m
- ④ 2次根切り (GL-7.5m) ※掘削側水位 GL-7.5m
- ⑤ 2段切梁設置 (GL-6.62m) PL=202kN/m
- ⑥ 最終根切り (GL-9.35m) ※掘削側水位 GL-9.35m

【測点 1】

- ① 1次根切り (GL-1.80m) ※掘削側水位 GL-4.45m
- ② 1F スラブ設置 (GL-0.5m), 2次根切り (GL-4.5m) ※掘削側水位 GL-4.5m
- ③ 1段切梁設置 (GL-3.65m) PL=99kN/m
- ④ 2次根切り (GL-7.5m) ※掘削側水位 GL-7.5m
- ⑤ 2段切梁設置 (GL-6.62m) PL=198kN/m
- ⑥ 最終根切り (GL-9.35m) ※掘削側水位 GL-9.35m

図 5.1 (h) 山留め断面の概要 (事例 F)

[事例 G (測点 1, 2)]



■ : 土質試験結果が得られている層

*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

K : 支保工水平ばね (kN/m/m)

PL : プレロード (kN/m)

■ 施工ステップ

【測点 1】

- ① 1次根切り (GL-2.4m) ※掘削側水位 GL-2.6m
- ② 1段切梁設置 (GL-1.4m) PL=77kN/m
- ③ 2次根切り (GL-5.4m) ※掘削側水位 GL-5.4m
- ④ 2段切梁設置 (GL-4.4m) PL=111kN/m
- ⑤ 最終根切り (GL-7.72m) ※掘削側水位 GL-8.22m (深い方の床付け)

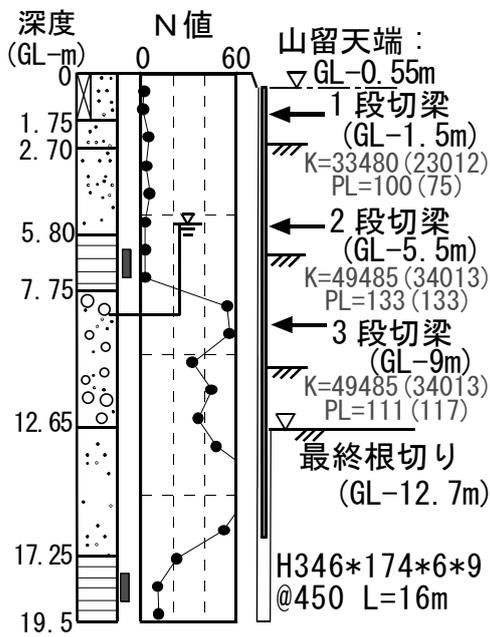
【測点 2】

- ① 1次根切り (GL-2.4m) ※掘削側水位 GL-2.6m
- ② 1段切梁設置 (GL-1.4m) PL=52kN/m
- ③ 2次根切り (GL-5.4m) ※掘削側水位 GL-5.4m
- ④ 2段切梁設置 (GL-4.4m) PL=82kN/m
- ⑤ 最終根切り (GL-8.22m) ※掘削側水位 GL-8.22m (深い方の床付け)

■ 上載荷重 : 10.8kN/m^2 (山留め天端 [GL-0.6m] を地表面として解析)

図 5.1(i) 山留め断面の概要 (事例 G)

[事例 H (測点 1, 2)]



土質		γ_t (kN/m ³)	C ^{*1} (kN/m ²)	ϕ ^{*2} (°)	k_h (kN/m ³)	水位 (GL-m)
埋土	粘性土	17.0	40	0	4000	5.4
	粘性土	16.0	30	0	3000	5.4
沖積	砂質土	18.0	0	23	3000	5.4
	粘性土	16.0	35	0	3500	5.4
洪積	砂礫	20.0	10	45	60000	5.4
	砂質土	18.0	10	45	60000	5.4
	粘性土					

■ : 土質試験結果が得られている層

K : 支保工水平ばね (kN/m/m)

PL : プレロード (kN/m)

*1, *2 : 砂質土は c' , ϕ'

■ 施工ステップ

【測点 1】

- ① 1次根切り (GL-2.5m) ※掘削側水位 GL-5.4m
- ② 1段切梁設置 (GL-1.5m) PL=100kN/m
- ③ 2次根切り (GL-6.5m) ※掘削側水位 GL-6.5m
- ④ 2段切梁設置 (GL-5.5m) PL=133kN/m
- ⑤ 3次根切り (GL-10.5m) ※掘削側水位 GL-10.5m
- ⑥ 3段切梁設置 (GL-9.0m) PL=111kN/m
- ⑦ 最終根切り (GL-12.7m) ※掘削側水位 GL-12.7m

【測点 2】

- ① 1次根切り (GL-2.5m) ※掘削側水位 GL-5.4m
- ② 1段切梁設置 (GL-1.5m) PL=75kN/m
- ③ 2次根切り (GL-6.5m) ※掘削側水位 GL-6.5m
- ④ 2段切梁設置 (GL-5.5m) PL=133kN/m
- ⑤ 3次根切り (GL-10.5m) ※掘削側水位 GL-10.5m
- ⑥ 3段切梁設置 (GL-9.0m) PL=117kN/m
- ⑦ 最終根切り (GL-12.7m) ※掘削側水位 GL-12.7m

■ 上載荷重 : 9.35kN/m² (山留め天端 [GL-0.55m] を地表面として解析)

図 5.1(j) 山留め断面の概要 (事例 H)

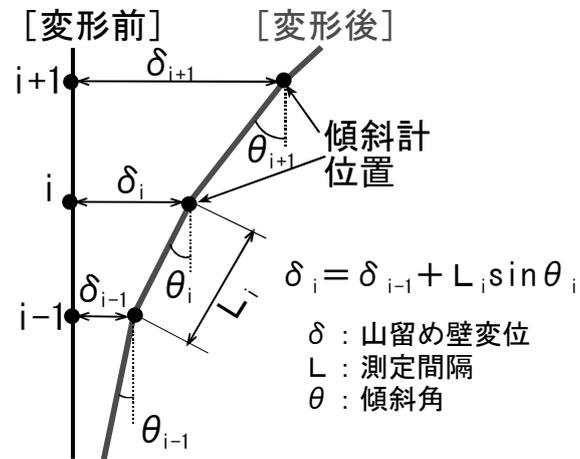


図 5.2 山留め変位計測の概念図

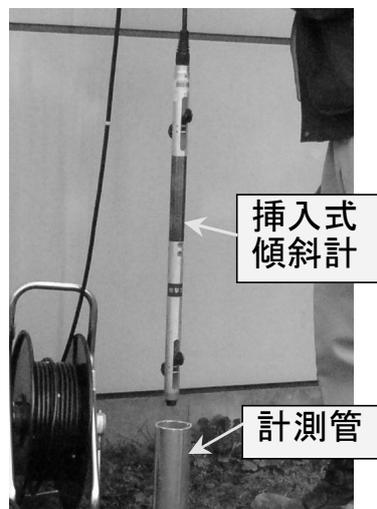


写真 5.1 挿入式傾斜計の例 ⁵⁰⁾に加筆

5.3 解析ケース

表 5.2 に解析ケースを示す。山留め壁と地盤の摩擦抵抗は、施工法が異なるソイルセメント壁と RC 連続壁で異なる可能性があり、また壁面摩擦角 δ も様々な評価法が提案されている^{18), 34)}。そこで、本検討では掘削側側圧の上限値を 3 通り設定して解析を行った。併せて、一般的な全載荷法による梁・ばねモデル（弾塑性法）¹⁾による解析（caseA）も行った。いずれの事例も、通常の間留め設計で考慮する地表面の軽微な上載荷重¹⁾（ 10kN/m^2 ）を無視し、解析は根切り時のみについて実施している。山留め壁の曲げ剛性は心材（応力材：H 形鋼）のみで評価し、逆打ち事例における支保工ばね（スラブばね）の設置深度は梁下レベルとした。各層の強度定数と単位体積重量は、土質試験結果から直接評価することを原則としたが、乱さない試料の採取が難しい砂質土や土質試験を行っていない一部の粘性土に対しては、表 5.3, 表 5.4 により設定した。なお、洪積砂質土は、既往の検討^{23), 38)}から粘着力を有することが多いため、本解析では一律 10kN/m^2 の粘着力を考慮した。また、上下砂層の水位が異なる粘性土の水圧分布は、上下砂層の水圧を直線補間した分布とした¹⁾。

一般的な梁・ばねモデル（caseA）における背面側側圧はランキン・レザール式による主働側側圧とし、施工中は一定とした。また、掘削側側圧の最大値はランキン・レザール式による受働側側圧とし、平衡側側圧は文献¹⁾に示されている複数の評価法のうち、最も単純な根切り底を地表面とした静止側側圧とした（静止土圧＋水圧）。

表 5.2 解析ケースの概要

解析ケース	case1	case2	case3	caseA【弾塑性法】 ※建築学会指針 梁ばねモデル ¹⁾
解析法	累加法(逐次解析)			全載荷法
初期側圧	砂質土	(4.4)式 : $K_1=1-\sin\phi'$		【背面側側圧】 ランキン・レザールの 主働側圧
	粘性土	(4.4)式 : $K_1=0.3$ (洪積), $K_1=0.5$ (沖積)		
主働側圧 (最小値)	砂質土	ランキン・レザール式:(4.5)式~(4.6)式		
	粘性土			
受働側圧 (最大値)	砂質土	クーロン式:(4.7)~(4.8)式		【掘削側側圧の最大値】 ランキン・レザールの 受働側圧
	粘性土	ランキン・レザール式:(4.9)式		
平衡側圧	砂質土	(3.2)式: $\alpha = \sin\phi'$		静止側圧 静止土圧係数 $K_0=0.5$ ($\alpha=0$)
	粘性土	(3.2)式: $\alpha = 0.5$		
水平方向 地盤反力 係数	砂質土	(4.10)式: $k_h=1000N$ (kN/m^3)		$k_h=1000N$ (kN/m^3)
	粘性土	(4.11)式: $k_h=100c$ (kN/m^3)		$k_h=100c$ (kN/m^3)

表 5.3 強度定数の設定法 (値が不明な層)

		内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m^2)
砂質土	沖積	$\phi'=20\cdot N^{0.5}+15$ (上限 45°) ※大崎式 ³⁶⁾	$c'=0$
	洪積		$c'=10$
粘性土	沖積 洪積	$\phi=0$	$c=10N$ ※文献 ³⁷⁾ の上限

表 5.4 単位体積重量の推定値 [kN/m^3] (値が不明な層)

埋土	粘性土	砂質土	砂礫	ローム	土丹
17	16	18	20	14	17

5.4 解析結果

5.4.1 実測値との比較

図 5.3～図 5.5 に各根切り段階の山留め壁の最大変位, 最大曲げモーメント, 支保工反力の実測値と解析結果の比較を示す。図には原点を通る近似直線を併記し, 最終根切り時のデータを黒塗りで示している。また, 各根切り段階の山留め変位の解析値と実測値の差 (解析値－実測値) を求めて 5mm 間隔の範囲に区分し, 全データ数に対する各範囲のデータ数の割合を図 5.6 に示す。

case 1～case3 の比較では, 変位の実測値に対する近似直線の傾きは case2 と case3 が 1.0 に近く同程度であるが, case3 は case2 より解析変位が実測値を下回るデータの割合が多く, 設計的に安全側の評価をすべきであることを勘案し, 総合的に壁面摩擦角の小さい case2 の方が良いと判断した。曲げモーメントおよび支保工反力に関しては, 変位ほど解析ケース毎の差はなく, 実測値に対する解析値の割合は曲げモーメントで 1.5 倍程度, 支保工反力で 1.2 倍程度と安全側の結果となった。一般的な梁・ばねモデル (caseA) と両面ばね法の比較については, caseA による解析結果は掘削側側圧の最大値の条件が同じ case1 と同程度で, 実測値に比べて安全側の評価となっているが, 図 5.6 より case1 の方が caseA より実測値の±10mm 以内のデータが多く, 変位のばらつきは case1 の方が小さな結果が得られた。本解析法は, プレロード荷重が大きく山留め壁の背面側への戻りに伴う側圧増加が大きな場合や, 根切り中に地盤改良が行われるなど, 施工の途中段階で地盤剛性が大きく変化する場合に, 手法の特徴 (背面側の側圧変化モデル, 逐次計算) による差が明確に表れると考えられるが, 今回の検討は, このような特殊な条件を含まない比較的単純な山留め架構を対象としたため, 解析結果に大きな違いが生じなかったものと判断される。

実測値との対応が比較的良い case2 について, 各根切り段階における根切り底の山留め変位 $y_{(実測)}$ と, 根切り底の山留め変位の解析と実測の比 ($y_{(解析)}/y_{(実測)}$) の関係を図 5.7 に示す。一部ばらつきの大きい点はあるが, 全体的に変位が小さい領域を除いて $y_{(解析)}/y_{(実測)}$ は 0.5～1.5 の範囲に分布しており, (4.10) 式, (4.11) 式で評価した地盤反力係数をはじめとするパラメータの設定法は概ね妥当であると判断される。山留め変位が小さな領域に関しては, 変位あるいはひずみレベルに応じた地盤反力係数の非線形性を考慮することで精度はさらに向上するものと判断される。

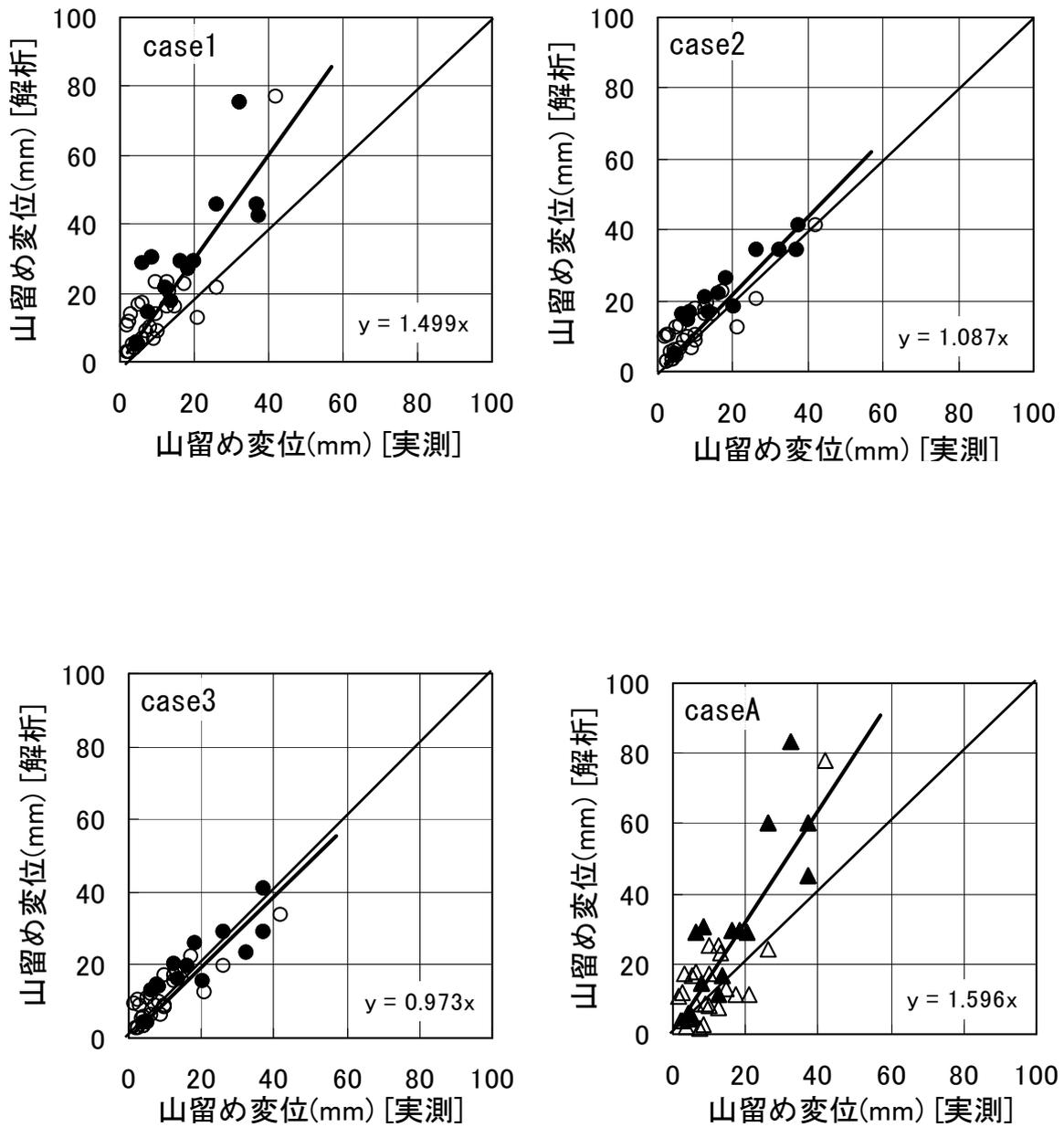


図 5.3 実測値と解析結果の比較

(山留め最大変位：データ数 $n=42$ ，最終根切り時のデータは黒塗り)

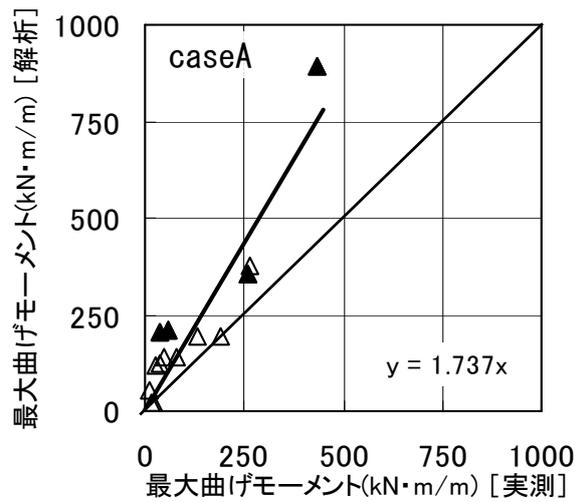
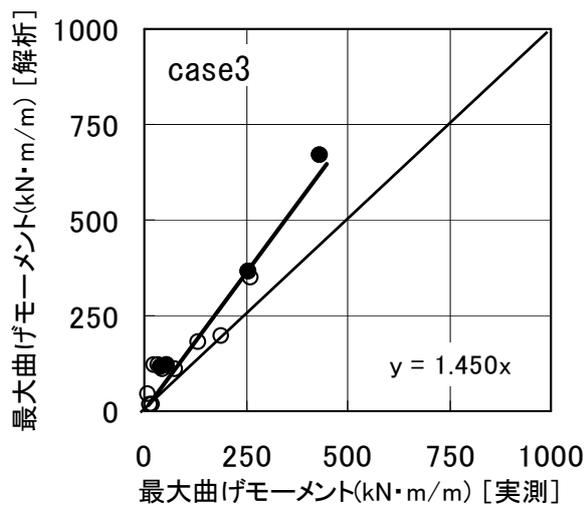
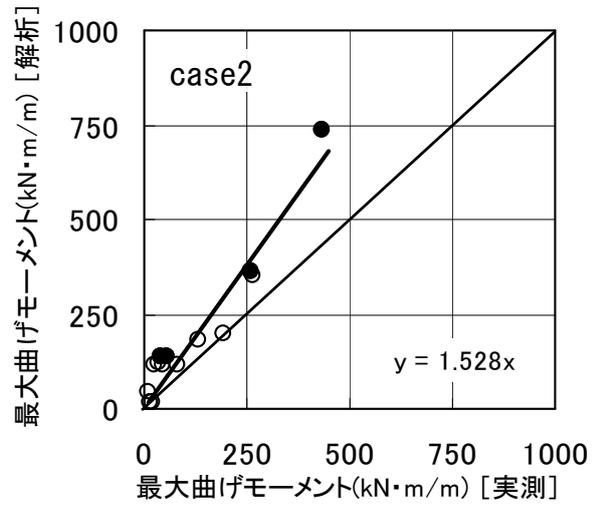
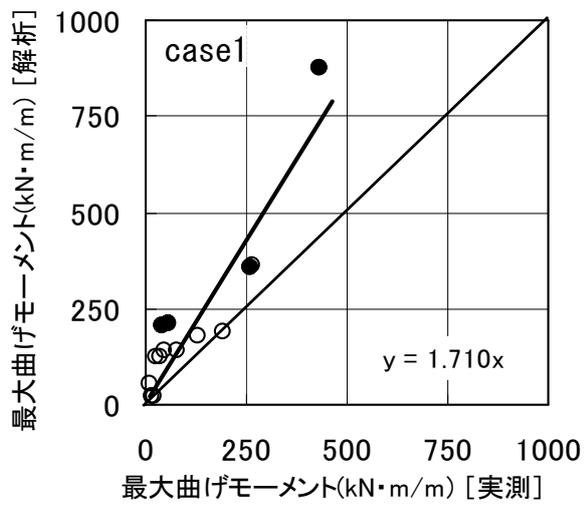


図 5.4 実測値と解析結果の比較

(最大曲げモーメント：データ数 $n=14$ ，最終根切り時のデータは黒塗り)

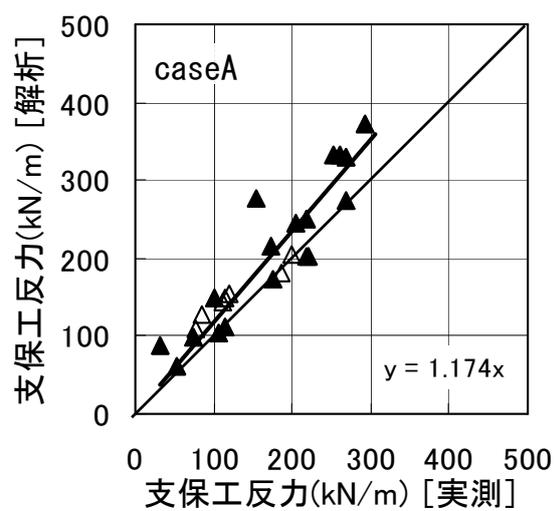
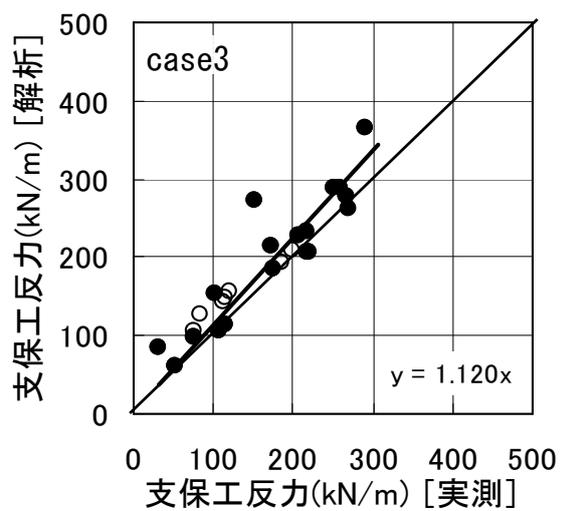
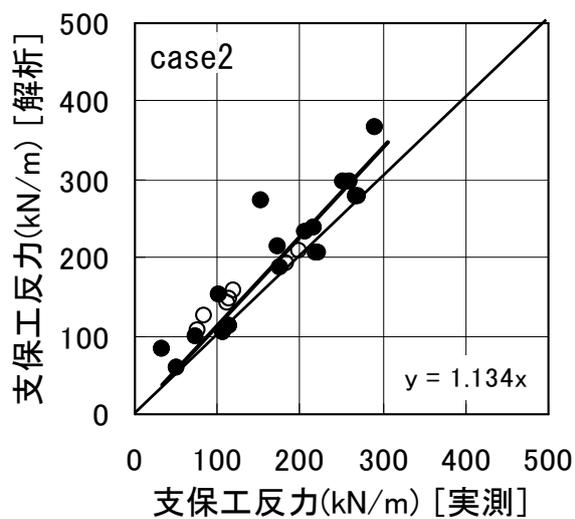
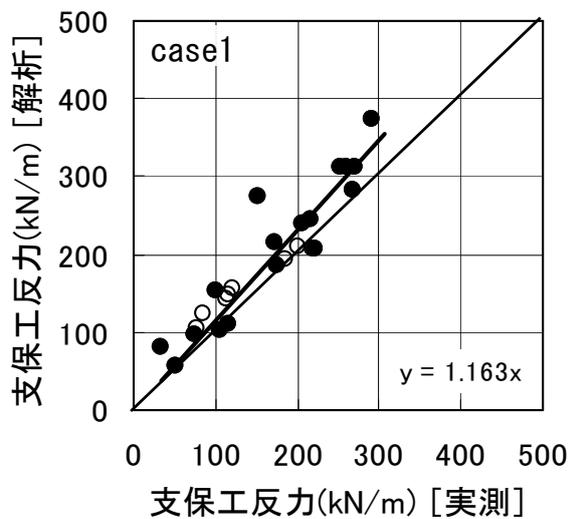


図 5.5 実測値と解析結果の比較

(支保工反力：データ数 $n=25$ ，最終根切り時のデータは黒塗り)

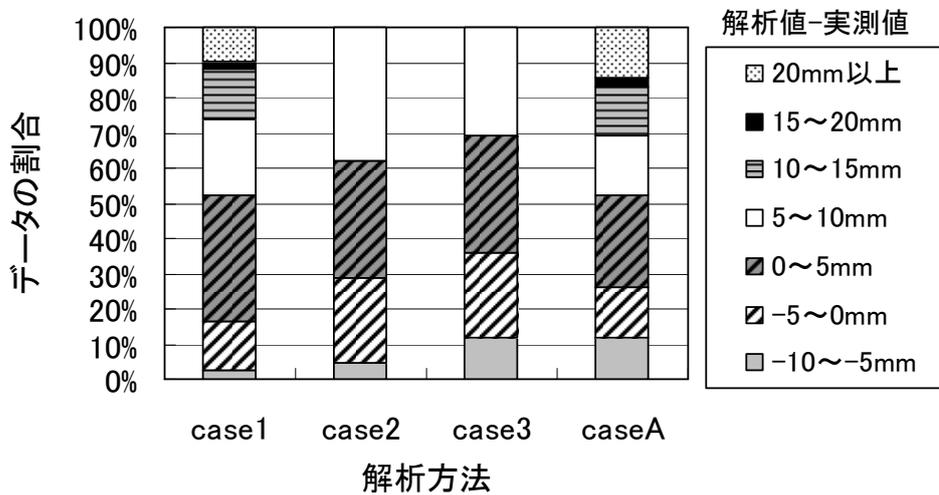


図 5.6 山留め最大変位の解析値と実測値の差（全根切り工程）

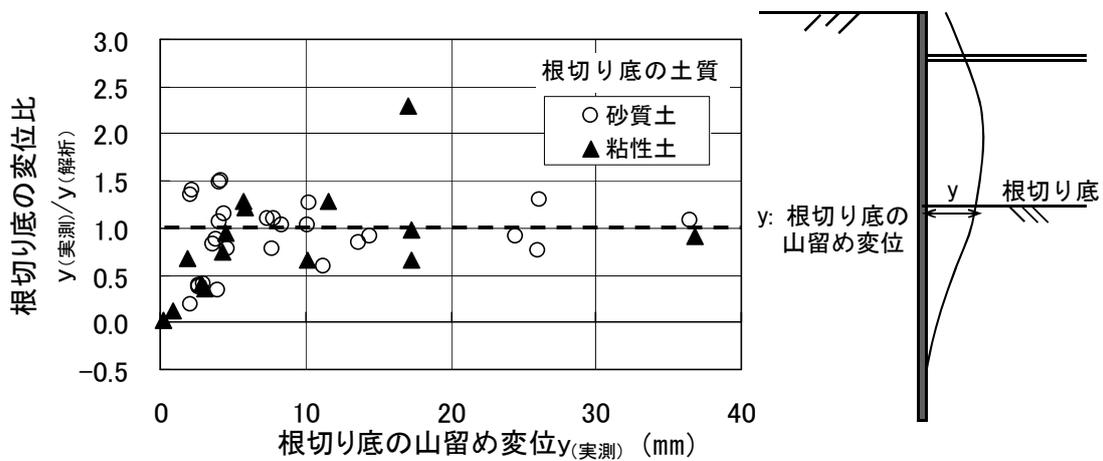
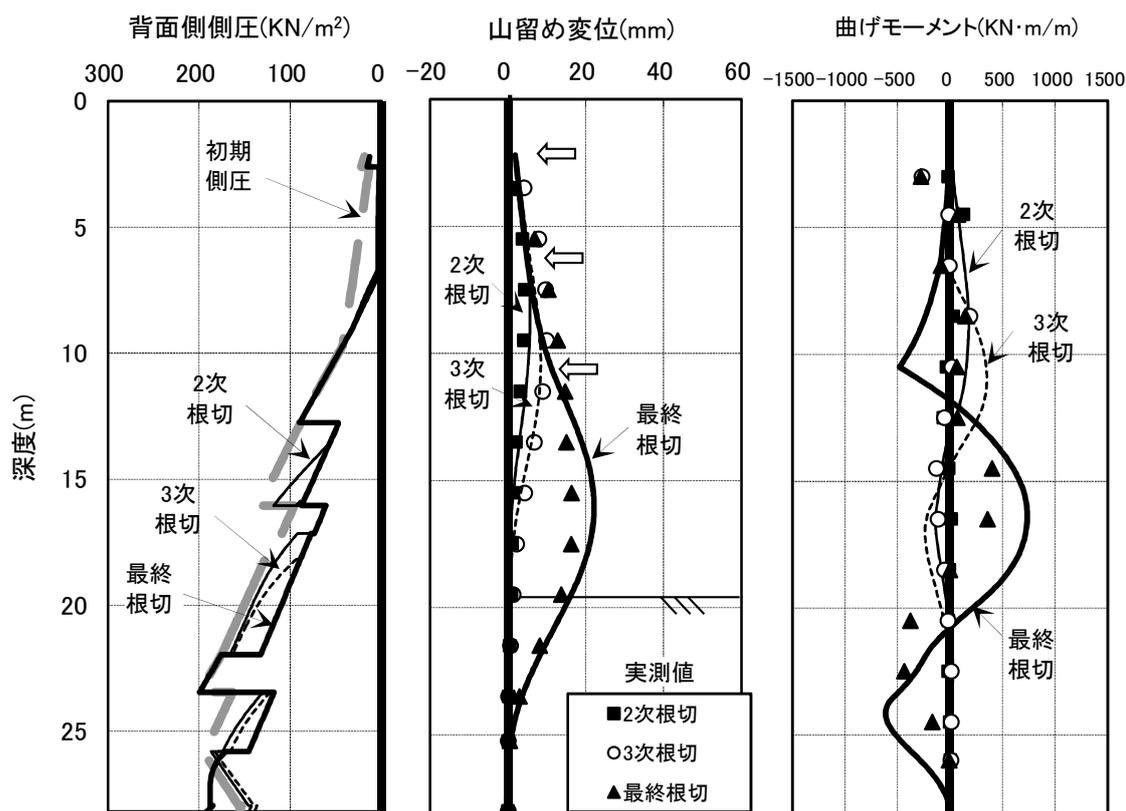


図 5.7 根切り底の山留め変位 $y_{(実測)}$ と変位比 $y_{(実測)}/y_{(解析)}$ の関係（case2）

5.4.2 解析結果の深度分布

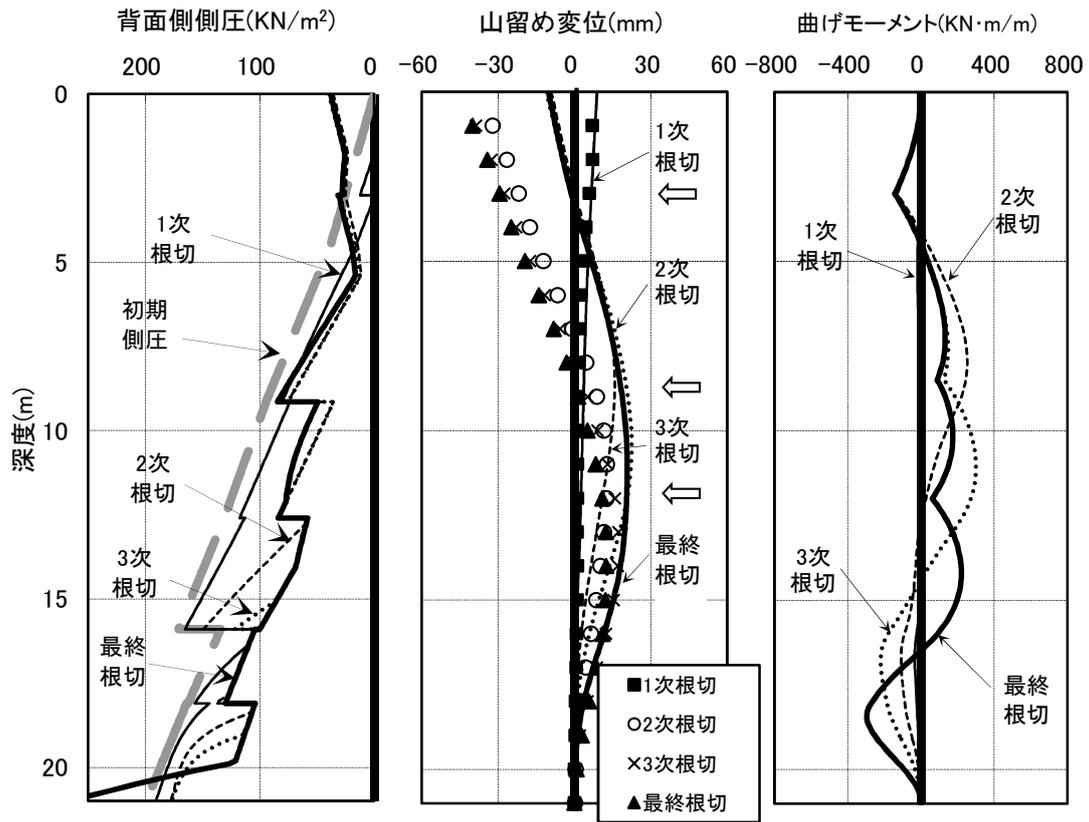
背面側側圧，山留め変位，曲げモーメントの深度方向の解析結果として，図 5.8 に case2 による解析結果を示す。一部，実測値と解析結果に差が生じている事例もみられるが（事例 B，測点 1：図 5.8(b)），近接施工でない一般的な山留め変位のオーダーが 20mm～数十 mm 程度であることを考慮すると，本手法（case2）による解析結果は，全体的には実測値と良く対応しているといえる。

また，図 5.9 に，本手法（case2）と従来の梁・ばねモデル（caseA）による山留め変位の解析結果（深度分布）の比較を示す。本手法（case2）による解析結果は，従来の全載荷法による梁・ばねモデル（弾塑性法：caseA）と比べても実測値と良い対応を示しており，山留め壁の変位・応力の算定手法として十分適用可能と判断される。



※事例 A は 1 次根切り後から計測を開始

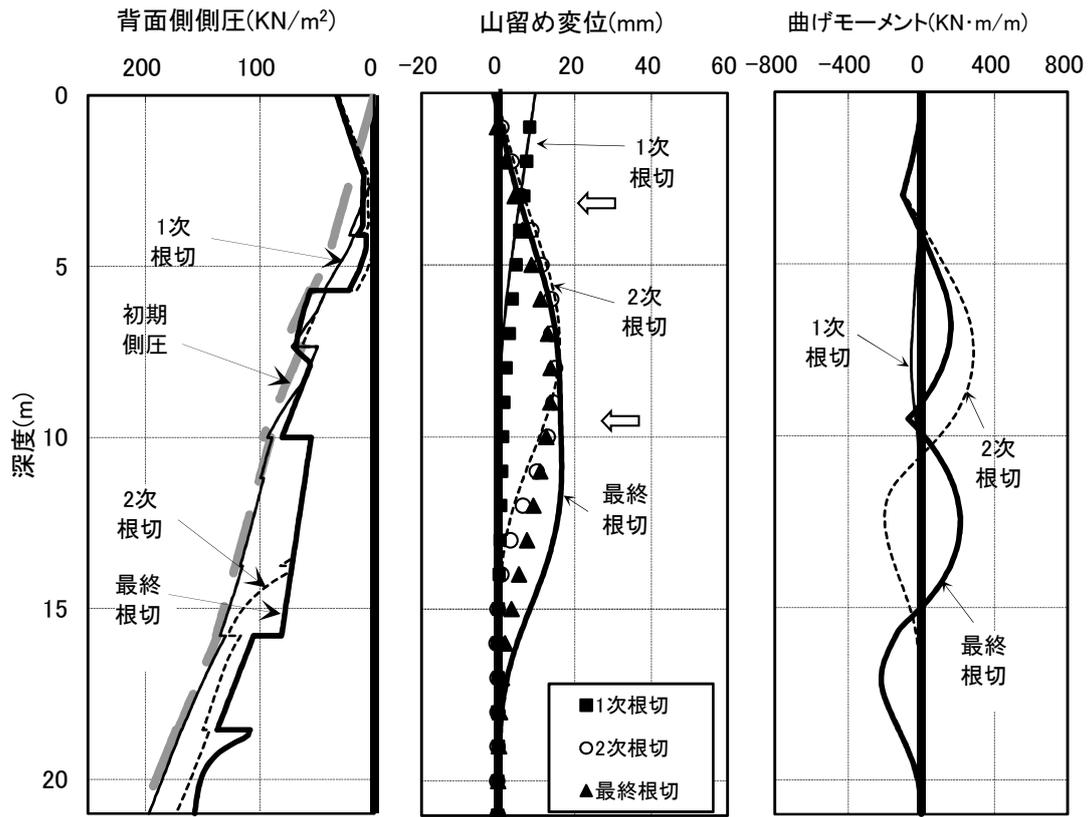
図 5.8(a) case2 による解析結果（事例 A）



支点反力(kN/m)

		実測	解析
1段 アンカー	緊張	203.0	203.0
	2次根切	200.2	209.1
	3次根切	218.4	206.7
	最終根切	221.2	206.4
2段 アンカー	緊張	168.2	168.2
	3次根切	184.9	192.1
	最終根切	175.2	185.9
3段 アンカー	緊張	254.2	254.2
	最終根切	267.6	279.1

図 5.8(b) case2 による解析結果 (事例 B, 測点 1)



支点反力(kN/m)

		実測	解析
1段 アンカー	緊張	138.6	138.6
	2次根切	120.1	157.1
	最終根切	101.6	152.8
2段 アンカー	緊張	303.3	303.3
	最終根切	291.4	367.6

図 5.8(c) case2 による解析結果 (事例 B, 測点 2)

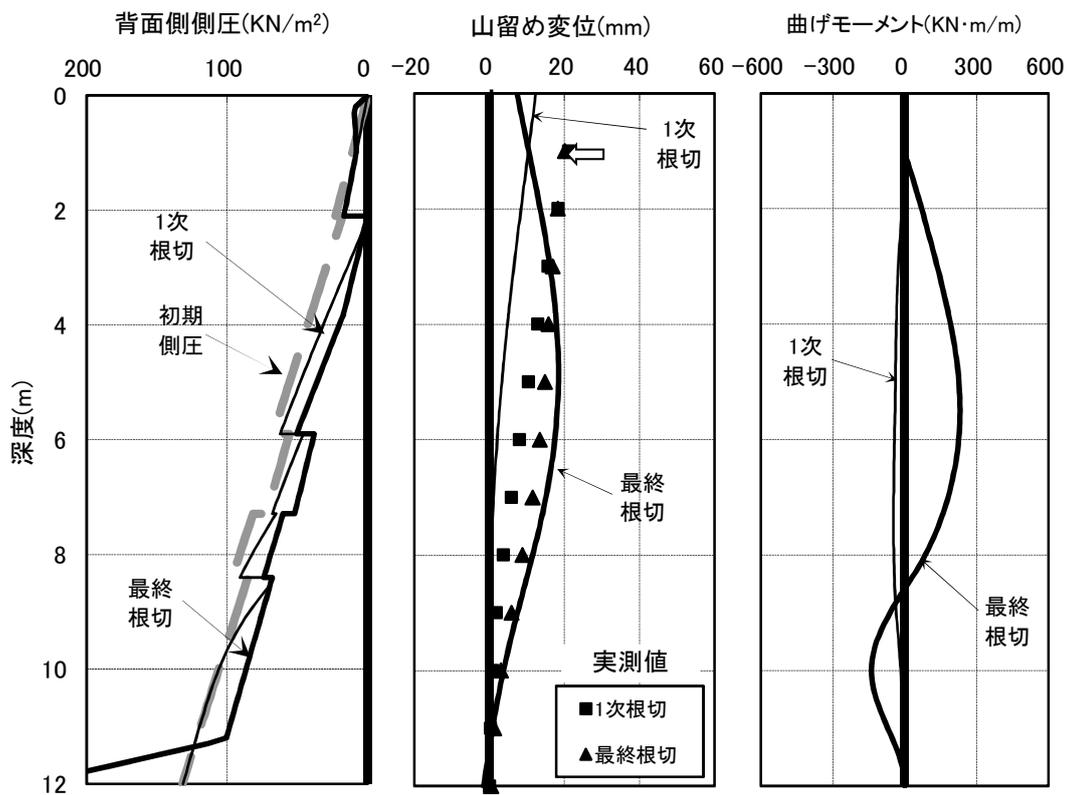
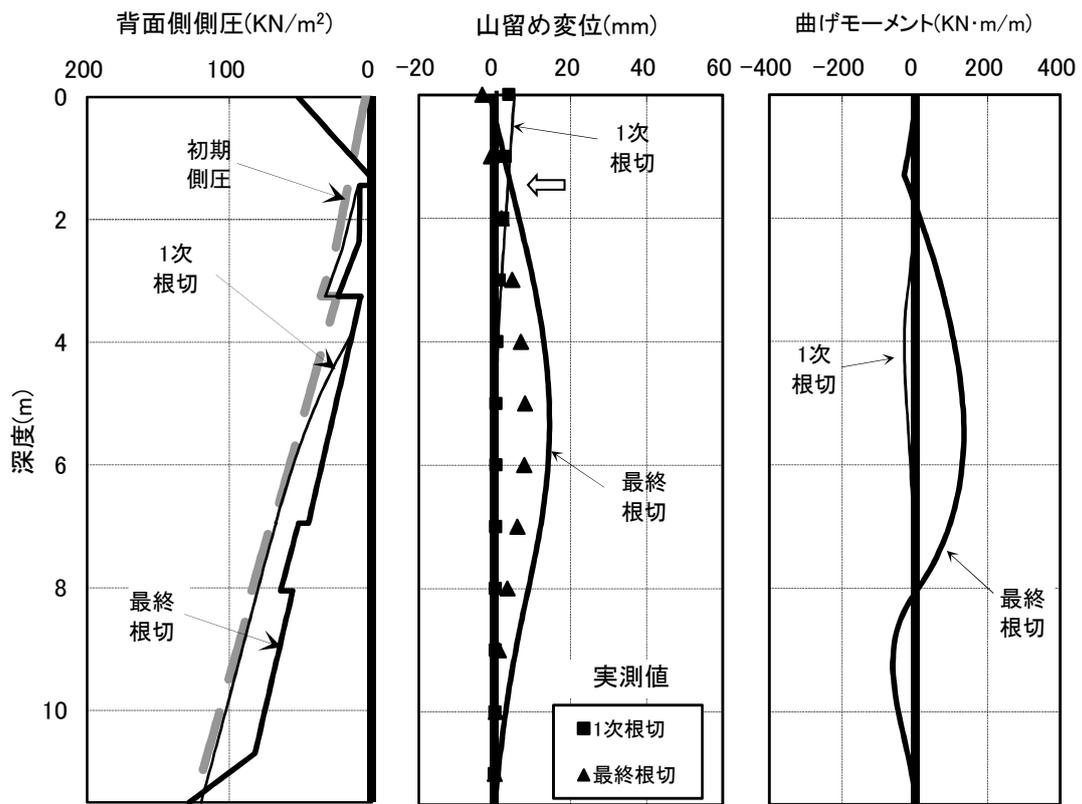


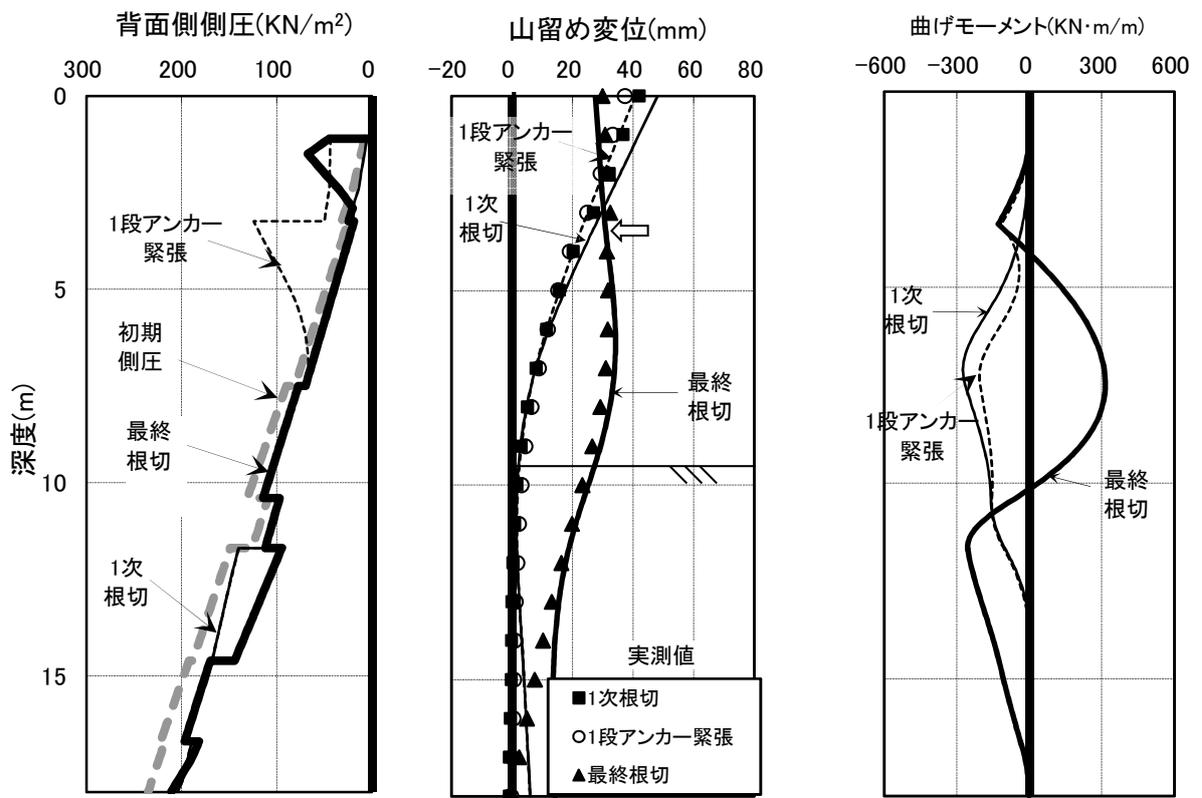
図 5.8(d) case2 による解析結果 (事例 C)



支点反力(kN/m)

		実測	解析
1段切梁	設置	40.0	40.0
	最終根切	74.9	98

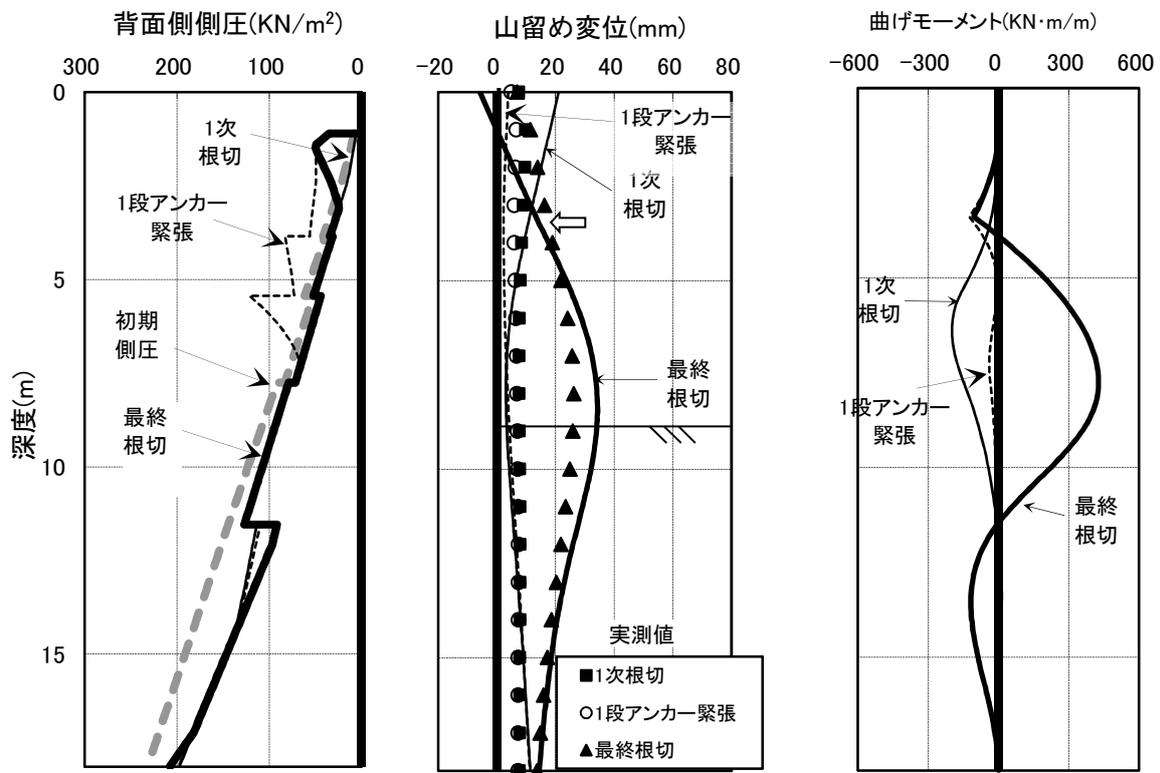
図 5.8(e) case2 による解析結果 (事例 D)



支点反力(kN/m)

		実測	解析
1段 アンカー	緊張	246.6	246.6
	最終 根切	269.6	276.8

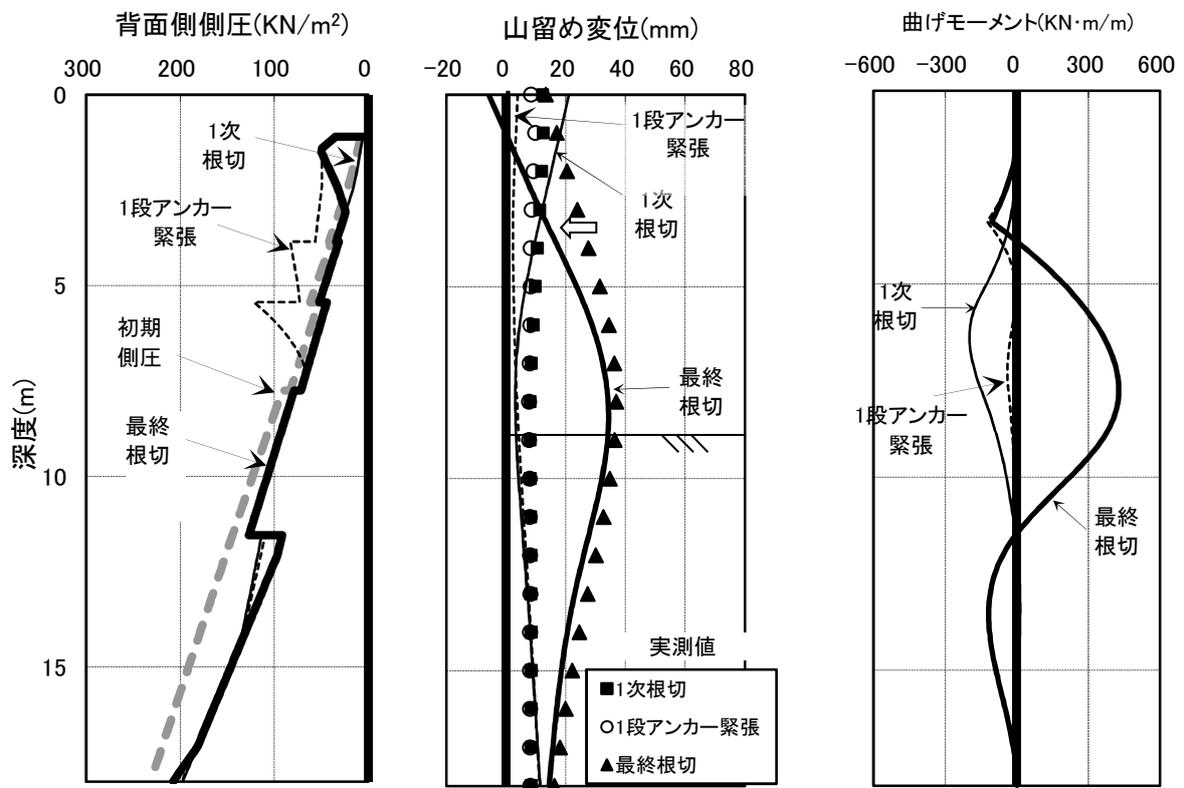
図 5.8(f) case2 による解析結果 (事例 E, 測点 1)



支点反力(kN/m)

		実測	解析
1段アンカー	緊張	240.0	240.0
	最終根切	251.9	296.4

図 5.8(g) case2 による解析結果 (事例 E, 測点 2)



支点反力(kN/m)

		実測	解析
1段アンカー	緊張	240.0	240.0
	最終根切	260.1	296.4

図 5.8(h) case2 による解析結果 (事例 E, 測点 3)

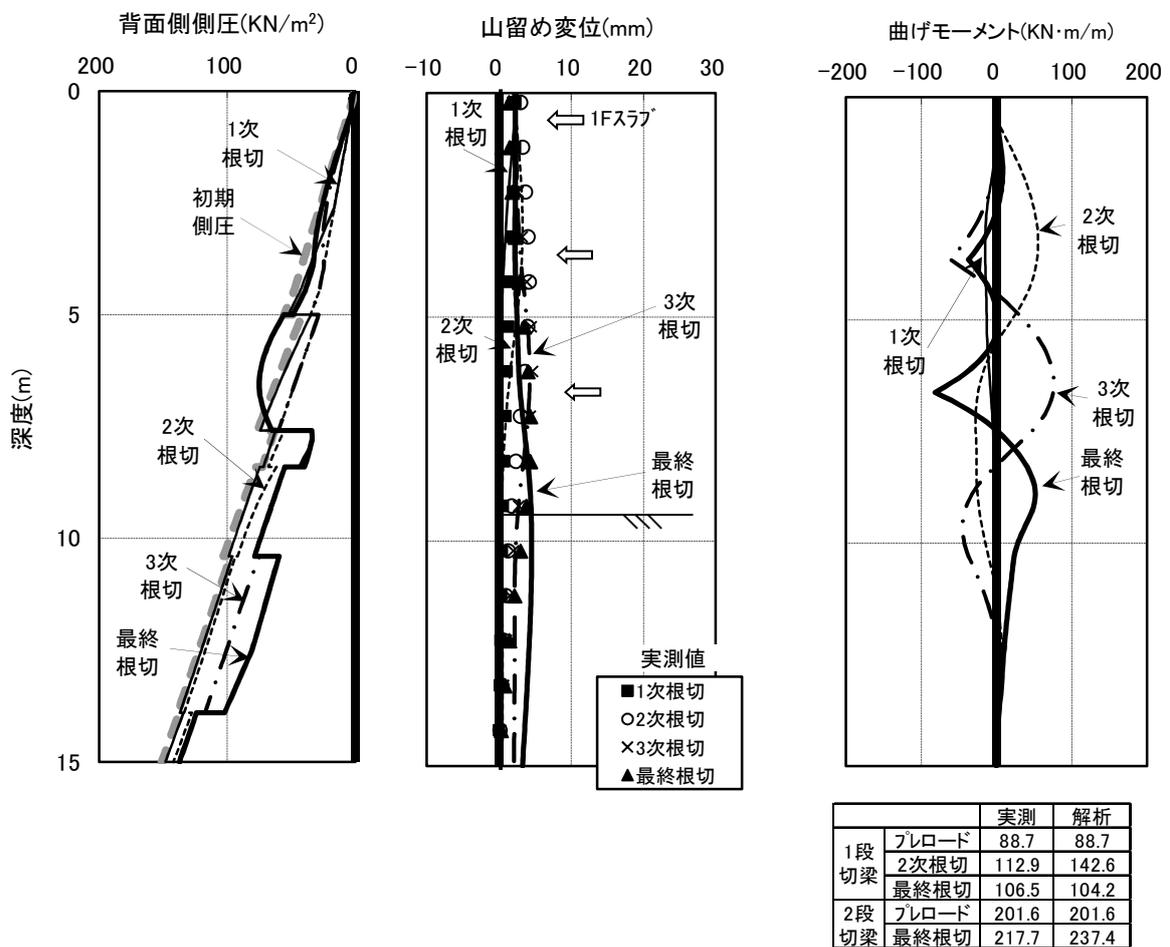
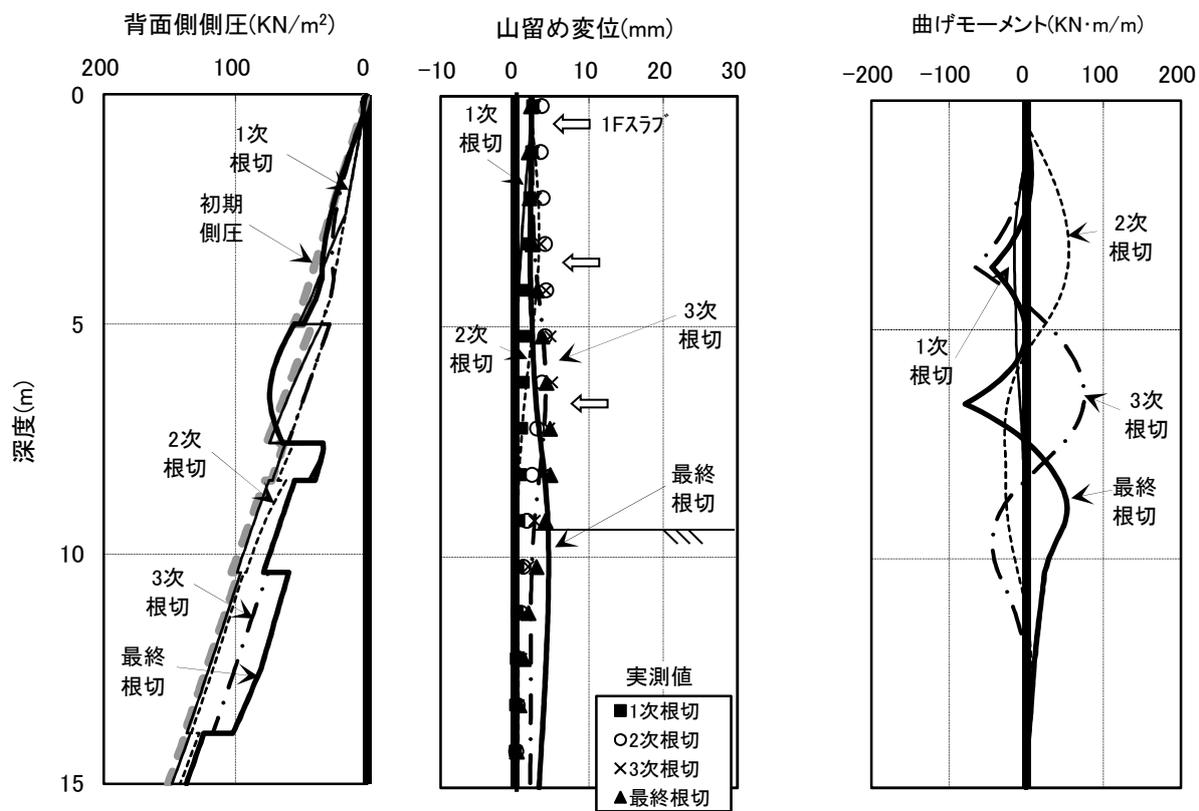
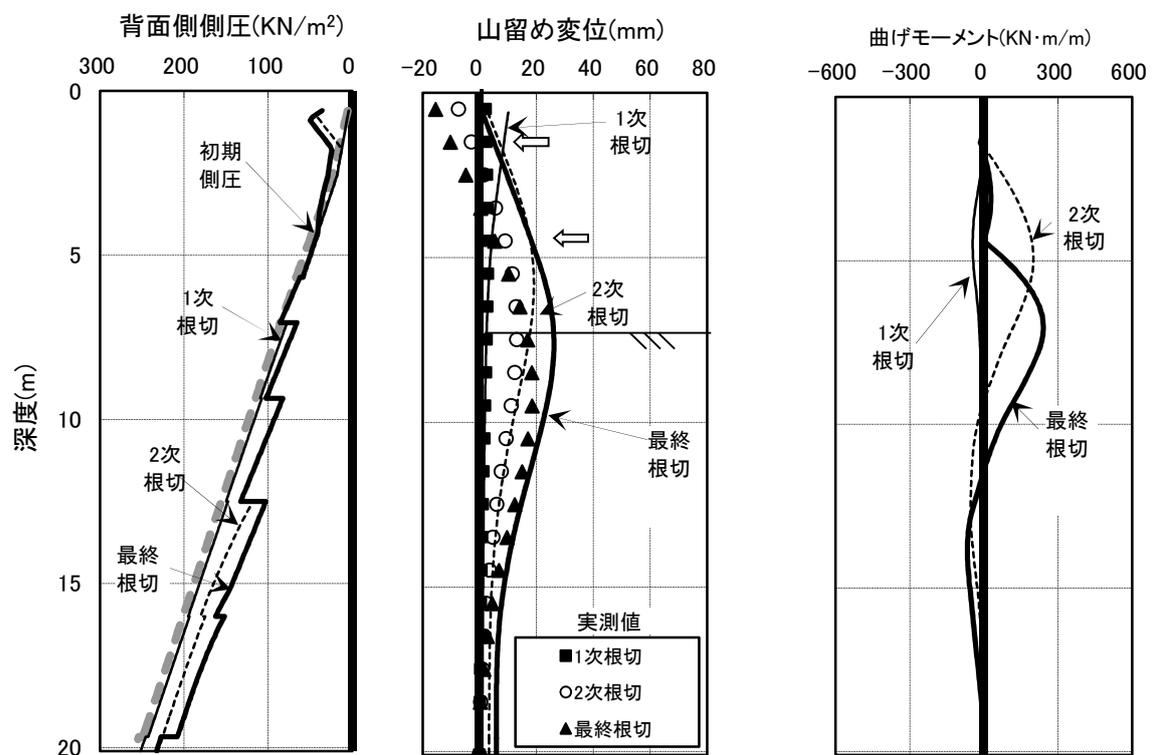


図 5.8(i) case2 による解析結果 (事例 F, 測点 1)



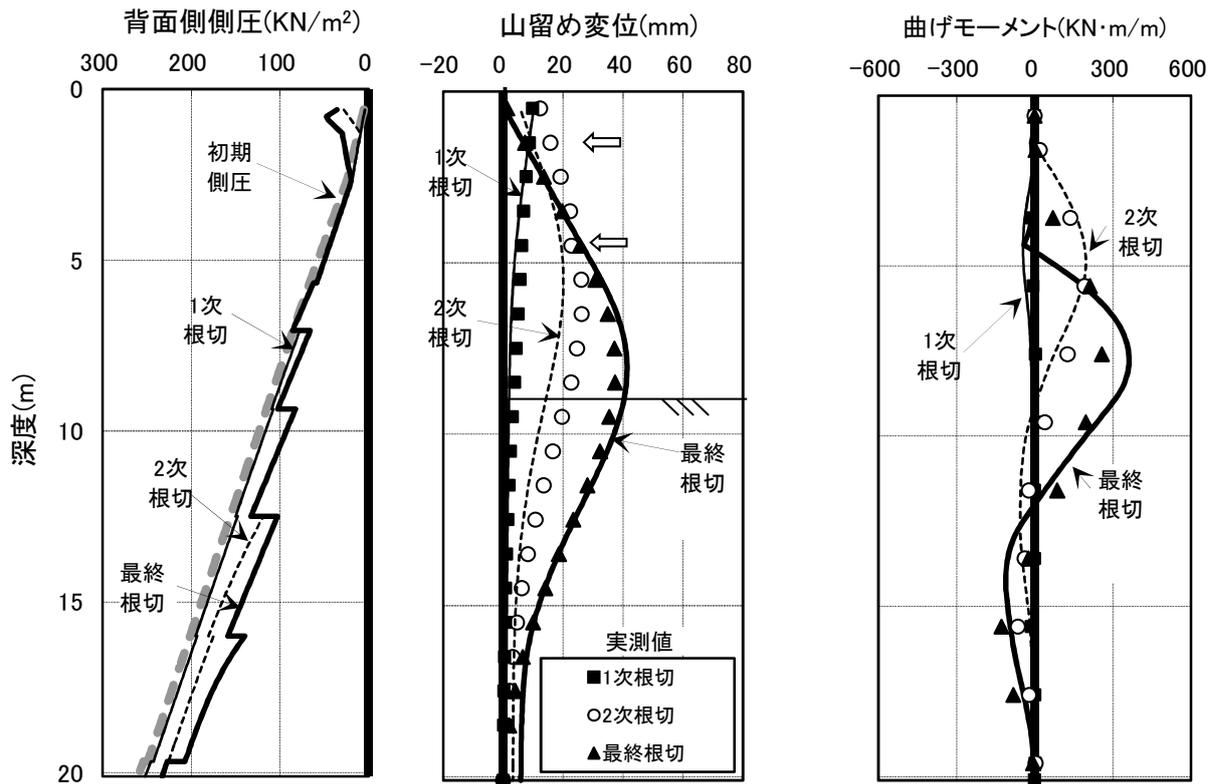
		実測	解析
1段切梁	プレロード	98.8	98.8
	2次根切	115.2	147.6
	最終根切	115.2	111.8
2段切梁	プレロード	197.5	197.5
	最終根切	205.8	231.5

図 5.8(j) case2 による解析結果 (事例 F, 測点 2)



		実測	解析
1段切梁	プレロード	76.9	76.9
	2次根切	84.6	126.0
	最終根切	32.3	83.7
2段切梁	プレロード	110.8	110.8
	最終根切	172.3	213.8

図 5.8(k) case2 による解析結果 (事例 G, 測点 1)



		実測	解析
1段切梁	プレロード	52.2	52.2
	2次根切	76.5	106.8
	最終根切	52.2	59.4
2段切梁	プレロード	81.7	81.7
	最終根切	153.0	272.6

図 5.8(1) case2 による解析結果 (事例 G, 測点 2)

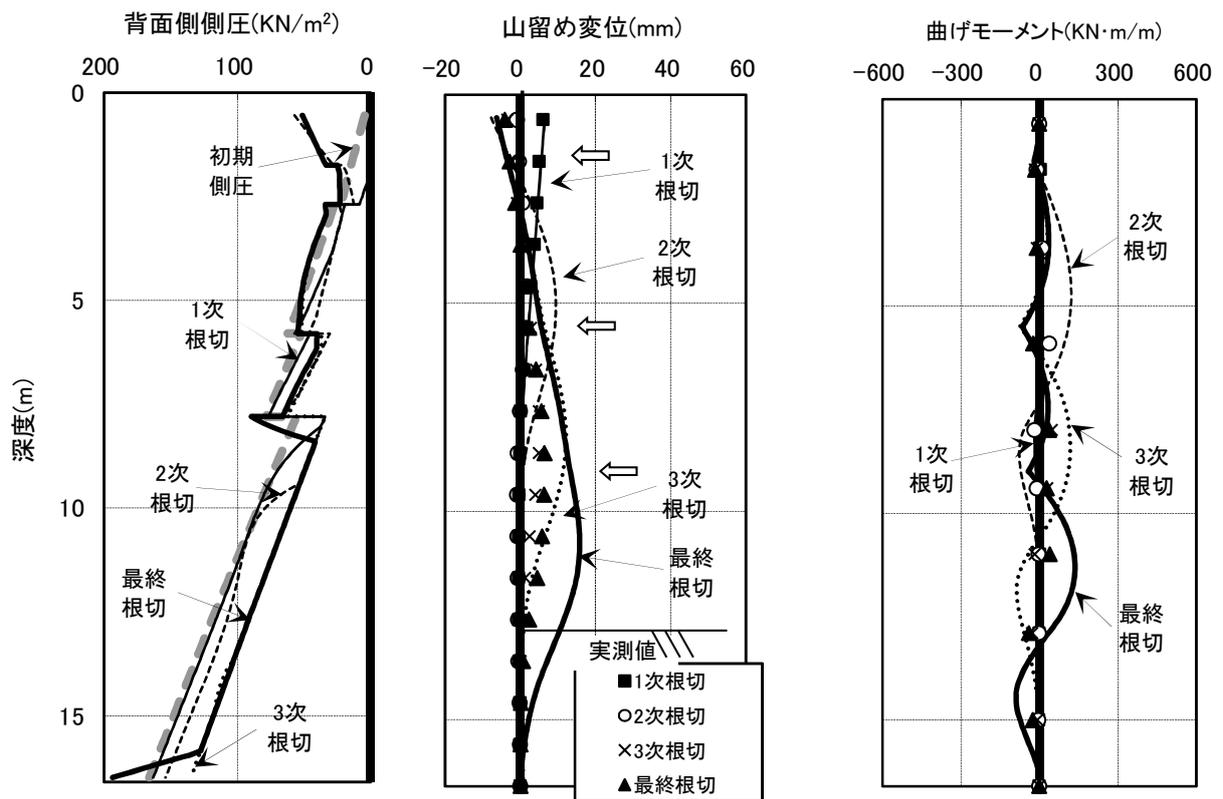


図 5.8(m) case2 による解析結果 (事例 H, 測点 1)

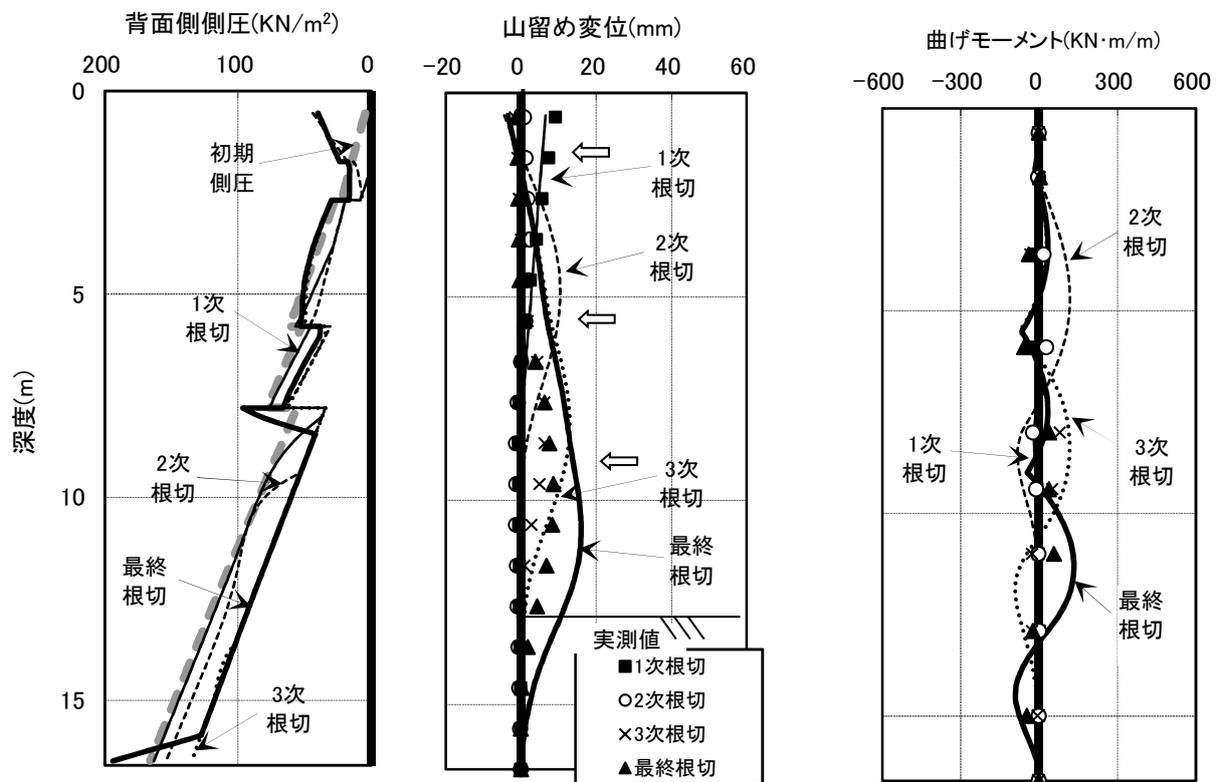


図 5.8(n) case2 による解析結果 (事例 H, 測点 2)

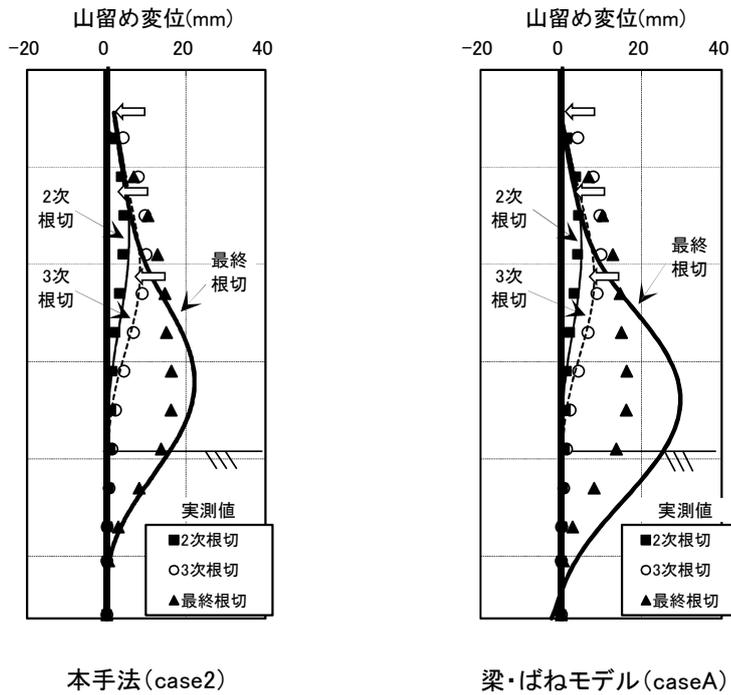


図 5.9(a) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 A)

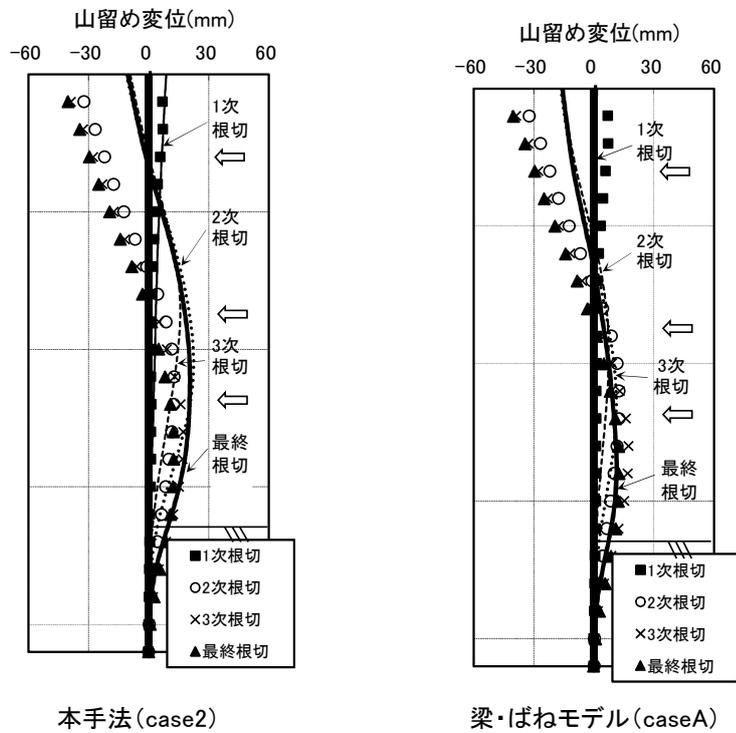


図 5.9(b) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 B, 測点 1)

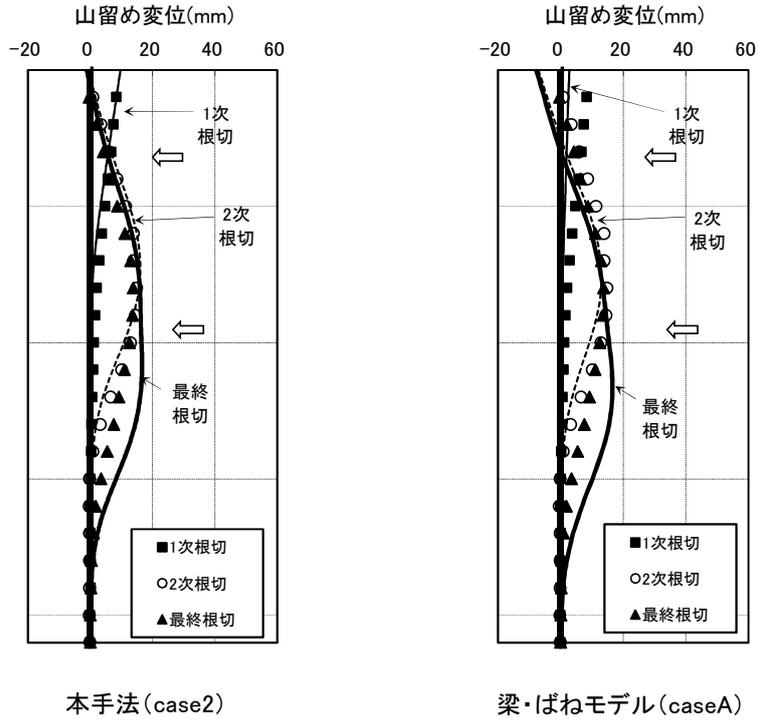


図 5.9(c) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 B, 測点 2)

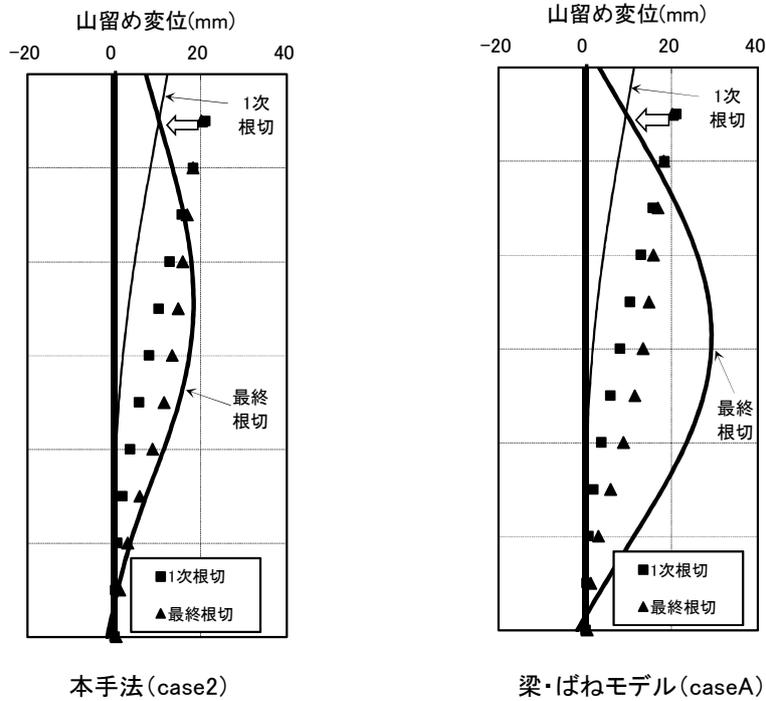


図 5.9(d) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 C)

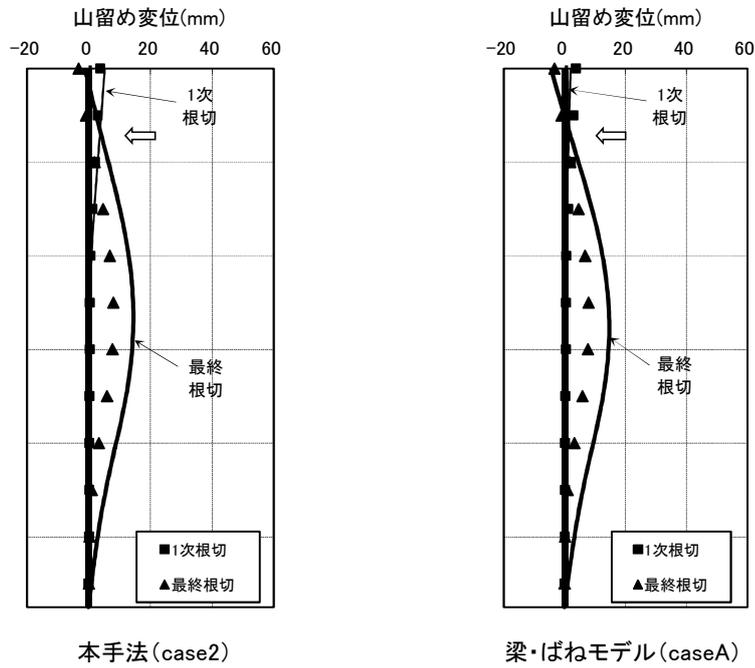


図 5.9(e) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 D)

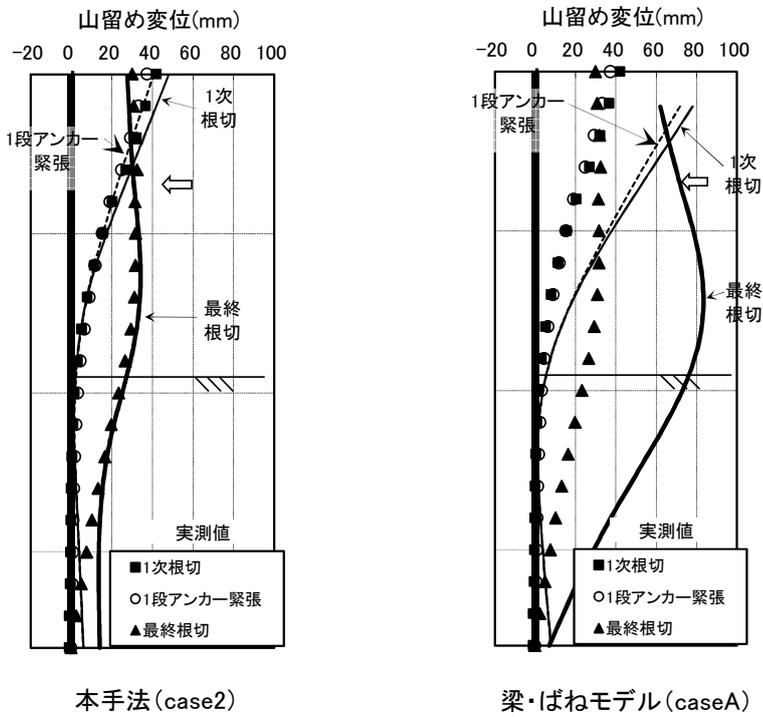
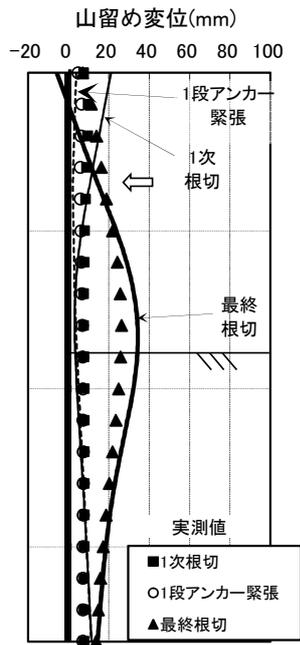
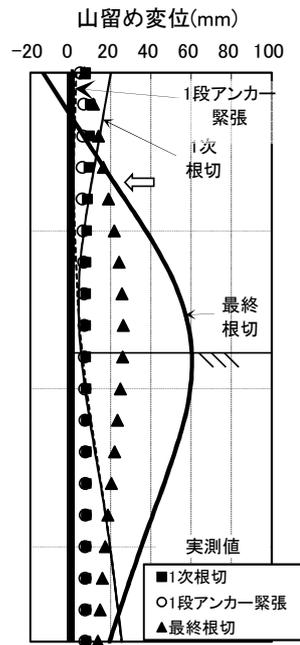


図 5.9(f) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 E, 測点 1)

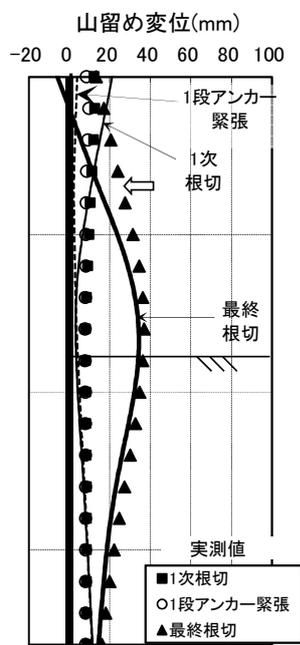


本手法(case2)

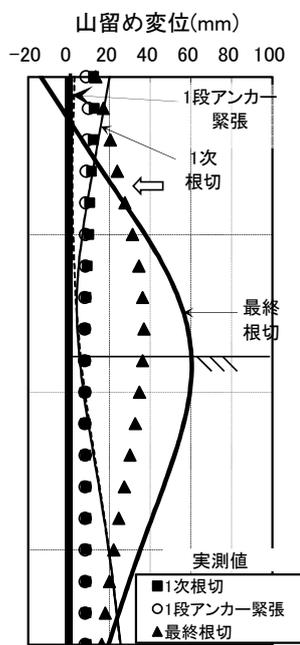


梁・ばねモデル(caseA)

図 5.9 (g) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 E, 測点 2)

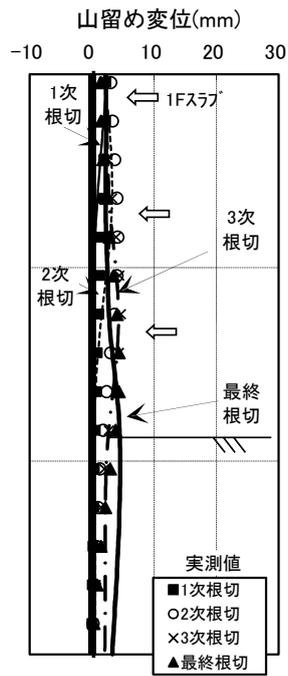


提案手法(case2)

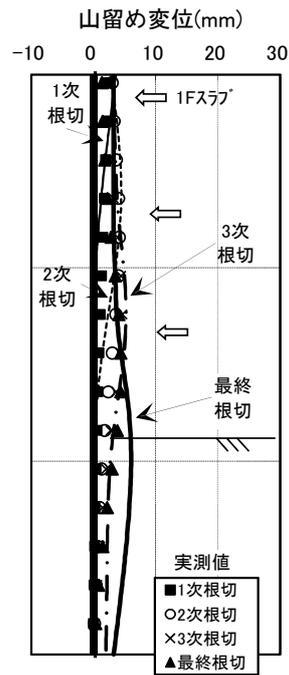


梁・ばねモデル(caseA)

図 5.9 (h) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 E, 測点 3)

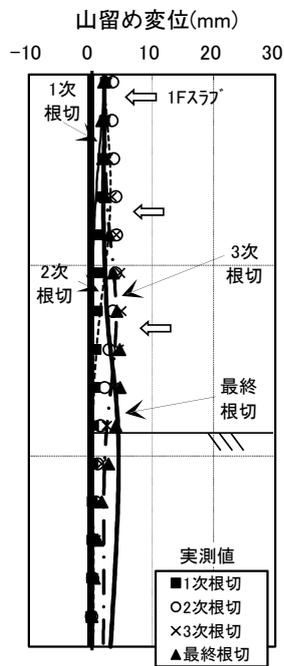


本手法 (case2)

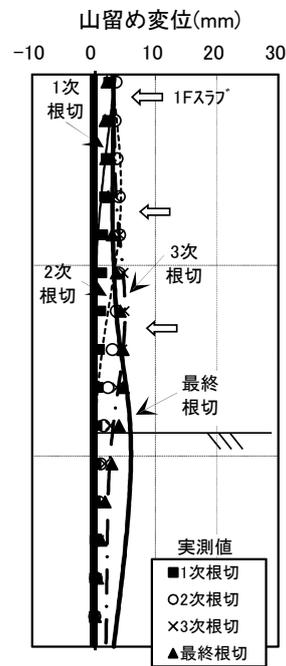


梁・ばねモデル (caseA)

図 5.9 (i) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 F, 測点 1)



本手法 (case2)



梁・ばねモデル (caseA)

図 5.9 (j) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 F, 測点 2)

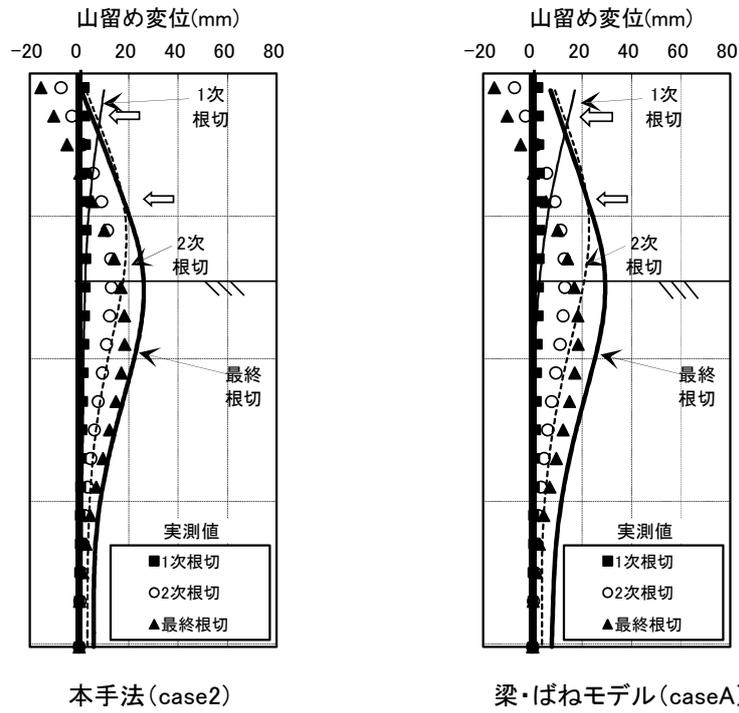


図 5.9(k) 山留め変位の解析結果の比較（事例 G，測点 1）

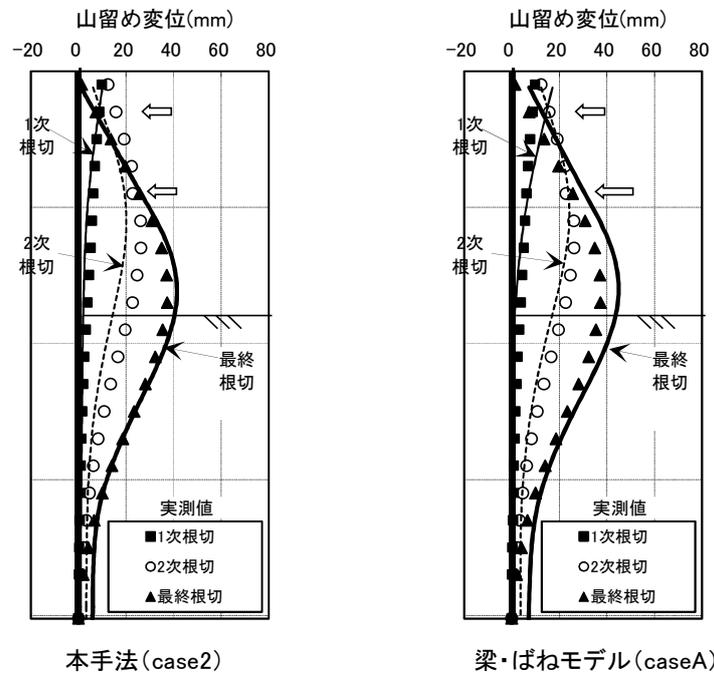


図 5.9(1) 山留め変位の解析結果の比較（事例 G，測点 2）

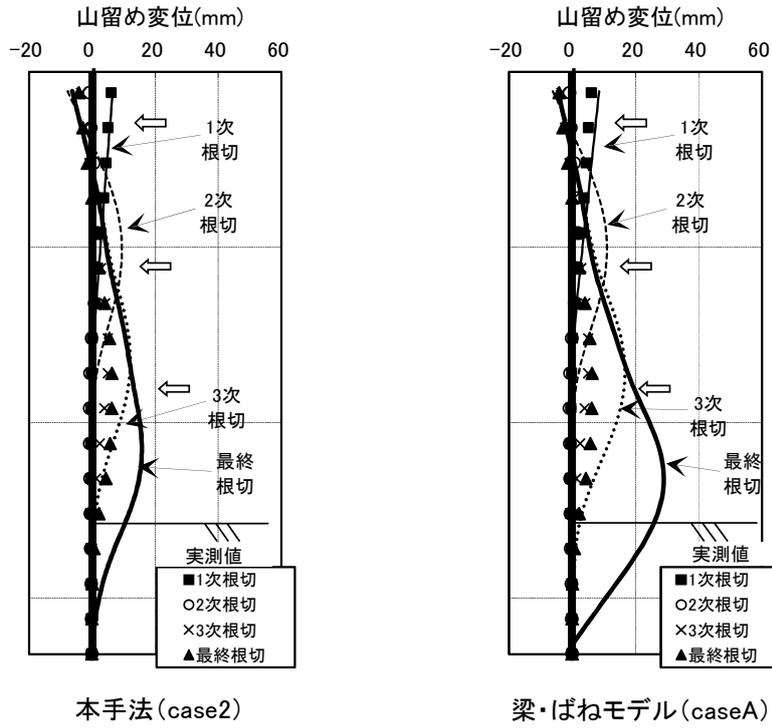


図 5.9(m) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 H, 測点 1)

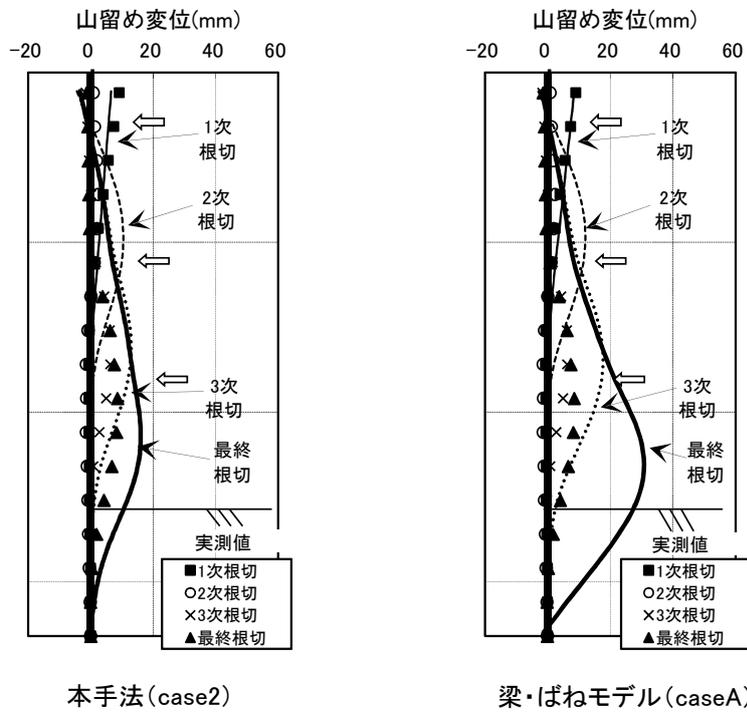


図 5.9(n) 山留め変位の解析結果の比較 (事例 H, 測点 2)

5.5 まとめ

施工条件や地盤情報が明確な多数（8現場 14測点）のソイルセメント壁による山留め事例のシミュレーション解析を行い，実測変位・応力・支保工反力との比較により，本解析モデルに適したパラメータの設定法（case2：掘削側側圧の最大値をクーロン式 [砂質土：壁面摩擦角 $\delta = \phi'/3$]，ランキン・レザール式 [粘性土]）を提案した。また，従来の全載荷法による梁・ばねモデル（弾塑性法）と比較して，実測値に対する解析値のばらつきが全体的に小さいことを確認し，本解析手法の有効性を示した。

第6章 控え杭を用いたタイロッド山留め工法の挙動評価

6.1 はじめに

山留め壁の変位を抑えるための支保工形式としては、切梁工法や地盤アンカー工法が一般的であるが、掘削深さが浅い場合に対応可能な工法として、山留め壁の背面側に控え杭を設置して頭部をタイロッドで連結する控え杭形式のタイロッド山留め工法^{39), 40), 41)}(以下、タイロッド工法とする)がある(図 6.1)。

タイロッド工法は、港湾施設や河川の岸壁・護岸等で多く用いられている工法⁴²⁾である。建築工事においても掘削平面が広い場合や不整形な場合など、条件によっては切梁を設置せずに掘削できる本工法が有効なケースも多いといえる。しかし、山留め壁の背面側に控え杭を設置するスペースが必要であり、適用事例の報告⁴³⁾は少ないのが現状である。近年は、市街地での工事や近接施工の増加に伴い、山留め架構の安全性だけでなく、変位についても高い精度で評価することが求められている。タイロッド工法では、山留め変位が背面側の控え杭に影響を及ぼすことを避けるため、控え杭と山留め壁を十分に離すことを原則とし、控え杭は弾性支承上の梁モデルを用いて水平力を受ける杭として検討する方法が示されている^{41), 42)}。また、離隔距離が確保できない場合には、控え杭を突出杭として扱い、水平抵抗を低減させて検討する方法が提案されている^{41), 44)}。山留め変位を高い精度で評価するためには、控え杭による変位抑制効果を適切に把握することが重要である。しかし、既往の手法は控え杭位置における地盤変位の影響が直接考慮されておらず、また、控え杭を含めたタイロッド山留め壁の変位計測例も少なく、変位抑制効果の評価法については十分に検証されていないのが現状である。

野尻ら⁴³⁾は非線形 FEM 解析を用いてタイロッド山留め架構の挙動解析を行い、山留め壁と控え杭の離隔距離を変化させた場合の影響について検討している。FEM 解析は山留め壁と控え杭の相互の影響を直接考慮することが可能であるが、パラメータの設定が複雑であると共に、モデル化や解析に時間を要するなどの課題が挙げられる。実務における山留め計算では、梁・ばねモデル¹⁾が多く用いられており、背面側の離隔距離が小さい場合も含めて、梁・ばねモデルによるタイロッド工法の解析法が確立されれば有効である。

そこで本研究では、実測データに基づき、控え杭形式のタイロッド工法の変位抑制効果と挙動評価法について検討した。まず、現場におけるタイロッド工

法の挙動計測結果を基に控え杭の変位抑制効果について検討し、離隔距離が十分でない場合には山留め変位の影響を考慮して変位抑制効果を低減させる必要があることを確認した。次に、山留め壁の変位が控え杭に及ぼす影響を把握するため、山留め壁の背面地盤変位を別途計測・収集し、山留め背面側地盤の水平変位を簡易に評価する手法について検討した。最後に、背面地盤の水平変位の影響を考慮した梁・ばねモデル（両面ばね法）による山留め壁の挙動解析法を提案し、適用事例のシミュレーション解析により妥当性および有効性の検証を行った。

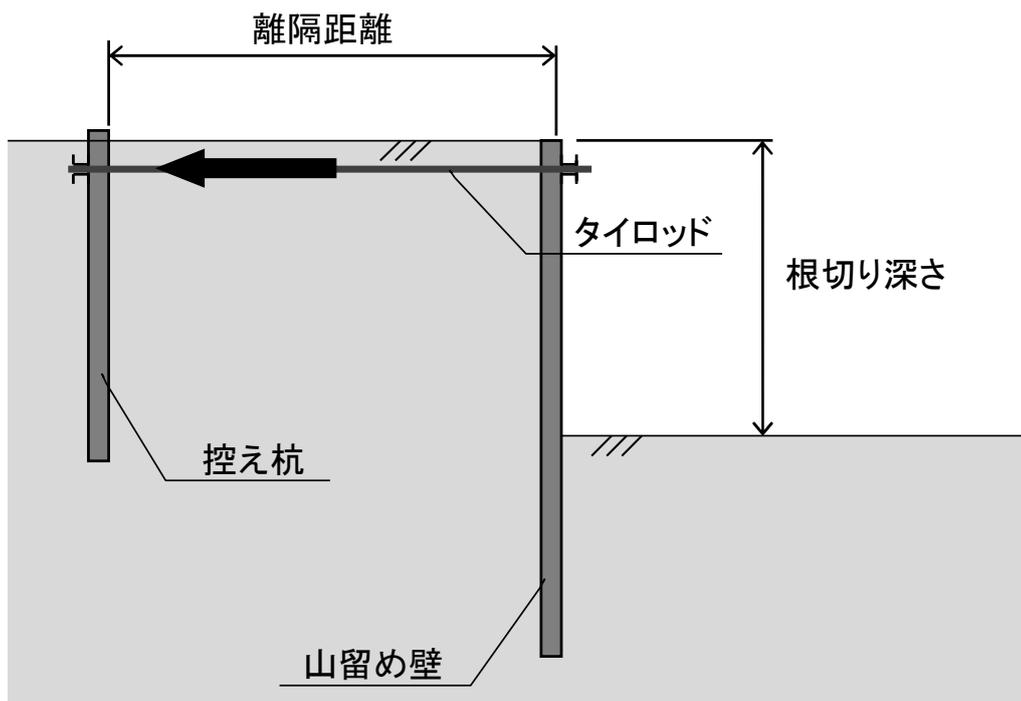


図 6.1 タイロッド工法の概要

6.2 タイロッド工法の挙動計測

6.2.1 計測現場の概要

表 6.1 にタイロッド工法の変位計測現場の概要を示す。適用現場は 4 現場で、根切り深さは 4.2m～7.5m、山留め壁は親杭横矢板壁 1 現場、鋼矢板壁 1 現場、ソイルセメント壁 2 現場である。山留め壁と控え杭との距離は 7.5 m～13.5 m で、いずれの事例も根切り深さ以上である。控え杭はいずれも H 形鋼で施工法は埋込み工法を基本としているが、一部の事例 (B 現場) では圧入工法である。また、A 現場、B 現場と C 現場では、タイロッド設置時に約 15～45kN/m 程度の緊張力を導入している。掘削時の山留め壁と控え杭の変位は、挿入式の傾斜計で、タイロッドの軸力はひずみ計で測定した。なお、B 現場と D 現場⁴³⁾は山留め壁の下端地盤が比較的軟弱で、山留め壁下端が水平移動する可能性があったため、山留め壁より深い比較的硬質な層に傾斜計の不動点を設けて変位計測を行った。

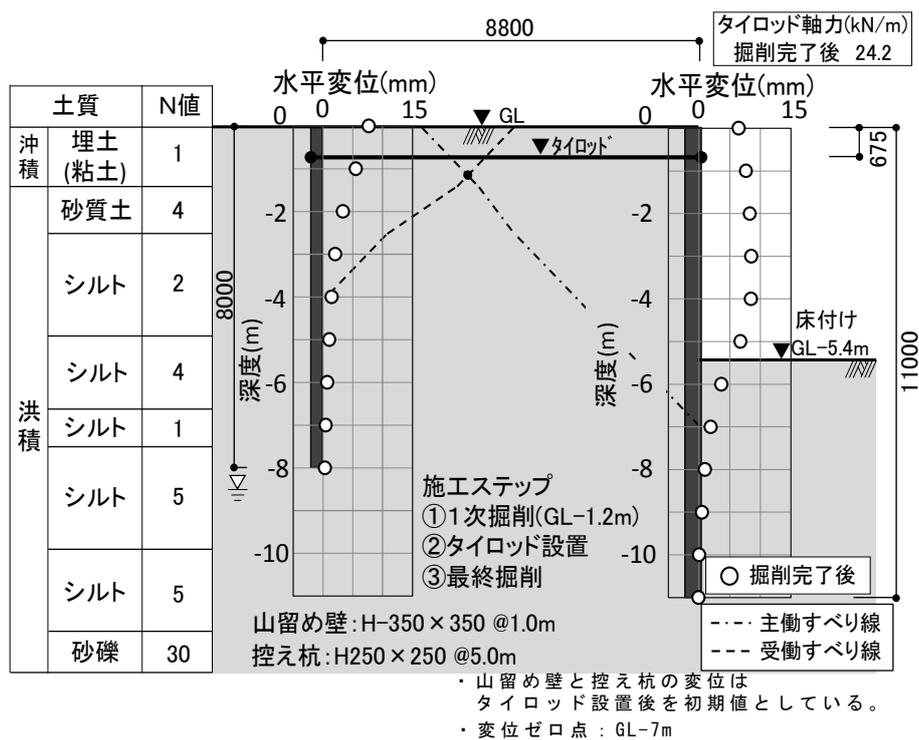
6.2.2 挙動計測結果

図 6.2 に各現場における山留め断面および計測結果 (山留め壁の変位、控え杭の変位、タイロッドの軸力) を示す。最終掘削時における山留め壁の最大変位は約 10mm～40mm 程度である。また、タイロッドの軸力は 25kN/m～70kN/m 程度とそれほど大きな荷重は作用していないが、いずれの現場も山留め壁の頭部変位が小さく弓なりの変形形状を示し、控え杭による変位抑制効果が確認される。控え杭については、山留め壁からタイロッドを介して水平力が作用し、杭頭部が掘削側に変位する性状がみられる。

山留め壁と控え杭の離隔距離が十分であれば、控え杭は山留め変位の影響を受けず、単独の杭とみなせると判断される⁴¹⁾。今回の適用現場は、いずれも掘削深さに対して 1.5 倍～2 倍程度の離隔距離である。A 現場は、掘削底以深では山留め壁があまり変位していないため、山留め変位が背面側地盤に及ぼす影響範囲は比較的小さく、ある程度の離隔距離が確保されていると判断される。B 現場、C 現場と D 現場は、山留め壁が掘削底より深い深度まで変位しており、山留め変位が背面地盤に及ぼす影響範囲は大きいと判断される。特に B 現場では控え杭の下端が水平移動しており、タイロッドからの水平力だけでなく、山留め変位による背面地盤変位の影響を受けていると考えられる。

表 6.1 計測現場の概要

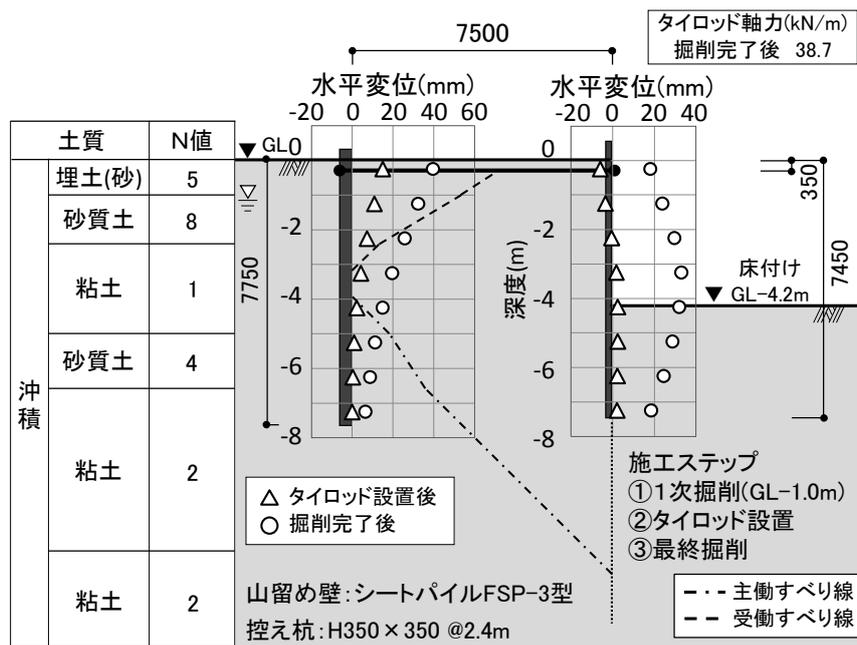
現場	主な地盤	根切り深さ	山留め壁		控え杭との距離	控え杭		備考
			親杭横矢板壁	H350×350 @1.0m L=11.0m		H250×250 @5.0m L=8.0m	埋込み (富調合セメントミルク)	
A	洪積砂・粘土互層	5.4m	親杭横矢板壁	H350×350 @1.0m L=11.0m	8.8m	H250×250 @5.0m L=8.0m	埋込み (富調合セメントミルク)	・初期緊張力: 16.6kN/m
B	沖積粘性土	4.2m	鋼矢板壁	FSP-3型 L=7.45m	7.5m	H350×350 @2.4m (1.4mと3.4mの交互ピッチ) L=7.75m	圧入	・初期緊張力: 22.9kN/m ・傾斜計の不動点はGL-32mに設置(N値50以上の砂層)
C	沖積砂 沖積粘性土	7.5m	ソイルセメント壁	H500×200 @0.45m L=21.2m	13.5m	H350×350 @1.8m L=10.0m	埋込み (貧調合セメントミルク)	・初期緊張力: 48.0kN/m
D ⁽⁴³⁾	沖積砂質土	6.6m	ソイルセメント壁	H450×200 @0.675m L=12.5m	9.2m	H400×400 @1.35m L=13.5m	埋込み (貧調合セメントミルク)	・B断面 ⁽⁴³⁾ , 初期緊張力: なし ・傾斜計の不動点はGL-24mに設置(N値50以上の砂層)



※寸法の単位: mm

(a) A 現場 (ただし水平変位は拡大して表示)

図 6.2(1) タイロッド工法の計測現場と計測結果

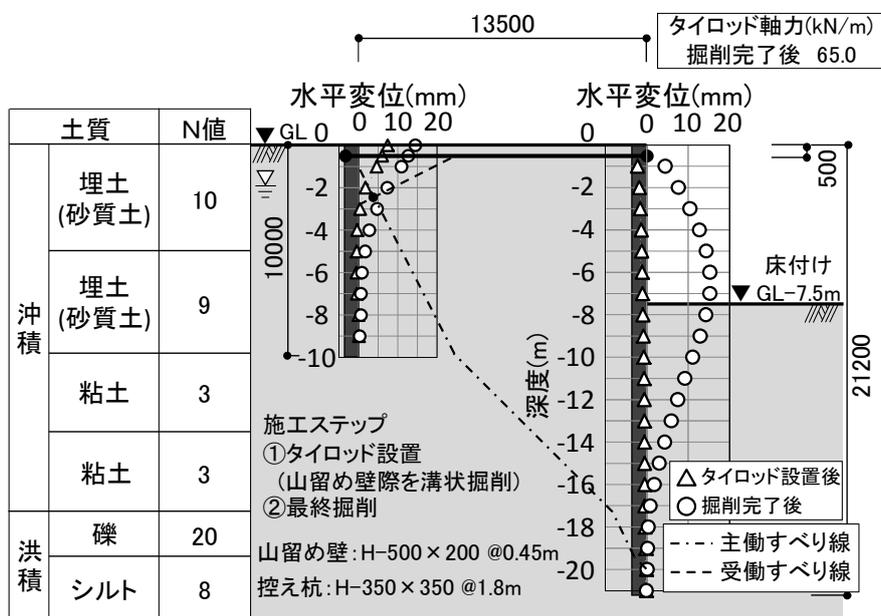


- ・ 山留め壁と控え杭の変位は1次掘削後を初期値としている。
- ・ 変位ゼロ点: GL-12m

※寸法の単位: mm

(b) B現場

(ただし水平変位は拡大して表示)



- ・ 変位ゼロ点: GL-20m

※寸法の単位: mm

(c) C現場

(ただし水平変位は拡大して表示)

図 6.2(2) タイロッド工法の計測現場と計測結果

6.3 実測値から逆算した控え杭の変位抑制効果

図 6.3 にタイロッド工法の解析法の概要を示す。山留め壁と控え杭を別々にモデル化し，弾性支承梁にモデル化した控え杭と山留め壁を「水平抵抗ばね」でつないで，控え杭の変位抑制効果を評価し，山留め計算（梁・ばねモデル等）^{1),45)} により応力・変位を算定する。

本研究では，現場計測による実測値から控え杭の水平抵抗ばねを逆算し，既往の手法で評価した水平抵抗ばねとの比較を行った。

図 6.4 に，実測値に基づく控え杭の水平抵抗ばねの評価法を示す。控え杭の水平抵抗ばねは，タイロッド軸力と控え杭の水平変位の実測値から下式で評価できる。

$$K_{TR} = (P_1 - P_0) / (\delta_{p1} - \delta_{p0}) \quad (6.1)$$

ここに， K_{TR} ：控え杭の水平抵抗ばね[奥行幅あたり] (kN/m/m)

P_1 ：掘削後のタイロッド軸力[奥行幅あたり] (kN/m)

P_0 ：タイロッド設置時のタイロッド軸力[奥行幅あたり] (kN/m)

δ_{p1} ：掘削後の控え杭変位[タイロッド設置深度] (m)

δ_{p0} ：タイロッド設置後の控え杭変位[タイロッド設置深度] (m)

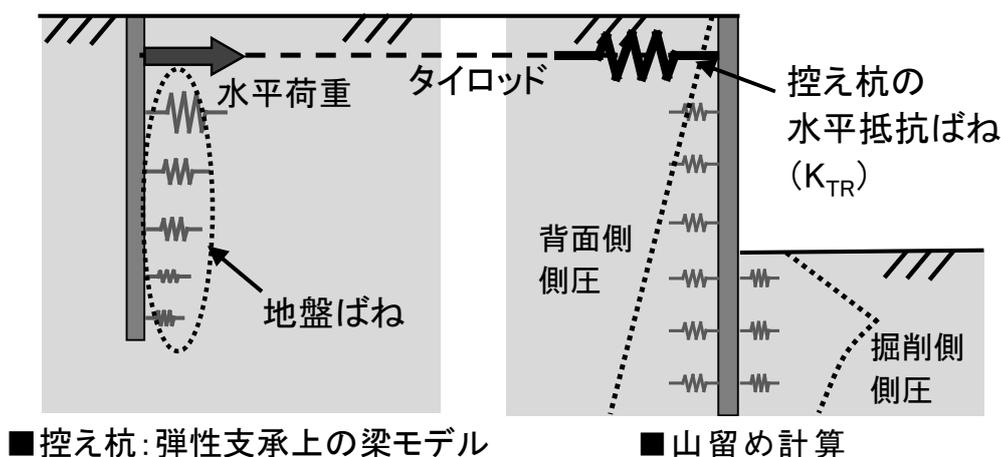


図 6.3 タイロッド工法の解析法の概要

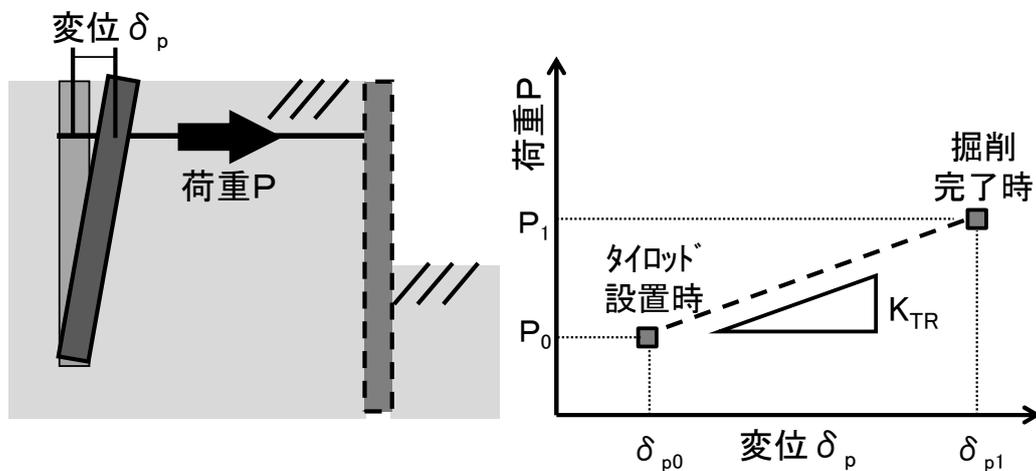


図 6.4 実測値に基づく控え杭の水平抵抗ばねの評価法

一方、既往の手法による控え杭の水平抵抗ばねは、弾性支承上の梁モデル³²⁾に水平荷重を作用させ、タイロッド設置位置の荷重－変位関係を求めて評価した（図 6.3 の左図参照）。表 6.2 に控え杭の検討モデルを示す。山留め壁と控え杭が十分に離れている場合は通常の単杭として扱い、山留め壁と控え杭が近い場合には、既往の提案⁴¹⁾を参考に控え杭を突出杭として扱い水平抵抗ばねを低減させた。主働すべり線の始点は山留め壁の変位ゼロ点とし、実測変位から評価した。また、受働すべり線の始点は、杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の範囲³²⁾としてタイロッドから $1/\beta$ の深さとした（ β ：特性値 [表 6.2 参照]）。なお、山留め壁からの主働すべり線が、控え杭からの受働すべり線より下方で控え杭と直接交わる場合には、控え杭の突出長さは非常に大きくなる（表 6.2 の (c)）。すべり線が複数の層を通る場合には、層毎にすべり線の角度を評価した。各現場の主働すべり線および受働すべり線を図 6.2 に併記した。

弾性支承上の梁モデルに用いる控え杭の水平方向地盤反力係数 k_{hp} は、建築基礎構造設計指針³²⁾に基づいて下式により設定した。

$$k_{hp} = \alpha_p \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-3/4} \quad (6.2)$$

ここに、 k_{hp} ：控え杭の水平地盤反力係数（ kN/m^3 ）

α_p : 評価法によって決まる係数 (m^{-1})

ξ : 群杭の影響を考慮した係数 (単杭の場合は 1.0)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

B : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

地盤の変形係数 E_0 は N 値から評価し³²⁾, 杭径 B は圧入工法と埋込み工法(貧調合)では H 形鋼の幅⁴⁶⁾, 埋込み工法(富調合)では削孔径とした。控え杭のピッチが杭径の 6 倍以下になる場合は群杭効果を考慮して ξ を低減した³²⁾。控え杭の曲げ剛性 EI は H 形鋼の値を採用し, 埋込み工法(富調合)ではセメントミルクの剛性を考慮した。

図 6.5 に実測値から逆算した控え杭の水平抵抗ばね(実測ばね)と, 既往の手法⁴¹⁾により評価した水平抵抗ばね(算定ばね)の比較を示す。図 6.5 には, 離隔距離を無視して突出を考慮しない場合の算定ばねを併せて示している(白抜きのプロット)。既往の手法で評価した A 現場の水平抵抗ばねは, 突出を考慮しない場合の水平抵抗ばねとほぼ同じである。図 6.5 より, 山留め壁と控え杭の距離がある程度確保されているケース(A 現場)では, 算定ばねと実測ばねは概ね良い対応を示している。また, 控え杭が山留め壁の主働すべり線と交わるケース(B~D 現場)では, 突出を考慮しない通常の杭として扱う方法は算定ばねを大きめに評価し, 水平抵抗ばねを低減する必要があることが確認される。また, 山留め変位が控え杭に与える影響を考慮して突出杭として評価した場合は, 主働すべり線の考え方にもよるが, 算定ばねは実測ばねより小さく, 変位抑制効果を過小評価する結果となった。控え杭を山留め壁の近傍に設置する際には, 山留め変位に伴う背面地盤変位の影響を適切に考慮する必要がある。

表 6.2 控え杭の検討モデル⁴¹⁾を参考に作成

	a) 控え杭が十分に離れている場合	b) 控え杭が近い場合	c) 控え杭がさらに近い場合
断面			
控え杭	<p>タイロッド位置で水平荷重を受ける杭</p>	<p>タイロッド位置で水平荷重を受ける突出杭</p>	<p>タイロッド位置で水平荷重を受ける突出杭</p>

- ・ 層が複数の場合，N 値は $1/\beta$ の範囲の層厚平均とする。
- ・ β は特性値（杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の範囲³²⁾）（1/m）

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{hp} \cdot B}{4EI}}$$

k_{hp} ：控え杭の水平地盤反力係数（ kN/m^3 ）

B ：杭径（m）

E ：控え杭の変形係数（ kN/m^2 ）

I ：控え杭の断面二次モーメント（ m^4 ）

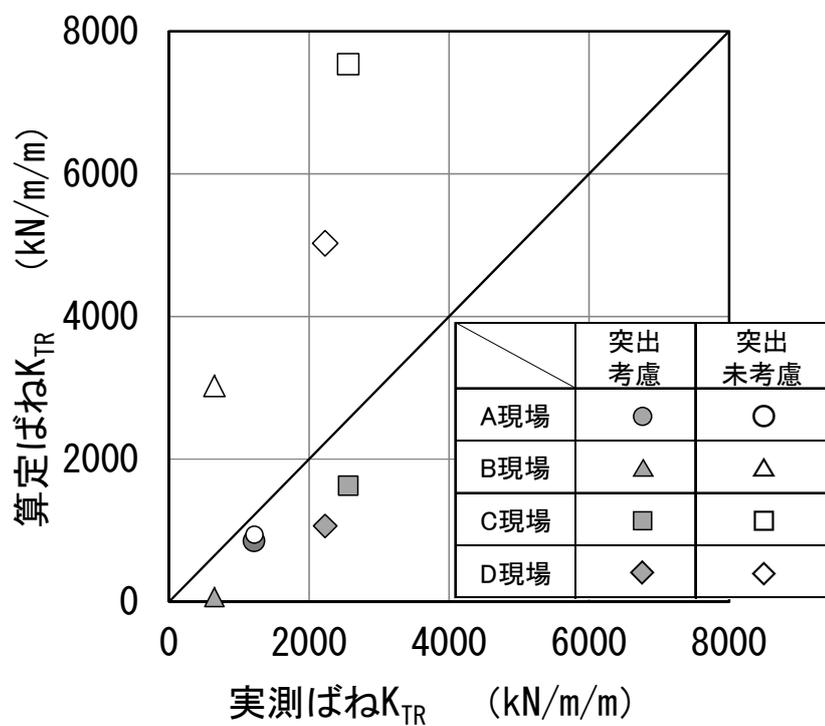


図 6.5 控え杭水平抵抗ばねの実測値と算定値の比較

6.4 山留め壁の背面地盤変位の検討

6.4.1 検討概要

山留め壁との離隔距離が短い場合の控え杭の挙動を高い精度で予測するためには、突出杭に単純化するのではなく山留め変位に伴う背面地盤変位の影響を適切に評価する必要がある。そこで、影響範囲と程度を明らかにするため、山留め壁背面地盤の変位データを別途計測・収集し、山留め変位と背面地盤変位との関係について分析を行った。

6.4.2 背面地盤変位の実測事例

表 6.3 に背面地盤変位の実測データの概要を示す。7 現場で山留め壁と背面地盤の水平変位の計測を行い、その他に文献データ^{47), 48), 49)}を追加して、合計 11 現場 12 断面の山留め背面地盤の水平変位データを収集した。

表 6.3 山留め背面地盤の水平変位データの概要

現場	断面数	山留め壁	山留め壁長 (応力材)	根切り 深さ	地盤変位 測定点の 山留めからの 距離	備考
C	1	ソイルセメント壁	21.2m	7.5m	6.75m	2次根切り
D ⁴³⁾	2	親杭横矢板	14.0m	6.4m	3.0m	2次根切り
		ソイルセメント壁	12.5m	6.6m	3.0m	2次根切り
E	1	ソイルセメント壁	10.75m	3.0m	1.8m	1次根切り
F	1	親杭横矢板	8.5m	5.0m	0.8m, 4.2m	1次根切り
G	1	親杭横矢板	10.0m	7.65m	3.0m, 8.0m	支保工撤去時の 背面地盤変位
H	1	親杭横矢板	11.4m	16m	8.0m	支保工撤去時の 背面地盤変位
I	1	親杭横矢板	12.0m	9.5m	5.11m, 9.77m	2次根切り
J ⁴⁷⁾	1	鋼管柱列	29.1m	20.8m	4.0m, 10.0m, 20.0m	7次根切り
K ⁴⁷⁾	1	RC連壁	33.0m	23.0m	3.0m, 14.0m 25.0m	8次根切り
L ⁴⁸⁾	1	ソイルセメント壁	24.0m	13.75m	2.0m, 5.0m, 10.0m	4次根切り
M ⁴⁹⁾	1	鋼管柱列	51.0m	27.80m	10.0m, 20.0m	7次根切り

※A 現場と B 現場では背面地盤の水平変位を計測していない

6.4.3 山留め壁の背面地盤変位の簡易評価法

山留め壁の変位による背面地盤変位の概念図¹⁸⁾に加筆・修正を図6.6に示す。山留め壁の変位に伴い、背面地盤も斜め下方向に移動し水平変位が生じる。図6.7に背面地盤の水平変位の実測例を示す。実測値からも山留め壁から離れるに従って地盤の変位は減少し、山留め壁の不動点から概ね45°の方向に変位の発生領域が浅くなっていく傾向が確認できる。

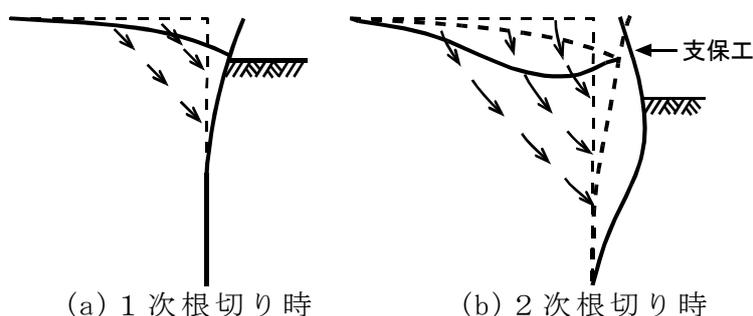


図 6.6 山留め変位に伴う背面地盤変位の模式図¹⁸⁾に加筆・修正

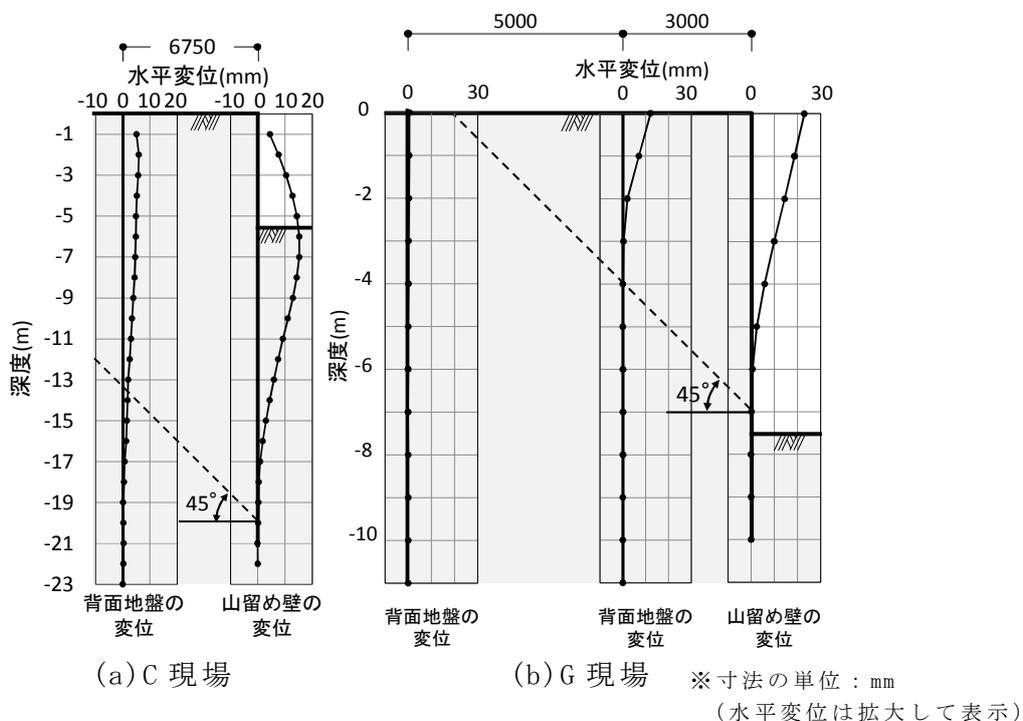


図 6.7 山留め変位と背面地盤水平変位の実測結果の例

これらの傾向に基づいて、本研究では簡便な手法として図 6.8 に示すように、背面地盤変位の評価地点（地表）から斜め下方に 45° の線を引き、山留め壁と交差する点以深の山留め変位が、背面地盤変位 δ_g に影響を及ぼす主要な領域と仮定した。これを「有効山留め変位 δ_e 」と定義する。そして背面地盤の水平変位（深度分布） δ_g は、「有効山留め変位（深度分布） δ_e 」を基に、 δ_e の深度分布に一樣な係数 α_g を乗じた (6.3) 式により評価することとした。

$$\delta_g = \alpha_g \cdot \delta_e \quad (6.3)$$

ここに、 δ_e : 有効山留め変位 (mm) [深度分布]

α_g : 比例係数

δ_g : 任意の位置における背面地盤変位 (mm) [深度分布]

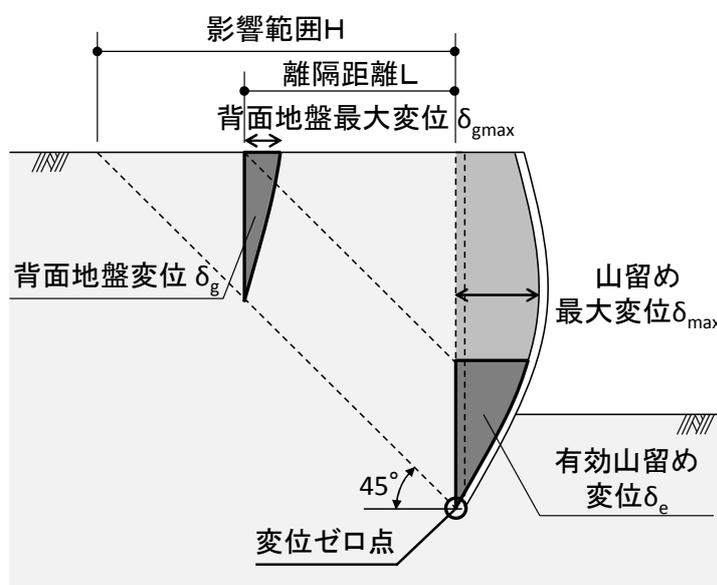


図 6.8 背面地盤水平変位の簡易評価法

次に、今回収集した表 6.3 の実測データに対して、山留め壁の最大変位 δ_{\max} と背面地盤の最大水平変位 $\delta_{g\max}$ の関係について検討した。離隔距離 L を山留め変位ゼロ点までの深度 H (= 影響範囲) で基準化した L/H と $\delta_{g\max}/\delta_{\max}$ の関係を図 6.9 に示す。図 6.9 より、 L/H が大きくなるにしたがって、 $\delta_{g\max}/\delta_{\max}$

が減少する傾向が確認できる。 $\delta_{gmax}/\delta_{max}$ と L/H の関係は、L/H が大きくなるに従いにゼロに漸近する傾向を示すと考えられるが、L/H が大きい範囲のデータが少ないことから、本研究では $\delta_{gmax}/\delta_{max}$ の減少傾向を直線 (L/H=0 の時に $\delta_{gmax}/\delta_{max}=1$, L/H=1 の時に $\delta_{gmax}/\delta_{max}=0$) と仮定して検討を行った。図 6.9 の関係を直線と仮定して求めた山留め壁の最大変位 δ_{max} と背面地盤の最大変位 δ_{gmax} の関係式を (6.4) 式, (6.5) 式に示す。

$$\delta_{gmax} = \gamma \cdot \delta_{max} \quad (6.4)$$

$$\gamma = 1 - L/H \quad (6.5)$$

ここに、 δ_{max} : 山留め壁の最大変位 (mm)

δ_{gmax} : 背面地盤変位の最大値 (mm)

γ : 地盤変位の最大値の減少度合いを表す係数

L : 山留め壁から地盤変位算定点までの離隔距離 (m)

H : 山留め変位の影響範囲 (m) [= 変位ゼロ点の深さ]

(6.3) 式～(6.5) 式から、背面地盤変位を評価するための係数 α_g は、山留め壁の変位分布を用いて下式で評価できる。

$$\alpha_g = \delta_g/\delta_e = \delta_{gmax}/\delta_{emax} = \gamma \cdot \delta_{max}/\delta_{emax} \quad (6.6)$$

ここに、 δ_{emax} : 有効山留め変位の最大値 (mm)

山留め変位の実測値 (δ_{max} , δ_{emax} , δ_e) から (6.4) 式, (6.5) 式により評価した山留め背面地盤最大変位 δ_{gmax} の解析値と実測値の比較を図 6.10 に示す。また、(6.6) 式および (6.3) 式により評価した背面地盤の水平変位の深度分布 δ_g の解析結果と実測値の比較例を図 6.11 に示す。解析値は実測値と概ね対応しており、山留め変位から任意の背面位置における地盤の水平変位をある程度の精度で推定できると判断される。

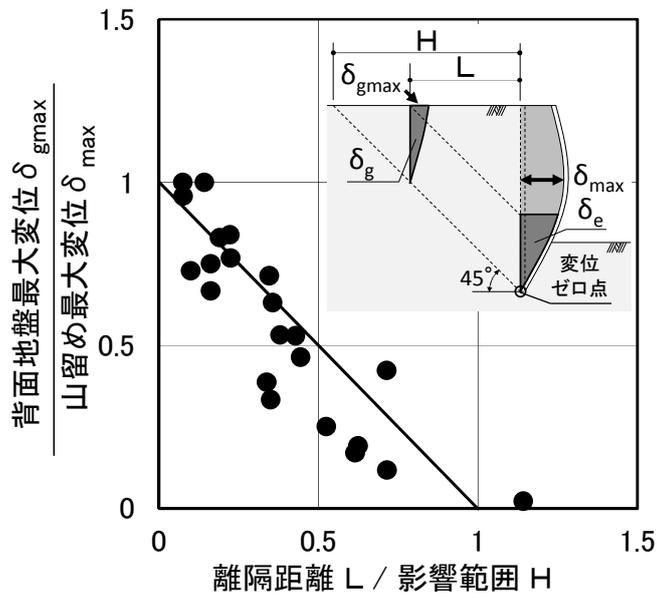


図 6.9 離隔距離 L /影響範囲 H と $\delta_{gmax}/\delta_{max}$ の関係

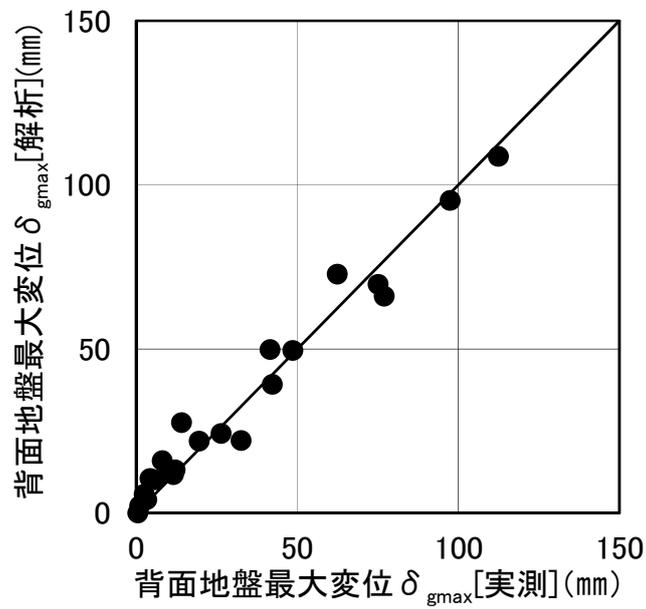
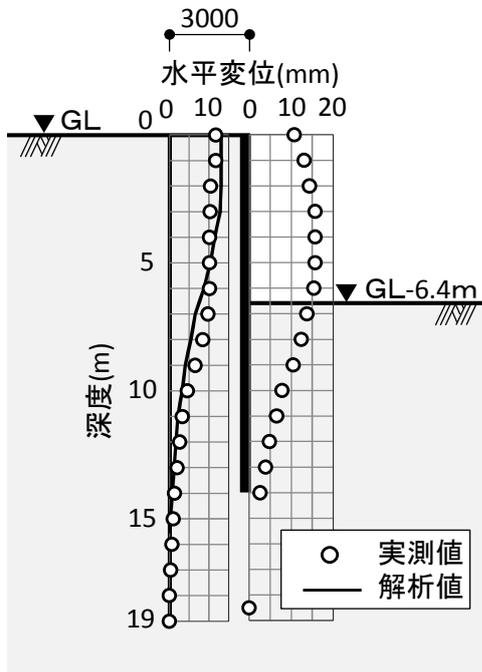
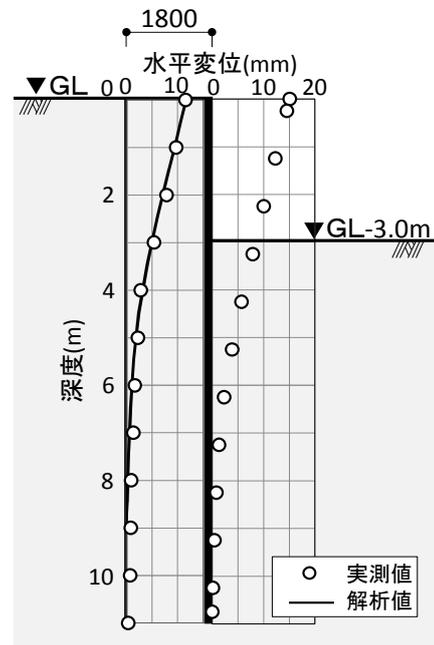


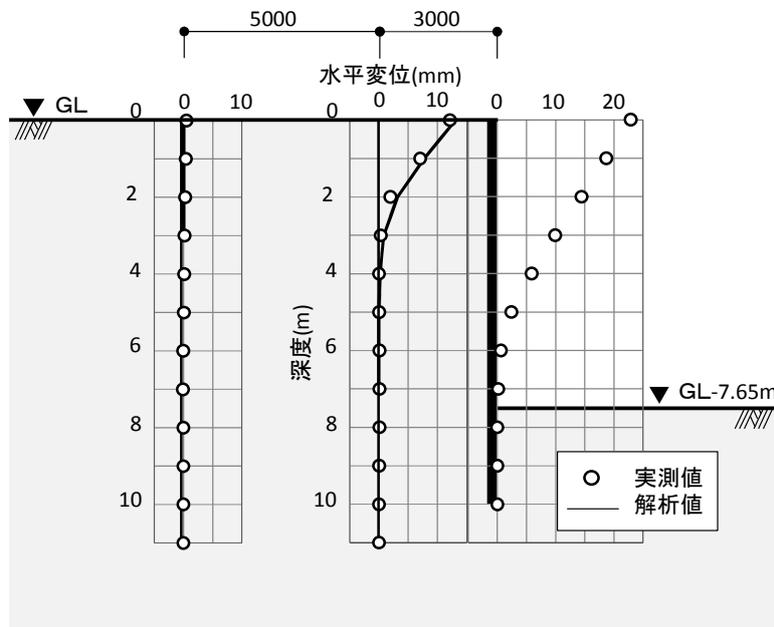
図 6.10 背面地盤最大変位 δ_{gmax} の解析値と実測値の比較



(a) D 現場



(b) E 現場



(c) G 現場

※寸法の単位：mm
 (水平変位は拡大して表示)

図 6.11 背面地盤変位 δ_g の解析結果と実測値の比較

6.5 タイロッド工法の挙動評価

6.5.1 解析手法の概要

背面地盤変位の影響を考慮したタイロッド工法の解析フローを図 6.12 に、模式図を図 6.13 に示す。まず控え杭の水平抵抗ばね K_{TR} を突出なしの条件で算出し、その値を水平抵抗ばねの初期値と仮定して山留め計算を行う。計算された山留め変位に伴う地盤変位と、杭頭に作用する集中荷重の影響を考慮した控え杭の水平抵抗ばね K_{TR}' を算定し、仮定した水平抵抗ばねと算定した水平抵抗ばねが一致するまで繰り返し計算（収束計算）を行う。地盤変位が控え杭に及ぼす影響は、控え杭位置における地盤変位 δ_g から (6.7) 式により等価な荷重に換算し、弾性支承上の梁モデルに荷重を作用させる荷重分布法³²⁾により検討した。控え杭位置における地盤変位 δ_g の深度分布は、(6.3) 式により評価した。

$$q = k_{hp} \cdot B \cdot \delta_g \quad (6.7)$$

ここに、 k_{hp} : 控え杭の水平地盤反力係数 (kN/m³)

B : 杭径 (m)

δ_g : 背面側の地盤変位 (控え杭の位置) (m) [深度分布]

また、タイロッドから控え杭に作用する荷重 T は、山留め計算による支保工反力 P から下式で評価する。

$$T = P \cdot R \quad (6.8)$$

ここに、 P : 山留め計算による支保工反力 (kN/m)

R : 控え杭の設置間隔 (m)

繰り返し計算における収束条件は、仮定した控え杭の水平抵抗ばね K_{TR} と算定ばね K_{TR}' の差が K_{TR} の 5% 以下になった時とした。

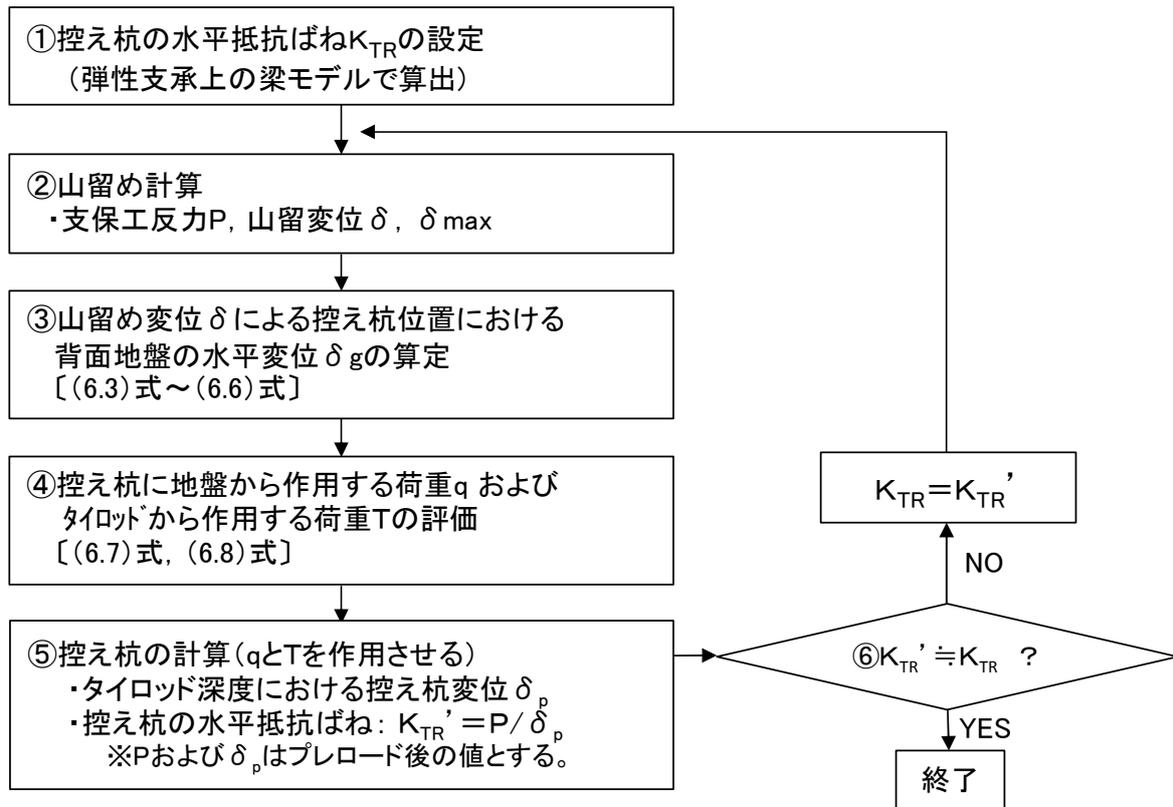


図 6.12 解析フロー

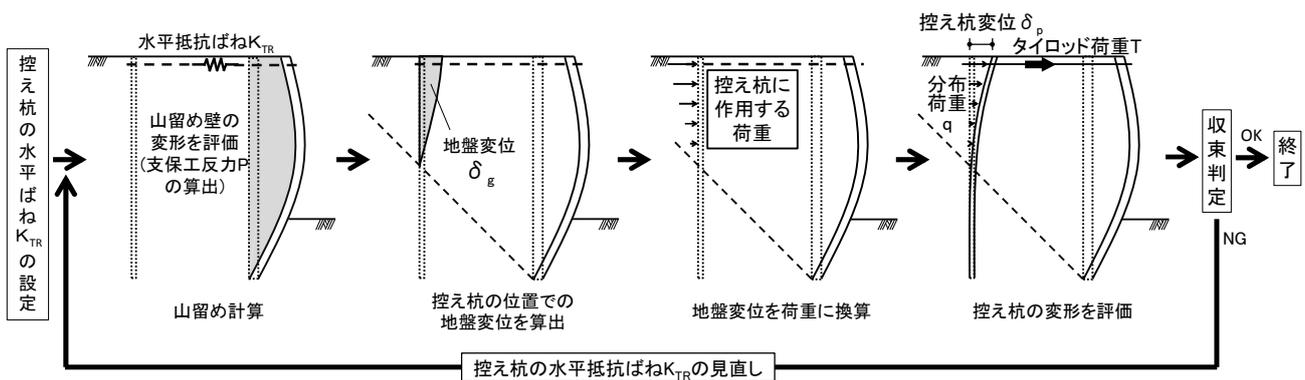


図 6.13 解析法の模式図

6.5.2 解析条件

表 6.1 の実測事例に対して、山留め壁および控え杭のシミュレーション解析を行った。図 6.14 に解析モデルの概要を示す。解析手法は山留め壁を梁、支保工（控え杭、タイロッド）を集中ばね、地盤を弾塑性の連続ばねとした梁・ばねモデルである⁴⁵⁾。山留め壁の両面に地盤ばねを設置することにより、掘削に伴う背面側および掘削側の側圧変化を考慮可能である。側圧は、初期側圧を初期値として、掘削や山留め変位に応じて主働側圧と受働側圧の間を増減する。表 6.4 に解析条件を示す。基本的には第 4 章、第 5 章で決定した条件と同じである。初期側圧は、実測側圧の分析を基に提案された側圧²⁹⁾とし、主働側圧はランキン・レザール式¹⁾、受働側圧は、砂質土については壁面との摩擦が考慮可能なクーロン式³²⁾、粘性土については摩擦を考慮しないランキン・レザール式¹⁾とした。クーロン式による砂質土の受働側圧の算定に必要な壁面摩擦角 δ は $\phi'/3$ で評価した³⁴⁾。ただし親杭横矢板壁では壁面摩擦を考慮せずに δ をゼロとした。また、掘削除荷時に根切り側地盤に残留する側圧（平衡側圧）は、掘削を模擬した室内要素実験で得られた式⁴⁵⁾を用いた。山留め解析に用いる地盤反力係数 k_h は、一般的に推奨されている範囲の平均的な値¹⁾を用いた（表 6.4 参照）。なお、親杭横矢板壁を用いた事例（A 現場）については、根入れ部が洪積の比較的良好な地盤であること、また親杭間隔が親杭幅の 3 倍以下と比較的小さく受働抵抗は連続壁と同等¹⁾と判断されることから連続壁と同じ値を用いた。

地盤の強度定数と単位体積重量は、土質試験結果から評価することを原則としたが、土質試験を行っていない層に対しては表 6.5、表 6.6 により設定した。洪積砂質土も 5 章の検討と同様に一律 10kN/m^2 の粘着力を考慮した。D 現場については文献⁴³⁾に基づいて設定した。なお、解析はいずれの事例も、通常の間留め設計で考慮する地表面の軽微な上載荷重¹⁾ (10kN/m^2) は考慮せず、掘削完了時まで実施した。解析ステップは A 現場、B 現場と D 現場は「①1 次掘削、②タイロッド設置、③掘削完了」、C 現場は「①タイロッド設置、②掘削完了」である。

山留め壁の曲げ剛性は、ソイルセメント壁と親杭横矢板壁では H 形鋼のみの断面性能で評価し、鋼矢板壁では継手部のずれを考慮して 60%に低減した¹⁾。控え杭の物性値は、6.3 節で検討した控え杭の水平抵抗ばねの評価と同様に設定した。

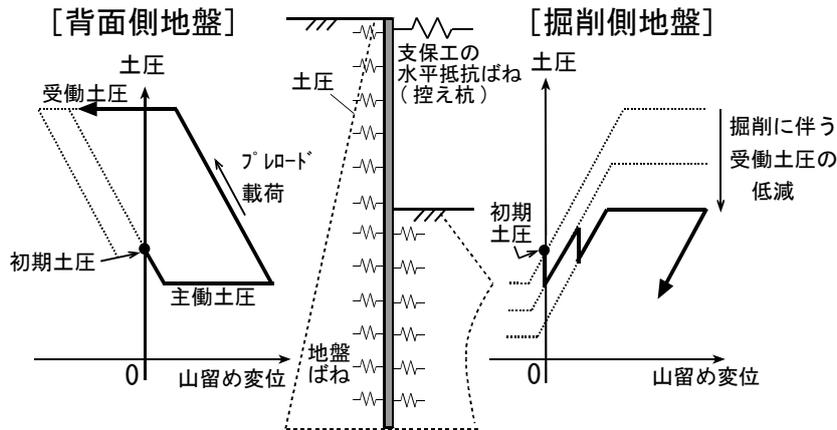


図 6.14 山留め解析モデル

表 6.4 解析条件

項目	砂質土	粘性土
初期側圧	初期土圧係数 ²⁹⁾ $K_i = 1 - \sin \phi'$	初期土圧係数 ²⁹⁾ $K_i = 0.5$ (沖積), $K_i = 0.3$ (洪積)
主働側圧 (最小値)	ランキン・レザール式 ¹⁾	
受働側圧 (最大値)	クーロン式 ³²⁾ 壁面摩擦角 $\delta = \phi' / 3$ ³⁴⁾ ※親杭横矢板壁の場合は $\delta = 0$	ランキン・レザール式 ¹⁾
平衡側圧 (掘削除荷時の 根切り側側圧)	側圧の残留を考慮した(3.2)式 $\alpha = \sin \phi'$	側圧の残留を考慮した式(3.2)式 $\alpha = 0.5$
水平方向 地盤反力係数 k_h	$k_h = 1000N$ (kN/m^3) ¹⁾	$k_h = 100c$ (kN/m^3) ¹⁾

※ ϕ' : 内部摩擦角[有効応力](°), c : 粘着力(kN/m^2), N : N 値, α : 側圧の残留度合いを表す係数

表 6.5 強度定数の設定法 (値が不明な層) ※表 5.3 と同じ条件

		内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m^2)
砂質土	沖積	$\phi' = 20 \cdot N^{0.5} + 15$ (上限 45°) ※大崎式 ³⁶⁾	$c' = 0$
	洪積		$c' = 10$
粘性土	沖積	$\phi = 0$	$c = 10N$
	洪積		※文献 ³⁷⁾ の上限

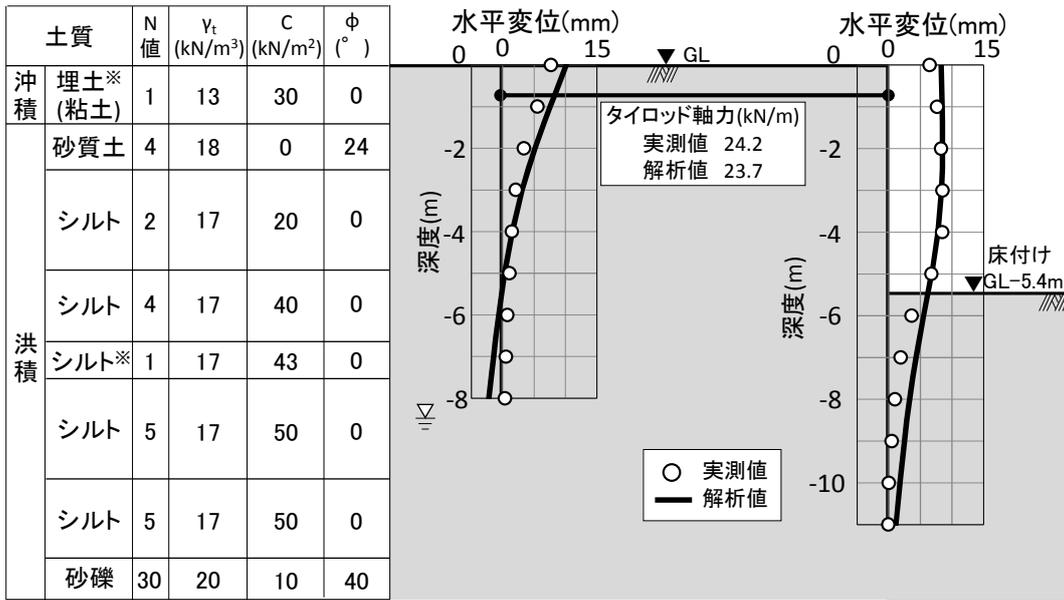
表 6.6 単位体積重量の推定値 [kN/m^3] (値が不明な層)

埋土	粘土	シルト	砂質土	礫・礫質土
17	16	17	18	20

6.5.3 実測値との比較

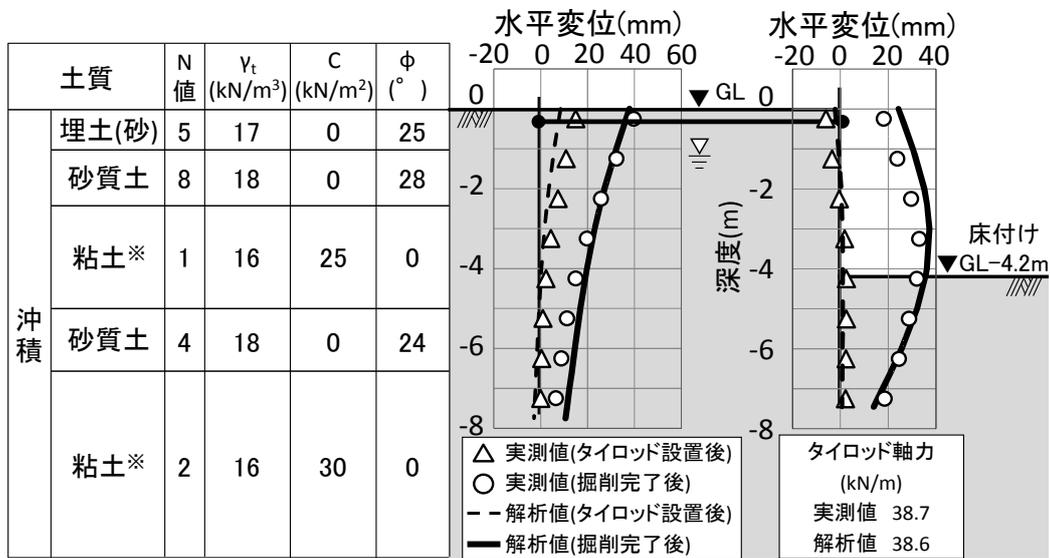
図 6.15 に掘削後の山留め壁および控え杭の挙動解析結果と実測値との比較を示す。図 6.15 には地盤の強度定数(c, ϕ)と単位体積重量 γ_t を併せて示している。地下水位が低く比較的地盤条件の良い A 現場については、山留め壁と控え杭、タイロッド軸力のいずれも解析値と実測値は良く一致している。また、地盤が軟弱な B 現場については、山留め壁および控え杭の下端が掘削側に変位する挙動が実測値から確認されているが、本解析結果はその傾向を表現できている。C 現場、D 現場についても他の現場と同様に、山留め挙動の解析結果は実測値と良い対応を示し、解析法とパラメータ設定法の妥当性および有効性が確認された。掘削時の控え杭変位の解析結果を、タイロッドを介して控え杭に作用する集中荷重による影響と地盤変位による影響に分けた場合、最も地盤変位による影響の比率が大きいのは C 現場(約 9 割)、最も小さいのは A 現場(約 1 割)であった。掘削条件や控え杭の設置条件によっては地盤変位の影響を適切に考慮する必要があるといえる。なお、控え杭形式のタイロッド工法は、切梁や地盤アンカーと比較して変位抑制効果(支保工ばね)が小さく、側圧が解析結果に与える影響も大きい。したがって山留め壁の挙動を高い精度で予測するためには、支保工ばねの値だけでなく側圧あるいは解析に用いる側圧モデルについても適切に評価することが重要である。

図 6.16 に本解析で得られた控え杭の水平抵抗ばねと実測値から逆算した水平抵抗ばね(実測ばね)の比較を示す。図 6.16 には、既往の評価法である控え杭を突出杭として扱った場合、および突出を考慮しなかった場合の水平抵抗ばねと実測ばねの比較結果(図 6.2)も併せて示す。本解析により評価した控え杭の水平抵抗ばねは、既往の手法(突出杭)と比べて、実測値から逆算した水平抵抗ばねと良く一致している。また、本手法および既往の手法(突出杭)による水平抵抗ばねを用いた場合の、山留め最大変位の解析結果と実測値の比較を図 6.17 に示す。A 現場と C 現場は、いずれの評価法でも山留め最大変位は同程度で控え杭の水平抵抗ばねの影響は小さいが、B 現場と D 現場は、既往の手法(突出杭)による解析結果は本手法および実測値より変位を大きく評価する結果となった。本手法による山留め壁の最大変位は全体的に実測値と良く対応している。以上の結果より、本解析法およびパラメータ設定法は、控え杭と山留め壁の距離が小さい場合にも十分に適用可能と判断される。



※：土質試験結果に基づいて物性値を設定している
・砂質土の c , ϕ は c' , ϕ'

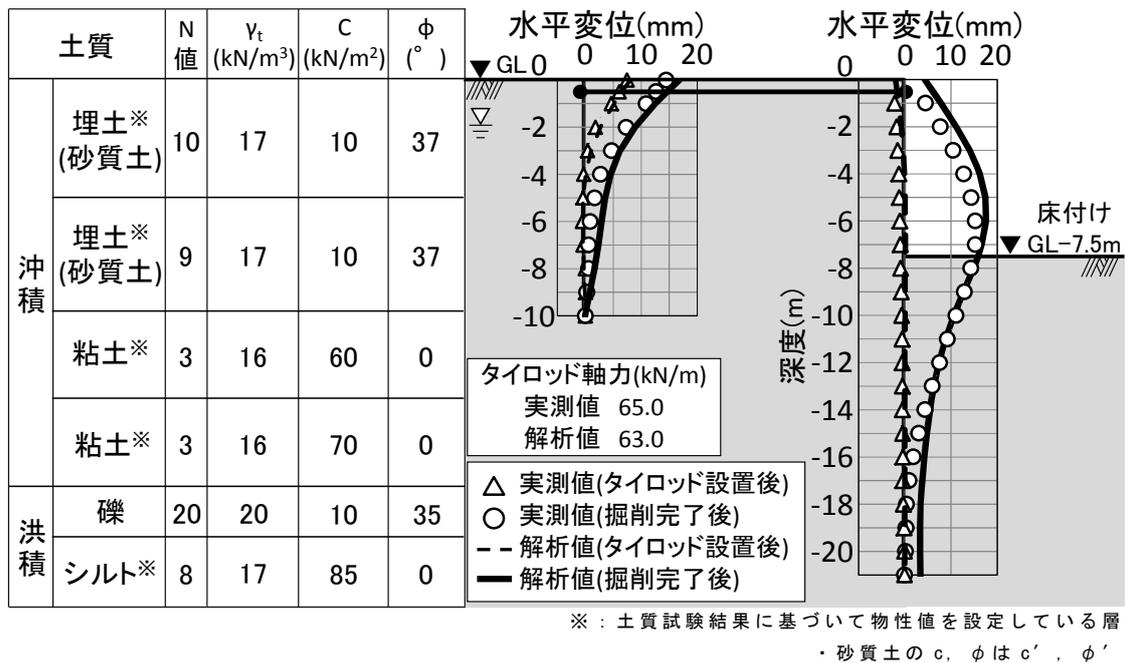
(a) A 現場



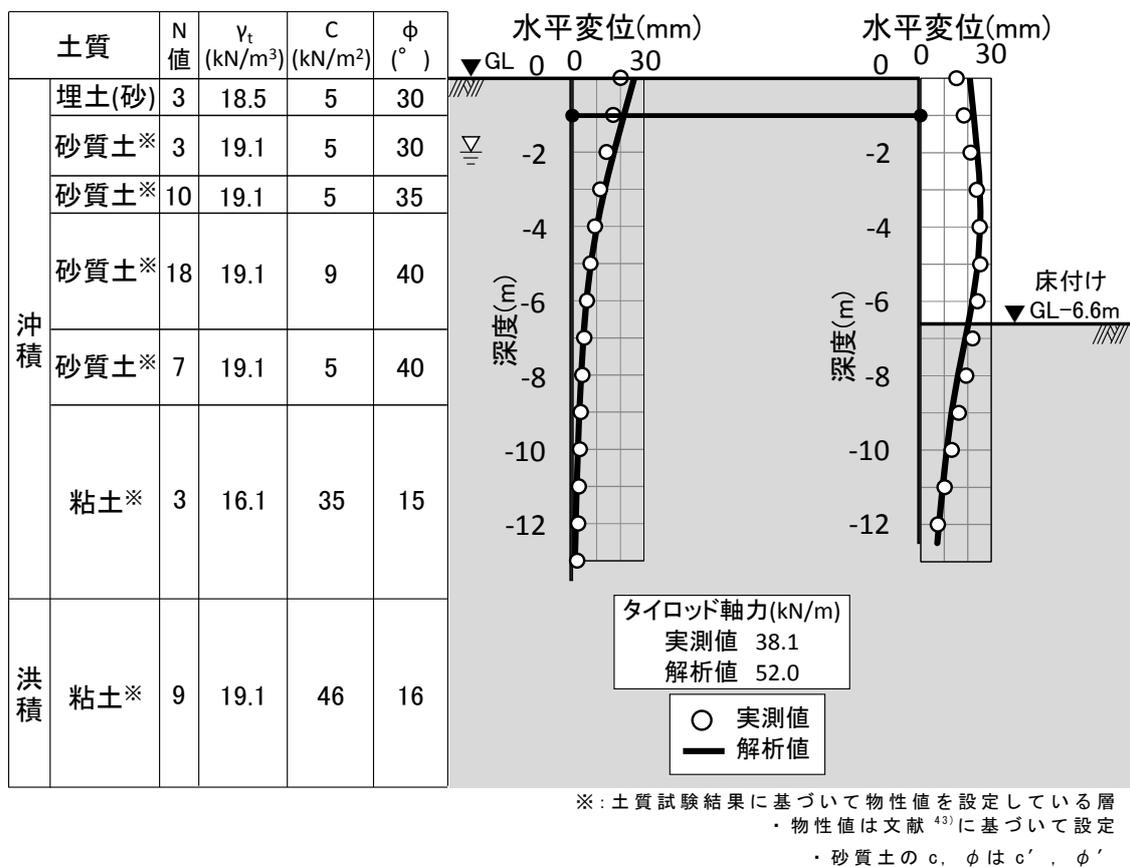
※：土質試験結果に基づいて物性値を設定している層
・砂質土の c , ϕ は c' , ϕ'

(b) B 現場

図 6.15(1) 解析結果と実測値の比較



(c) C 現場



(d) D 現場

図 6.15(2) 解析結果と実測値の比較

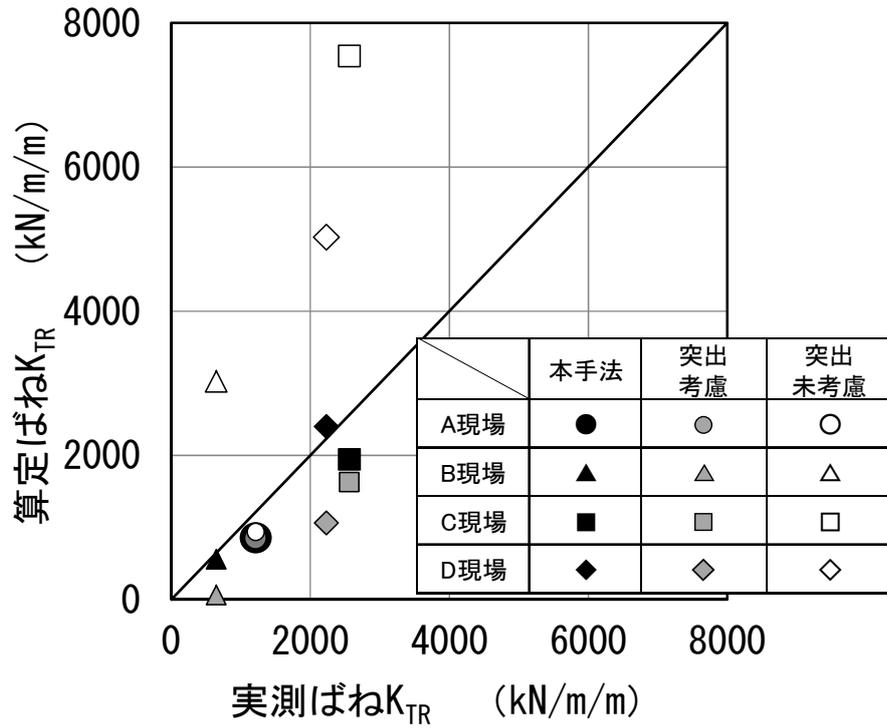


図 6.16 控え杭の水平抵抗ばねと実測ばねの比較

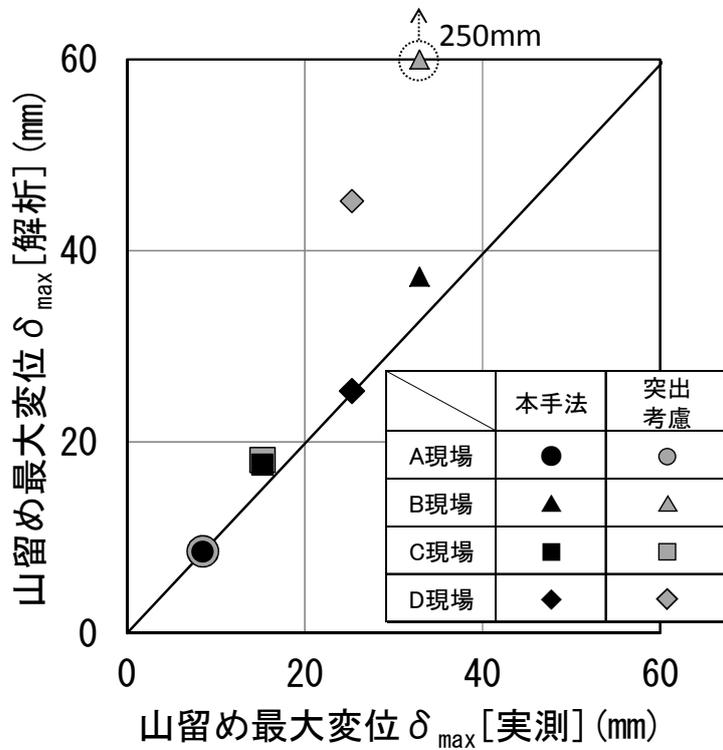


図 6.17 山留め壁の最大変位の解析結果と実測値の比較

6.6 まとめ

控え杭形式のタイロッド工法について、実測データを基に離隔距離が短い場合にも適用可能な、梁・ばねモデル（両面ばね法）による山留め解析法を提案し、実事例の解析により有効性を検討した。得られた知見を以下に示す。

- (a)タイロッド工法を採用した4現場において、山留め壁および控え杭の挙動計測を行い、変位抑制効果を分析した。その結果、山留め壁と控え杭の離隔距離が短い場合には、山留め変位に伴う背面地盤変位の影響により変位抑制効果（控え杭の水平抵抗ばね）を適切に低減させる必要性が示された。
- (b)山留め変位が背面地盤変位に及ぼす影響を評価するために、山留め背面地盤の水平変位を別途計測・収集した。その結果を基に、山留め変位から任意の背面位置における地盤の水平変位を簡易に評価する手法を提案し、実測値との比較により概ね評価できることを確認した。
- (c)山留め壁背面の地盤変位の影響を考慮した両面ばね法によるタイロッド工法の挙動解析法を提案し、実測値との比較により地盤定数や解析パラメータの設定法を含めた本手法の有効性を示した。

第7章 結論

本研究では施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法(両面ばね法)について、室内要素実験および実測データを基に解析モデルとパラメータの設定法を提案すると共に、実事例の解析により有効性を検討した。また、解析法の適用性に関する検討を行った。得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- (1) 種々の応力状態からの掘削除荷時における土圧変化を把握するため、掘削除荷を模擬した室内要素実験を実施した。鉛直応力の除荷に伴う側方応力の挙動に関して、砂では除荷開始時の土圧係数が大きな場合に側方応力の残留度合いは小さくなるが、全体的には側方応力が残留しながら徐々に減少する傾向を明らかにした。(第3章)
- (2) 室内要素実験および既往の実測側圧の分析結果に基づき、本解析法に用いる土圧-変位関係モデルを提案した。側圧が計測されている鉄筋コンクリート地中連続壁を対象に挙動解析を行った結果、山留め壁に作用する実測側圧と良い対応関係が得られ、本モデルが妥当であることを示した。(第4章)
- (3) ソイルセメント壁を山留め壁として用いた複数の事例(8現場, 14測点)のシミュレーション解析を行い、実測値との比較により本解析モデルに適したパラメータの設定法(case2: 砂質土は掘削側側圧の最大値をクーロン式[壁面摩擦角 $\delta = \phi'/3$], 粘性土はランキン・レザール式)を提案した。また、従来の梁・ばねモデル(弾塑性法)と比較して実測値との対応が良いことを確認し、本解析手法の有効性を示した。(第5章)
- (4) 上記評価法の応用として、一般的な工法(切梁, 地盤アンカー)ではないため、評価法が十分に確立されていない「控え杭形式のタイロッド山留め工法」の検討を行った。まず、4現場の実測結果を基にタイロッド工法の変位抑制効果について検討し、山留め壁と控え杭の離隔距離が十分でない場合には、山留め変位に伴う背面地盤変位の影響を考慮する必要性を示し

た。次に、山留め壁の変位が控え杭に及ぼす影響を把握するため、山留め壁の背面地盤変位を別途計測・収集し、山留め背面側地盤の水平変位を簡易に評価する手法について検討した。最後に、離隔距離が短い場合にも適用可能な、背面地盤の水平変位の影響を考慮した両面ばね法によるタイロッド工法の挙動解析法を提案し、実測値のシミュレーション解析により地盤定数や解析パラメータの設定法を含めた提案手法の有効性を確認した。(第6章)

今後は、さらに多くの山留め工法（壁種別、支保工種別）への適用や、土圧－変位関係の高度化など、さらなる予測精度の向上を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：山留め設計施工指針，pp. 75-107, pp. 123-141, p167, 2002. 2
- 2) 山肩邦男，吉田洋次，秋野矩之：掘削工事における切梁土留め機構の理論的考察，土と基礎，Vol. 17, No. 9, pp. 33-45, 1969. 9
- 3) 中村兵次，中沢章：掘削工事における土留め壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol. 12, No. 4, pp. 95-103, 1972. 12
- 4) 日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針，pp. 94-109, 1999
- 5) 野尻明美：仮想支点法—山留め架構の側圧支持機構—，土と基礎，Vol. 28, No. 3, pp. 41-48, 1980. 3
- 6) 花村昌彦，田中俊平，浅野利三郎：山止め架構の次工程における挙動予測，第 18 回土質工学研究発表会，pp. 1099-1102, 1983. 6
- 7) 花村昌彦，浅野利三郎，安達孝：弾塑性累加法による山留め計算法，鹿島技術研究所年報，第 32 号，pp. 169-174, 1984. 6
- 8) 宮崎祐助：実測に基づく山留め設計用外力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 458 号，pp. 59-68, 1994. 4
- 9) 佐藤英二，石崎長俊，實松俊明，中居正樹，渡邊徹：実測値に基づく山留め背面側側圧の評価（その 1）地盤種別毎に見た背面側側圧，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp. 739-740, 2004. 8
- 10) 森重龍馬：地下連続壁の設計計算，土木技術，Vol. 30, No. 8, pp. 79-90, 1975. 8
- 11) 大西靖和，石崎長俊：山留め壁に作用する側圧の評価（その 1）土圧～変位関係を考慮した山留め解析法の概要，第 31 回地盤工学研究発表会，pp. 1865-1866, 1996. 7
- 12) 石崎長俊，大西靖和：山留め壁に作用する側圧の評価（その 2）沖積地盤における解析値と実測値の比較，第 31 回地盤工学研究発表会，pp. 1867-1868, 1996. 7
- 13) 元井康雄，石井雄輔：生石灰杭による山留め壁への地盤改良効果，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp. 589-590, 2001. 9
- 14) 實松俊明，下村修一，鈴木康嗣：施工過程を考慮した累加計算法に基づく山留め解析法（その 1）解析法の概要，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp. 533-534, 2005. 9

- 15) 實松俊明, 福島隆, 井上聡樹, 諏訪靖二, 有馬重治: 軟弱地盤の掘削工事における近接建物の沈下抑制対策と効果の検証, 第 54 回地盤工学シンポジウム, pp.603-610, 2009.11
- 16) 元井康雄: 両面ばね法による山留め設計定数の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 641 号, pp.1345-1351, 2009.7
- 17) 野尻明美: 山止め壁の応力・変形の発生機構に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 234 号, pp.13-21, 1975.8
- 18) 土木学会: トンネル標準示方書 開削工法・同解説, pp.128-131, pp.155-158, 2006.7
- 19) 首都高速道路公団: 仮設構造物設計要領, pp.87-105, 2003.5
- 20) 津田政憲, 村上清基, 森伸一郎: プレロードと地盤の弾塑性を考慮した山留め解析, 第 37 回土木学会年次学術講演会講演概要集, III, pp.431-432, 1982.10
- 21) 青木雅路, 幾田悠康, 丸岡正夫: 除荷に伴う実測静止側圧の性状, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.1347-1350, 1986.6
- 22) 内山伸, 桂豊: 土被り圧減少による掘削側側圧変化の検討, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp.1689-1690, 1997.7
- 23) 桂豊, 三田地利之: 山留め施工過程を考慮した室内試験による洪積砂地盤の土圧係数の検討, 土木学会論文集, No.638, pp.51-58, 1999.12
- 24) 元井康雄, 石井雄輔, 森脇登美夫: 土被り圧の除去に伴う壁面土圧変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp.643-644, 1999.9
- 25) 大河内保彦, 龍岡文男: K_0 値測定法—三軸セルを用いる方法—, 土と基礎, Vol.31, No.7, pp.56-58, 1983.7
- 26) J. Jaky: Pressure in Soils, Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.103-107, 1948.6
- 27) B. Schmidt: Discussion of 'Earth Pressures at Rest Related to Stress History', Canadian Geotechnical Journal, National Research Council, Ontario, Canada, Vol.3, No.4, pp.239-242, 1966.11
- 28) Paul W. Mayne, Fred H. Kulhawy: K_0 -OCR Relationships in Soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, No.GT6, pp.851-872, 1982.6
- 29) 實松俊明, 石井雄輔, 大西靖和: 実測値に基づく山留め壁の掘削前側圧

- の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp. 495-496, 2007. 8
- 30) 實松俊明, 石崎長俊, 佐藤英二, 中居正樹, 渡邊徹: 実測値に基づく山留め背面側側圧の評価(その4) ランキン側圧の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp. 745-746, 2004. 8
- 31) 丸岡正夫: 建築における山留めの諸課題, 基礎工, Vol. 36, No. 2, pp. 2-8, 2008. 2
- 32) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp. 24-40, pp. 268-278, pp. 284-286, 2001. 10
- 33) 玉野富雄, 福井聡, 鈴木宏昌, 松澤宏, 植下協: 軟弱粘性土地盤における土留め背面側壁面に作用する土圧・水圧の力学挙動, 土木学会論文集, No. 516, pp. 53-61, 1995. 6
- 34) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル編, pp. 176-178, 2001. 3
- 35) 日本下水道事業団: 設計基準(案) 土木設計編, p. 3-96, 1992. 4
- 36) 大崎順彦: 建築基礎構造, 技報堂出版, p. 392, 1991. 1
- 37) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, p. 236, 1996. 12
- 38) 實松俊明, 山田雅一, 堀井良浩, 丸隆宏, 吉田正: 都内洪積砂質土の強度特性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp. 497-498, 2010. 9
- 39) 日本建築学会: 建築工事標準示方書・同解説 JASS3 土工事および山留め工事 JASS4 杭・地業および基礎工事, p. 95, 2009. 10
- 40) 伊勢本昇昭: 最近の支保工工法, 基礎工, Vol. 31, No. 2, pp. 31-35, 2008. 2
- 41) 日本道路協会: 道路土工 仮設構造物工指針, pp. 17-24, pp. 161-166, 1999. 3
- 42) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp. 981-1025, 2007. 7
- 43) 野尻明美, 萩原庸嘉, 花村昌彦, 小松亮二, 武居幸次郎: 控え杭形式の山留め構造物の挙動, 鹿島技術研究所年報, 第 38 号, pp. 201-208, 1990. 10
- 44) 地盤工学会: 根切り・山留めの設計・施工に関するシンポジウム発表論文集, 委員会主催シンポジウム No108, pp. 167-189, 1998. 2
- 45) 實松俊明, 鈴木康嗣, 下村修一, 安達俊夫: 施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法とその適用性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 699 号, pp. 593~602, 2014. 5
- 46) 元井康雄: 関東ローム地盤における自立山留めの側圧と水平抵抗の評価,

- 日本建築学会構造系論文集，第 704 号，pp. 1513-1521，2014. 10
- 47) 伊勢本昇昭，岡部徳一郎，窪田敬昭，保井美敏：掘削時の山留め背面地盤の挙動について，第 20 回土質工学研究発表会，pp. 1245-1246，1985. 6
- 48) 青木雅路，丸岡正夫，幾田悠康，高橋八朗：根切りに伴う周辺地盤の挙動－実測から見た地盤内変位の検討－，第 24 回土質工学研究発表会，pp. 1461-1462，1989. 6
- 49) 梶ヶ谷勝，佐野九二一，佐藤常雄，深田和志，戸澤幸彦：軟弱地盤における大深度掘削の挙動と解析－その 1 施工方法と計測結果－，第 23 回土質工学研究発表会，pp. 1551-1554，1988. 6
- 50) 日本建築学会：建築技術者のための JASS3 山留め工事 Q&A，pp. 145-146，2005. 9

研究歴

< 審査付き論文 5 編 >

- 1) 實松俊明：控え杭を用いたタイロッド山留め工法の挙動評価法，日本建築学会構造系論文集，第 718 号，pp.1901-1909，2015.12
- 2) 實松俊明，鈴木康嗣，下村修一，安達俊夫：施工過程を考慮した逐次計算に基づく山留め解析法とその適用性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 699 号，pp.593-602，2014.5
- 3) 鈴木康嗣，時松孝次，實松俊明：コーン貫入試験結果と標準貫入試験から得られた地盤特性との関係，日本建築学会構造系論文集，第 566 号，pp.73-78，2003.4
- 4) 實松俊明，持田悟，田中俊平，閑田徹志：靱性能を持たせた繊維補強ソイルセメント固化体，第 5 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.153-158，2002.11
- 5) 西謙治，笹尾光，鈴木康嗣，武居幸次郎，實松俊明：回転打撃式ドリルを用いた新しい地盤調査法，日本建築学会技術報告集，第 5 号，pp.69-73，1997.12

< 国際会議 1 編 >

- 1) Yasutsugu Suzuki, Toshiaki Sanematsu and Kohji Tokimatsu: Correlation between SPT and seismic CPT, Proceedings of the First International Conference on Site Characterization, ISC'98, Vol.2, pp.1375-1380, 1998.4

< シンポジウム・P D 3 編 >

- 1) 實松俊明，福島隆，井上聡樹，諏訪靖二，有馬重治：軟弱地盤の掘削工事における近接建物の沈下抑制対策と効果の検証，第 54 回地盤工学シンポジウム，pp.603-610，2009.11
- 2) 實松俊明：周辺-地盤への影響予測と実際，日本建築学会パネルディスカッション「近接山留め工事の現状と課題」，pp.45-60，2008.10
- 3) 鈴木康嗣，武居幸次郎，實松俊明，伊佐野建：コーン貫入試験とMWD検層を併用した地盤調査，第 45 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.77-82，2000.10

< 著書（共著） 6 編 >

- 1) 日本建築学会：近接山留めの手引き，2015.10
- 2) 地盤工学会：近接施工，地盤工学実務シリーズ 28，2011.1

- 3) 日本建築学会：地盤アンカーの設計・施工に関するQ & A，2010.3
- 4) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS3 土工事および山留め工事、JASS4 杭および基礎工事，2009.10
- 5) 日本建築学会：建築技術者のための JASS3 山留め工事 Q & A 4 章 地下水の処理，pp.109-124，2005.9
- 6) 日本建築学会：山留め設計事例集 第 I 編 4 章～8 章，pp.22-49，2003.3

<報告(査読付き論文) 8 編>

- 1) 實松俊明，福島隆：軟弱地盤における直接基礎建物に近接した山留め架構の挙動，鹿島技術研究所年報，第 57 号，pp.29-34，2009.9
- 2) 下村修一，田中俊平，實松俊明，石井貞美，福岡篤信，印出井太郎，吉川和秀，藤本健治郎，廣田裕介：山留め壁の H 形鋼を有効利用する地下壁の地下構築時の挙動，鹿島技術研究所年報，第 55 号，pp.155-158，2007.9
- 3) 下村修一，實松俊明，鈴木康嗣，安達俊夫，山田雅一：土被り圧減少に伴う平衡土圧変化に関する実験的研究，鹿島技術研究所年報，第 54 号，pp.27-32，2006.9
- 4) 下村修一，實松俊明，鈴木康嗣：山留め壁実測変位から推定した背面側側圧・土圧の評価，鹿島技術研究所年報，第 52 号，pp.23-28，2004.9
- 5) 實松俊明，持田悟，田中俊平，閑田徹志：ビニロン短繊維を用いた繊維補強ソイルセメントコラムの強度特性，鹿島技術研究所年報，第 51 号，pp.35-40，2003.9
- 6) 實松俊明，磯部隆寿，三浦徹也，杉本健太郎：軟弱地盤における掘削工事の挙動データとシミュレーション解析，鹿島技術研究所年報，第 46 号，pp.217-220，1998.9
- 7) 鈴木康嗣，實松俊明：コーン貫入試験による地盤物性評価，鹿島技術研究所年報，第 45 号，pp.157-160，1997.12
- 8) 西謙治，鈴木康嗣，武居幸次郎，實松俊明：回転打撃式ドリルによる地盤の硬さ評価，鹿島技術研究所年報，第 44 号，pp.215-220，1996.12

<口頭発表論文 40 編>

- 1) 石井雄輔，實松俊明：根入れ部の側圧を考慮した自立山留めの計算法，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），B-1，pp.470-471，2015.9

- 2) 中居正樹, 實松俊明, 石井雄輔: 単純梁モデルによる山留め壁変位算定手法 (その2 応力および支保工軸力の検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, pp. 477-478, 2015.9
- 3) 實松俊明, 石井雄輔, 中居正樹: 山留め計算における梁・ばねモデルの適用性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, pp. 613-614, 2014.9
- 4) 中居正樹, 實松俊明, 石井雄輔: 単純梁モデルによる山留め壁変位算定手法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, pp. 615-616, 2014.9
- 5) 實松俊明, 山田雅一, 堀井良浩, 丸隆宏, 吉田正: 都内洪積砂質土の強度特性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-1, pp. 497-498, 2010.9
- 6) 河野貴穂, 堀田洋之, 實松俊明, 元井康雄: 線形 FEM 解析による軟弱粘性土地盤における山留め挙動の評価(その1 解析概要と解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-1, pp. 518-519, 2010.9
- 7) 堀田洋之, 河野貴穂, 實松俊明, 元井康雄: 線形 FEM 解析による軟弱粘性土地盤における山留め挙動の評価(その2 解析領域の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-1, pp. 519-520, 2010.9
- 8) 實松俊明, 石井雄輔, 大西靖和: 実測値に基づく山留め壁の掘削前側圧の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), B-1, pp. 495-496, 2007.8
- 9) 下村修一, 田中俊平, 實松俊明: 山留め壁応力材を有効利用した地下合成壁の挙動(その1) 挙動予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), B-1, pp. 503-504, 2007.8
- 10) 田中俊平, 實松俊明, 下村修一: 山留め壁応力材を有効利用した地下合成壁の挙動(その2) 地下構築時の挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), B-1, pp. 505-506, 2007.8
- 11) 木原朋広, 實松俊明, 下村修一, 安達俊夫, 山田雅一: 土被り圧の減少に伴う粘性土の水平土圧変化に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), B-1, pp. 465-466, 2007.8
- 12) 實松俊明, 鈴木康嗣, 下村修一: コーン貫入試験による山留め掘削に伴うせん断波速度変化の検討, 第41回地盤工学研究発表会, pp. 1633-1634, 2006.7
- 13) 實松俊明, 下村修一, 鈴木康嗣: 施工過程を考慮した累加計算法に基づく山留め計算法(その1) 解析法の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, pp. 533-534, 2005.9

- 14) 下村修一, 實松俊明, 鈴木康嗣: 施工過程を考慮した累加計算法に基づく山留め計算法(その2) 既往の手法及び実測変位との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, pp.535-536, 2005.9
- 15) 鈴木康嗣, 實松俊明, 下村修一: サイスマックコーン貫入試験による根切りに伴う地盤物性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, pp.539-540, 2005.9
- 16) 河野貴穂, 青木雅路, 伊勢本昇昭, 石井善一, 内山伸, 實松俊明, 清広歳, 山下俊英: 近接構造物がある場合の山留め壁変位と背面側側圧, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, pp.631-632, 2005.9
- 17) 實松俊明, 鈴木康嗣: コーン貫入試験結果と地盤物性との関係—その1 土質判別と標準貫入試験のN値の評価—, 第40回地盤工学研究発表会, pp.59-60, 2005.7
- 18) 鈴木康嗣, 實松俊明, 下村修一: コーン貫入試験結果と地盤物性との関係—その2 粘性土の非排水せん断強さの評価—, 第40回地盤工学研究発表会, pp.61-62, 2005.7
- 19) 下村修一, 實松俊明, 鈴木康嗣, 安達俊夫, 山田雅一, 細木敬祐: 土被り圧の減少に伴う砂質土の水平土圧変化に関する研究, 第40回地盤工学研究発表会, pp.1797-1798, 2005.7
- 20) 下村修一, 實松俊明, 鈴木康嗣: 山留め壁の実測変位から推定した側圧・土圧の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-1, pp.721-722, 2004.8
- 21) 佐藤英二, 石崎長俊, 實松俊明, 中居正樹, 渡邊徹: 実測値に基づく山留め背面側側圧の評価(その1) 地盤種別毎に見た背面側側圧, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-1, pp.739-740, 2004.8
- 22) 中居正樹, 石崎長俊, 佐藤英二, 實松俊明, 渡邊徹: 実測値に基づく山留め背面側側圧の評価(その2) 掘削に伴う背面側側圧の変動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-1, pp.741-742, 2004.8
- 23) 渡邊徹, 佐藤英二, 實松俊明, 中居正樹, 石崎長俊: 実測値に基づく山留め背面側側圧の評価(その3) 粘性土層の背面側水圧, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-1, pp.743-744, 2004.8
- 24) 實松俊明, 中居正樹, 渡邊徹, 石崎長俊, 佐藤英二: 実測値に基づく山留め背面側側圧の評価(その4) ランキン側圧の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-1, pp.745-746, 2004.8

- 25) 内山伸, 青木雅路, 河野貴穂, 實松俊明: 近接施工における変位計測の現状と留意点, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), B-1, pp.749-750, 2004.8
- 26) 實松俊明, 持田悟, 田中俊平, 閑田徹志: 高性能繊維補強ソイルセメント固化体の開発 (その7) 現場施工実験 (深層混合処理工法), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), B-1, pp.413-414, 2002.8
- 27) 田中俊平, 宇佐美滋, 閑田徹志, 實松俊明: 高性能繊維補強ソイルセメント固化体の開発 (その8) 曲げ応力下でのあと施工アンカーの引抜特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), B-1, pp.415-416, 2002.8
- 28) 田中俊平, 持田悟, 閑田徹志, 實松俊明: 高性能繊維補強固化体の改良強度, 第37回地盤工学研究発表会, pp.823-824, 2002.7
- 29) 鈴木康嗣, 實松俊明, 時松孝次: コーン貫入試験の先端抵抗と標準貫入試験のN値およびせん断波速度の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), B-1, pp.489-490, 2001.9
- 30) 田中俊平, 宇佐美滋, 閑田徹志, 實松俊明: 高性能繊維補強ソイルセメント固化体の開発 (その5) 後施工アンカーの引き抜き特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), B-1, pp.671-672, 2001.9
- 31) 實松俊明, 田中俊平, 閑田徹志: 高性能繊維補強ソイルセメント固化体の開発 (その6) 現場施工壁の施工性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), B-1, pp.673-674, 2001.9
- 32) 實松俊明, 小堀隆治, 木村匡, 三浦徹也, 牧原依夫: 機械式深層攪拌混合工法に関する性能評価技術の開発 (その6) 一回転打撃式ドリルによる改良コラムの強度推定一, 第35回地盤工学研究発表会, pp.453-454, 2000.6
- 33) 實松俊明, 鈴木康嗣, 古山田耕司, 時松孝次: コーン貫入試験の先端抵抗とせん断波速度の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), B-1, pp.623-624, 1997.9
- 34) 實松俊明, 鈴木康嗣, 時松孝次: コーン貫入試験と標準貫入試験の比較, 第32回地盤工学研究発表会, pp.181-182, 1997.7
- 35) 西謙治, 笹尾光, 鈴木康嗣, 武居幸次郎, 實松俊明: 回転・打撃式ドリルの削孔抵抗とN値の関係, 第32回地盤工学研究発表会, pp.195-196, 1997.7
- 36) 實松俊明, 安達俊夫, 山田雅一, 榎並昭, 丘將: 有効応力解析のための飽和砂の非線形モデルに関する研究 (その3. パラメータのばらつき), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), B-1, pp.797-798, 1996.9

- 37) 諸星史雄, 太田外気晴, 竹原崇夫, 八幡夏恵子, 鈴木康嗣, 安達直人, 實松俊明 : 軟弱砂地盤における杭支持構造物の耐震性 (その1: 模型の振動台実験とその結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), B-2, pp. 477-478, 1996.9
- 38) 實松俊明, 笹尾光, 鈴木康嗣: コーン貫入試験に基づく地盤改良効果の評価, 第31回地盤工学研究発表会, pp. 437-438, 1996.7
- 39) 丘將, 安達俊夫, 山田雅一, 榎並昭, 實松俊明: 有効応力解析のための飽和砂の非線形モデルに関する研究 (その1. 非線形最小二乗法によるパラメータ同定), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), B-1, pp. 1099-1100, 1995.8
- 40) 實松俊明, 安達俊夫, 山田雅一, 榎並昭: 有効応力解析のための飽和砂の非線形モデルに関する研究 (その2. 仮動的実験結果のシミュレーション), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), B-1, pp. 1101-1102, 1995.8

< 雑誌 6編 >

- 1) 實松俊明: 山留め壁の変位抑制のための各種対策技術, 基礎工, Vol. 43, No. 12, pp. 17-21, 2015.12
- 2) 實松俊明: JASS3 山留め工事の概要 (山留め壁・支保工), 基礎工, Vol. 38, No. 5, pp. 13-16, 2010.5
- 3) 實松俊明, 福島隆, 井上聡樹: 大規模掘削工事における近接建物への影響対策事例, 基礎工, Vol. 36, No. 2, pp. 52-54, 2008.2
- 4) 伊勢本昇昭, 佐藤英二, 實松俊明: 講座 近接施工の調査・設計・施工技術 6. 近接施工の対策技術, 土と基礎, Vol. 55, No. 8, pp. 50-58, 2007.8
- 5) 田中俊平, 實松俊明, 友住博明, 山田有孝: 既設建物に近接した傾斜地の山留め計画事例, 基礎工, Vol. 32, No. 5, pp. 68-71, 2004.5
- 6) 實松俊明, 持田悟, 田中俊平, 閑田徹志: じん性能を付加した繊維補強ソイルセメント固化体の強度特性, 材料, Vol. 53, No. 1, pp. 17-20, 2002.1

< 講演会・講習会 >

- 1) 實松俊明: 施工過程を考慮した逐次計算による山留め解析法とその適用性, 日本建築学会近畿支部基礎構造部会, 2014年9月19日
- 2) 實松俊明: 近接施工の調査・計画・対策, 「新訂版 近接施工」講習会, 地盤工学会, 2011年12月15日 (地盤工学会地下会議室)

- 3) 實松俊明，福島隆，井上聡樹：ブリーゼタワー建設における基礎ならびに地下工事について，日本建築学会近畿支部基礎構造部会，2010年3月19日
- 4) 實松俊明：山留め壁・支保工・地下水処理，建築工事標準仕様書・同解説改定講習会「JASS3 土工事および山留め工事 JASS4 杭・地業および基礎工事」，日本建築学会，2009年10月21日（大阪会場）
- 5) 實松俊明：JASS3 第3章「支保工」，E-ラーニング講習会「建築技術者のための JASS3 山留め工事 JASS4 杭工事 Q & A」，日本建築学会，2006年12月～配信

< 社外委員会活動 >

- 1) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め指針小委員会，2014.4～現在
- 2) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め指針小委員会，山留め設計 WG【主査】，2014.4～現在
- 3) 日本建築学会：構造本委員会，基礎構造運営委員会，基礎構造設計指針改定小委員会，擁壁 WG，2013.4～現在
- 4) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，地盤アンカー小委員会，2010.4～現在
- 5) 日本建築学会：関東支部 構造専門研究委員会 基礎地盤 WG，2005.4～現在
【2006.4～2011.3 主査】
- 6) 日本建築学会：構造本委員会，2011.4～2015.3
- 7) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め指針改定準備小委員会，2011.4～2014.3
- 8) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め指針改定準備小委員会，山留め設計 WG【主査】，2011.4～2014.3
- 9) 地盤工学会：近接施工法編集委員会，2009年10月～2010年5月
- 10) 日本建築学会：高支持力杭の耐震安全性 [若手奨励] 特別研究委員会，2008.4～2010.3
- 11) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留めの計画と設計小委員会，2008.4～2011.3
- 12) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留めの計画と設計小委員会，山留め設計 WG【主査】，2008.4～2011.3

- 13) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め設計小委員会，山留め解析 WG，2005.4～2008.3
- 14) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め設計小委員会，近接施工対策 WG，2005.4～2008.3
- 15) 日本建築学会：材料施工本委員会，標準仕様書運営委員会，JASS3・4改定小委員会，2005.4～2009.3
- 16) 日本建築学会：材料施工本委員会，標準仕様書運営委員会，JASS3・4改定小委員会，JASS3 WG【幹事】，2005.4～2009.3
- 17) 日本建築学会：材料施工本委員会，土・基礎工事小委員会，山留め Q & A WG，2004.4～2005.3
- 18) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め特殊設計検討小委員会，荷重と抵抗 WG，2002.4～2005.3
- 19) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め特殊設計検討小委員会，近接施工の影響評価と対策 WG，2002.4～2005.3
- 20) 日本建築学会：構造本委員会，仮設構造運営委員会，山留め設計指針小委員会，山留め設計事例集作成 WG，2001.4～2003.3
- 21) 建築業協会：地盤基礎専門部会，品質管理 WG，直接基礎 SWG，2000.4～2001.3

<非常勤講師>

宇都宮大学工学部建設工学科：土質基礎工学，2012.10～現在

謝辞

本論文をまとめるにあたり、懇切丁寧なご指導とご支援を賜りました日本大学安達俊夫教授には、大学在学中から本日に至るまで、研究への取り組み姿勢をはじめとして、地盤・基礎に関する様々な事項をご教示いただきました。ここに御礼申し上げます。

また、日本大学岡田章教授、神田順特任教授には、論文全般にわたり貴重なご指導、ご助言を頂きましたことを御礼申し上げます。

本論文は、筆者が鹿島建設技術研究所において携わってきた業務のうち、山留め解析に関する研究をまとめたものです。

研究に取り組む良好な場を与えていただくと共に、本研究を推進していただきました、鹿島建設技術研究所所長の戸河里敏博士、鈴木紀雄博士、持田悟氏、福元敏之博士、高橋元美博士に深く感謝いたします。また、笹尾光博士と三浦徹也氏には、入社当時から暖かいご指導とご支援をいただき、本研究に取り組むきっかけを作っていただきました。厚く御礼申し上げます。

本研究を遂行するにあたり、鈴木康嗣博士と下村修一博士（現、日本大学専任講師）には、研究全般にわたり様々なご支援・ご助言をいただきました。また、日本大学山田雅一准教授、太田宏博士には、要素実験において多大なご協力をいただきました。深く感謝いたします。

山留め挙動データの取得に際しては、鹿島建設建築管理本部の福島隆氏、横浜支店の杉本健太郎氏にご協力をいただきました。特に、杉本健太郎氏には、厳しい状況の中、多くの担当現場で計測を行う機会を提供していただき、非常に感謝しております。タイロッド山留め工法を計画する際には、鹿島建設東京建築支店の浅野利三郎氏、熊切久雄氏、堀井隆氏、松本修治氏、櫻井裕一氏、横浜支店の富川豊吉氏、大石岳志氏、関西支店の石田純也氏に多大なご協力をいただきました。関係各位に感謝いたします。また、論文の作成にあたり、様々なご配慮をいただきました鹿島建設技術研究所建築構造グループ地盤基礎チームの皆様に謝意を表します。

最後に、本論文をまとめることが出来たのは、家族の支えのおかげであり、心から感謝いたします。