

非対称土留めの設計

DESIGN OF UNSYMMETRY EARTH RETAINING

萩原 充信*, 大場 新哉*, 原 隆史**, 東 富夫**, 熊谷 修治***, 金倉 隆志****

Mitsunobu OGIHARA, Shinya OOBA, Takashi HARA, Tomio HIGASHI, Syuji KUMAGAI and Takashi KANEKURA

*首都高速道路公団 第一建設部 設計課 (〒228 東京都千代田区岩本町 3-2-4)

**株式会社 建設技術研究所 (〒103-0023 東京都中央区日本橋 4-9-11)

***株式会社 青木建設 (〒150 東京都渋谷区渋谷 2-14-17)

****株式会社 熊谷組 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町 2-1)

Abstract: When the unsymmetrical earth pressure is supported or the structure is different on both sides, the design of unsymmetrical earth retaining has been becoming a problem in the past. However, as the retaining becomes larger and deeper and the construction closed to the existed structures increase recently, it is necessary to confirm the safety further considering those behaviors.

Therefore, in this study the authors investigated the availability of the unsymmetrical earth retaining by comparing the measured data with the analysis, where the whole analysis of the earth retaining walls on both sides was conducted with the beam-spring model used in design up to now.

Key Words : design method of earth retaining, unsymmetrical earth retaining, beam-spring model

1. はじめに

偏土圧を受ける場合や左右で構造の異なる場合など、非対称土留めの設計は従来から課題とされてきたが、近年、土留めの大規模・大深度化や既設構造物に近接した施工が増加するなかで、改めてその挙動を考慮した安全性の確認が求められている。

これまで非対称土留めは、FEM 解析や既存の対称土留めの計算を工夫するなどして安全性が検討されてきた。しかしながら、これらの手法では物性値の設定が困難なことや挙動の再現が不十分であるといったことから、設計法として確立されるには至っていない。また、構造的には対称であっても起伏のない水平な地盤でかつ均質な地盤以外は、基本的に全ての土留めが偏土圧を受けるなど非対称な状態にある。したがって、ここで提案される設計法は、対称土留めの設計とその考え方や計算結果が整合していることが好ましい。

そこで筆者らは、従来から設計に用いてきたはりバネモデルによる両側土留め壁の一体解析¹⁾について、非対称土留めの実測値との比較からその実用性について検討した。ここで提案する手法は、はりバネモデルにより両側の壁と切りばりを一体としてモデル化し、全体構造系の非対称な挙動に対し壁の変位に応じて作用土圧が変化する過程を考慮して計算を行うものである。

本報告では、実測値と比較した提案手法の実用性と今後の課題について述べる。

2. 非対称土留めの概要

図. 1 にここで対象とする非対称土留めの断面を示す。

土留めは幅 29.3m 深さ 35m の掘削を行うものであり、地盤条件としては地下水位が高いものの浅い位置から洪積層が堆積している。土留め壁は当初両側とも SMW で計画されていたが、片側壁が新幹線に近接することから、変位の減少を目的として近接する側のみ地中連続壁とした。

一般に重要構造物へ近接して掘削を計画する場合には、構造物へ及ぼす影響を最小限にとどめるため土留め壁の剛性を高くすることが多いが、経済性の観点からは近接する側のみに対策を講じることが好ましい。しかしながら、このような場合には構造物へ近接する側の変位を精度よく推定することが重要となることから、設計に当たっては対面の剛性が異なる構造的な非対称性を的確に把握することが重要となる。当該土留めの設計においては、当時このための確立された計算方法が無かったことから、FEM 解析により両側地中連続壁、両側 SMW 壁および地中連続壁と SMW 壁を用いた場合を相対的に比較し、この関係を両側同一壁とした土留め弾塑性法に適用して

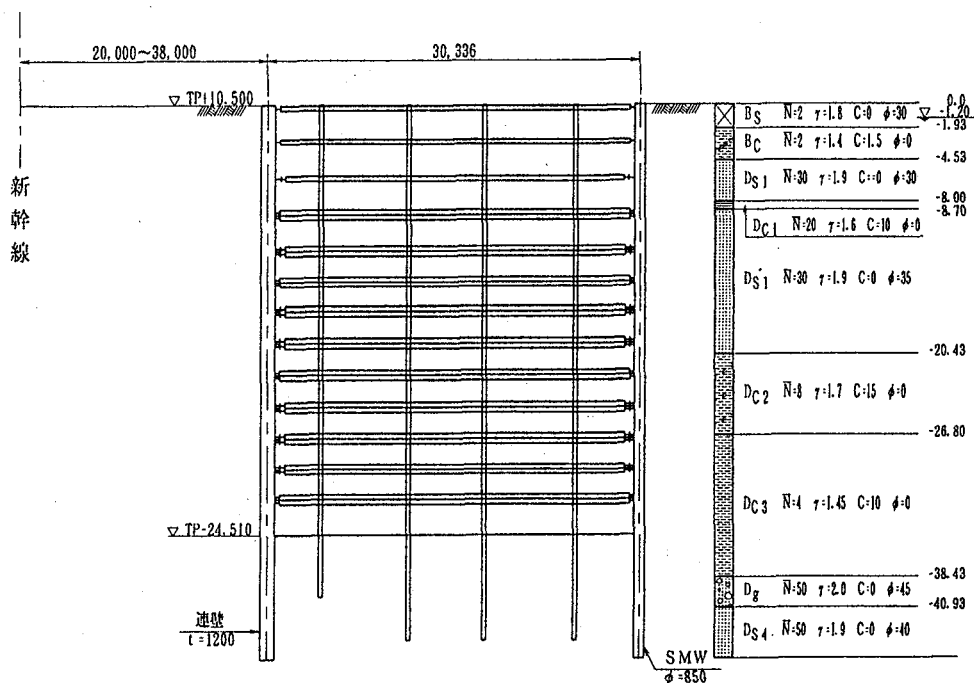


図. 1 非対称土留めの概要

行っている。この設計に対する追跡調査も行っているが、これについては別の機会に報告する。ここでは、今後このような場合の設計法として、一般設計との整合性等の観点から望ましいと考えるはりバネモデルを用いた両側土留め壁の一体解析を提案し、実測値との比較から検討した当該設計法の実用性と課題について報告する。

3. 非対称土留めの計算方法

このような非対称土留めの挙動の再現と対称土留めとの整合性を図るなどの観点から、ここでは従来から設計に用いてきたはりバネモデルを活用した両側土留め壁の一体解析手法を仮定した。

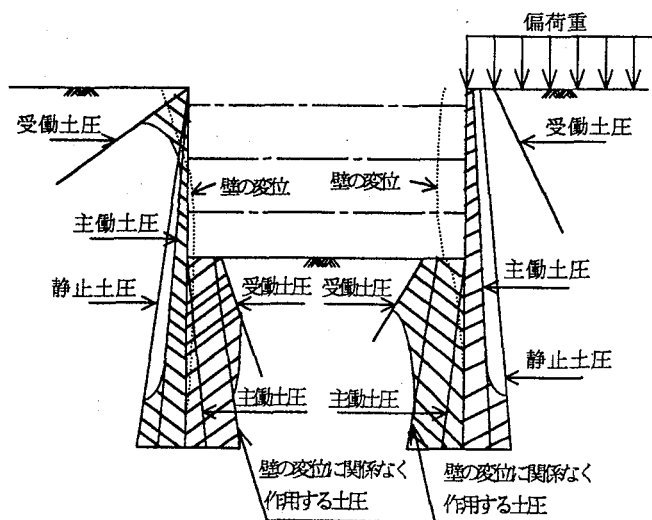


図. 2 壁の変位と側圧の関係

3. 1 基本的な考え方

図. 2 に示すように、掘削前にはそれぞれの壁の両側には静止土圧が作用しており、掘削に伴う壁の変位に応じて地盤は受働土圧を最大値として抵抗し、主働土圧を最低値として土圧が低減されるものと仮定する。

3. 2 水平方向地盤反力係数

図. 3 に示すように、掘削底面以浅には壁の背面側、掘削底面以深には壁の背面側と掘削面側にそれぞれバネを仮定する。これらのバネには、壁の変位に応じて受働土圧と静止土圧の差分を上限とする反力、あるいは静止土圧と主働土圧の差分を上限とする反力が発生するものとする。

ここで、地盤が圧縮されるときに用いられる受働側のバネ定数は、式(1)に示す水平方向地盤反力係数を用いる。ただし、土圧の低減を考慮するときの主働側のバネ定数については、一般に主働土圧は受働土圧と比較して微少な変位で作用することが知られているため、実際の挙動をより良く再現するためには式(2)に示すようにこれを考慮し、主働側のバネは受働側のバネを割り増して用いることが望ましい。

$$k_{HP} = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$k_{HA} = \alpha_k k_{HP} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

k_{HP} ：地盤が圧縮されるとき受働側水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} ：直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験の値に

相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) で道示の式(解 7.6.5)により求める。

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 (m) で、 $B_H = 10\text{m}$ とする。

k_{HA} : 土圧の低減を推定する際の主働側水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

α_k : 主働側水平地盤反力係数の受働側水平地盤反力係数に対する比で、現状で明確に示されたものはないが、後述する実測値との比較では 10 倍程度で実測値を比較的良好に再現した。

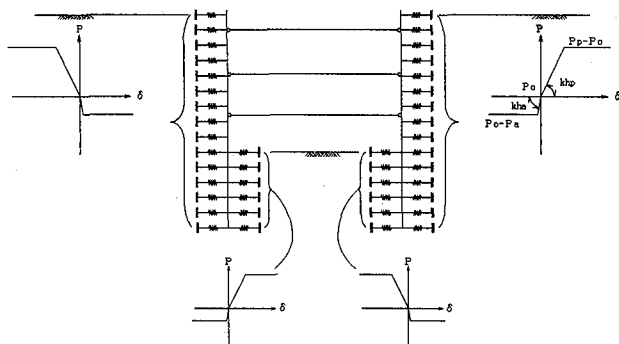


図. 3 バネの配置と水平方向地盤反力係数

3. 3 壁の変位と側圧の履歴

偏土圧が作用する土留めは、掘削に応じて壁の変位の方向が大きく変化する可能性がある。この際の地盤反力は、同一の側圧経路を履歴するのではなく、図. 4 に示すように変位の方向の変化に伴い反力の発生状況もその都度変化するものとする。

すなわち、図. 4 では 1 次掘削で壁は大きく掘削面側へ変位して背面側の土圧は主働土圧になると推定され、2 次掘削でこの壁が対面壁より背面側へ押されると、壁の変位が主働側の塑性限界の位置に戻るまで背面側の土圧が変化しないとするのではなく、背面側へ押された時点から背面側には圧縮に伴う反力が增加されるものとする。

ここでは、このような側圧の履歴を考慮するものとした。

3. 4 側 圧

(1) 静止側圧

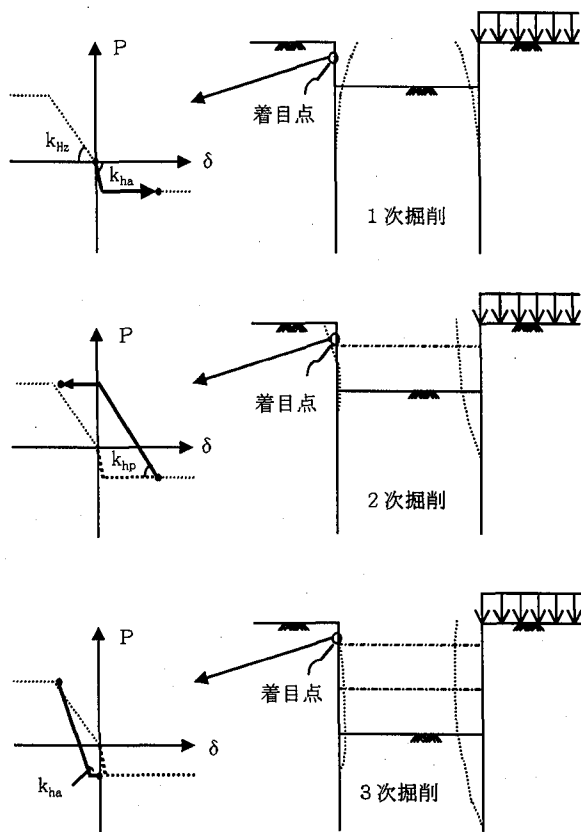
静止側圧は、従来から共同溝設計指針や地下駐車場設計指針で用いられてきたもの(以下単に従来と呼称)同様、砂質地盤は土水分離としヤークの式から、粘性土は土水一体として実測値からの推定式から算出することとした。

(2) 主働側圧

主働側圧は、従来同様砂質土は土水分離として壁面摩擦角を考慮しないクーロン土圧を用い、粘性土は土水一体として実測値からの推定式から算出することとした。

(3) 受働側圧

受働側圧は、従来同様砂質土及び粘性土とも土水分離



着目点の地盤反力と変位の関係 掘削と土留め壁の変位の関係

図. 4 壁の変位と側圧の履歴

としクーロン土圧を用いるが、土留め壁と土との摩擦角を土のせん断抵抗角の 1/2 として考慮することとした。

(4) 壁の変位に関係なく作用する土圧

今回の非対称土留めの場合には偏土圧の影響が小さいため、壁の変位に関係なく作用する掘削面以下の土圧は、対称土留めの計算同様に最低限期待できる抵抗として、掘削面以下の静止土圧を考慮することとした。

4. 実測値との比較

図. 5 から図. 7 に 4 次掘削、9 次掘削および 14 次掘削(最終掘削時)における変位と曲げモーメント、表. 1 に各切りばりの最大反力と発生時の施工ステップについて実測値と提案設計法との比較を示す。ここで実測変位とは、壁下端を 0 とした相対変位を示している。変位と曲げモーメントの比較において、非対称計算値とは提案計算手法による結果であり、対称計算値とは従来の土留め弾塑性法により両側壁を地中連続壁あるいは SMW の同一壁とした場合の結果である。切りばりの最大反力の比較は、実測値と提案計算法との比較を示す。

なお、切りばりのモデル化は部材の EA に奥行き方向の設置間隔を考慮して仮定し、プレロードは切りばり設置直前に荷重として導入して切りばり反力評価時に別途差引き考慮することとした。

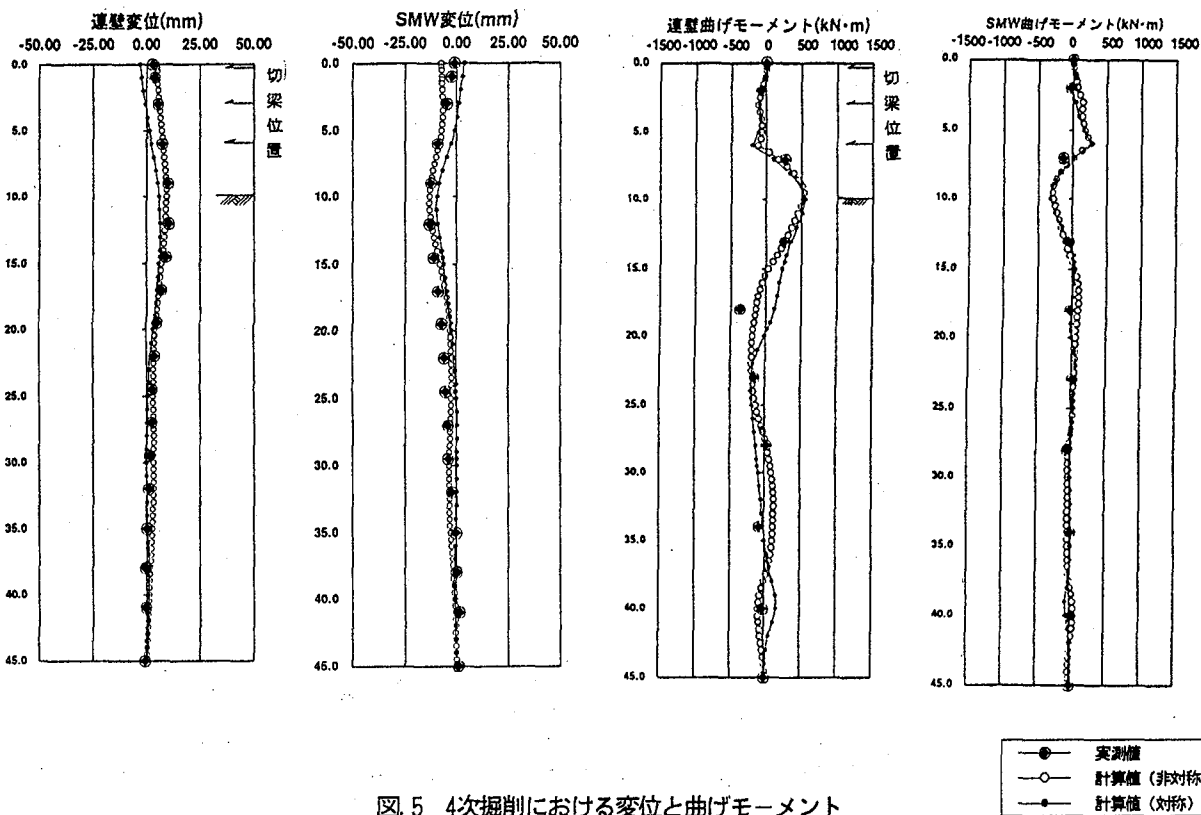


図 5 4次掘削における変位と曲げモーメント

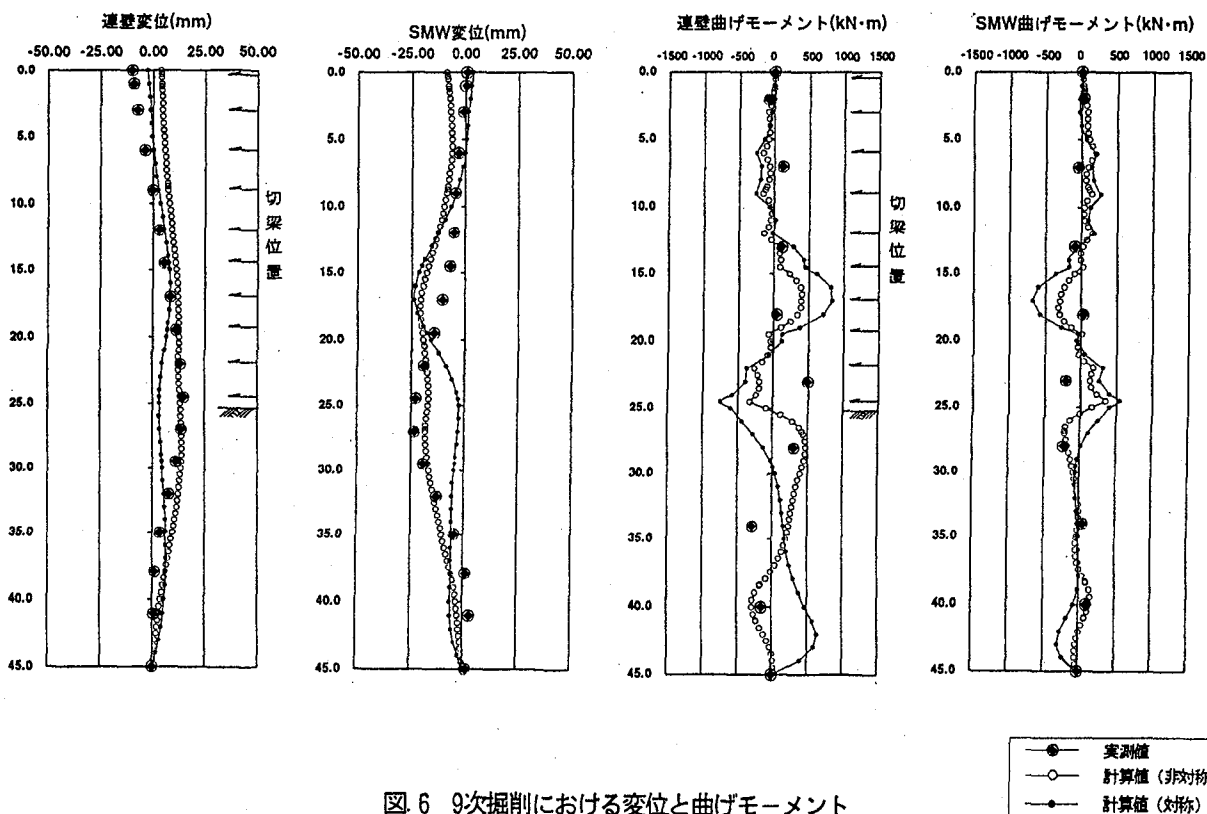


図 6 9次掘削における変位と曲げモーメント

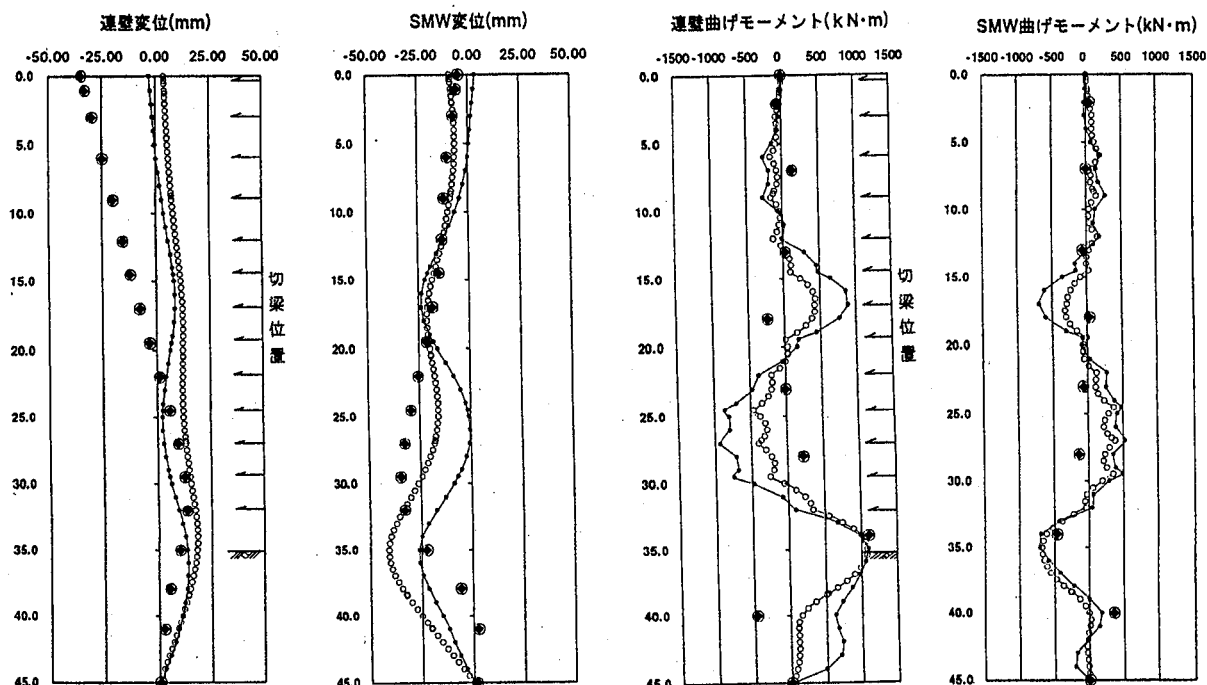


図 7 14次掘削における変位と曲げモーメント

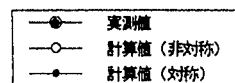


表 1 各切ばりの最大反力

		1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目
ブロード(kN)		250	350	950	1,250	1,500	1,100	450
実測値	最大反力 (kN)	353	494	934	1,386	1,592	1,255	1,108
	発生時期	11次掘削	3次掘削	4次掘削	5次掘削	14次掘削	8次掘削	8次掘削
提案計算法	最大反力 (kN)	266	665	1,240	1,533	1,658	1,318	714
	発生時期	2次掘削	3次掘削	4次掘削	5次掘削	6次掘削	7次掘削	8次掘削
提案計算法/実測値		0.75	1.35	1.33	1.11	1.04	1.05	0.64

		8段目	9段目	10段目	11段目	12段目	13段目
ブロード(kN)		1,950	1,500	2,100	1,850	1,800	1,150
実測値	最大反力 (kN)	2,081	1,539	2,413	2,065	1,495	1,710
	発生時期	10次掘削	10次掘削	12次掘削	12次掘削	13次掘削	14次掘削
提案計算法	最大反力 (kN)	2,012	1,633	2,281	2,076	2,092	1,340
	発生時期	9次掘削	10次掘削	11次掘削	12次掘削	13次掘削	14次掘削
提案計算法/実測値		0.97	1.06	0.95	1.01	1.40	0.78

4. 1 変位と曲げモーメントの比較

変位と曲げモーメントの比較では、提案計算法は変位・曲げモーメントとも比較的良く実測値を再現していると考えられる。

なお、地中連続壁の実測値において、9 次掘削以降 GL-30m 以浅の壁の挙動が背面側に反り返る傾向を示しており計算結果と異なる。ただし、この点については地中連続壁背面で地冷工事が行われており、計測結果の方にこの影響があるものと想定され、現在計測結果を再検討中である。一般には、GL-30m 以浅の地中連続壁が全体的に背面地盤を押上げることが考え難いこと、上段切ばりに圧縮軸力が発生していることなどから、基本的には計算結果の挙動が妥当なものであると考えている。

4. 2 最大切ばり反力の比較

切りばり反力については、全体として実測値を比較よく再現していると考えられる。ただし、1,7,13 段目切ばりの反力が実測値より2〜3割小さい値となっている点については、現場の施工状態について再度確認するとともに、今後他の実測値との比較も踏まえ検討していこうと考えている。

4. 3 提案計算法と対称計算法の比較

変位と曲げモーメントとにおいて、提案設計法は対称計算と比較して明らかに実測値の再現性に対し優れているが、この点については主に以下の理由によるものと考えられる。

- ・提案計算法は静止土圧を基本として壁の変位に応じた土圧の変化を考慮しており、特に任意の位置から主働側あるいは受働側へ変位するときの応力経路と地盤の抵抗を考慮できるため、壁が安易に前後に振れることなく、より実態に応じた挙動を再現するものとする。
- ・提案計算法は、対面側壁の挙動に応じてそれぞれの壁の挙動が影響を受けるものであるため、明らかに異なる壁剛性に対しこれを考慮することでより実態に近い挙動を再現することが出来る。

以上から、今後検討すべき課題は多いものの提案計算法は比較的良く非対称土留めの実測値を再現することから、提案設計法の実用性を確認することが出来たものと考えている。

5. 片側壁の剛性を向上する効果と課題

冒頭でも述べたとおり、大きな偏土圧が載荷される場合や重要構造物に近接する場合には、土留め壁の剛性を向上する対策を講じる場合が多い。また、この場合経済性の観点から、偏土圧が載荷される側、あるいは構造物に近接する側のみ対策を講じることが多い。しかしながら、これまでこのような施工事例や対策効果に関する報告は少なく、片側壁のみの剛性を向上させることによる効果

と課題を確認することは重要である。

そこで、ここでは今回の検討事例からこの効果や課題について考察するとともに、実測値を比較よく再現すると考えられた提案計算法により、偏土圧を受ける場合の効果や課題についても推定した。

5. 1 今回の検討事例からの考察

今回の検討事例では次のことを推定することができた。

(1) 変位 (図.7 の最終掘削時の変位から)

片側を地中連続壁とした左側壁は、両側を地中連続壁として計算した場合(最大変位 13mm)と比較して若干大きな変位(最大変位 18mm)が発生しているが、両側を SMW 壁とした場合(最大変位 27mm)よりも 9mm、1/3 の変位を減少することができる。ただし、片側を地中連続壁とした場合の SMW 壁(最大変位 42mm)は、両側を SMW 壁とした場合(最大変位 27mm)と比較して 15mm、約 5 割の変位増加を起こすものと考えられた。

(2) 曲げモーメント

(図.7 の最終掘削時の曲げモーメントから)

最大曲げモーメントについては、片側を地中連続壁とした地中連続壁および SMW 壁とも、両側を地中連続壁あるいは SMW 壁とした場合と比較して、ほぼ同等の応力状態となっている。ただし、2 番目 3 番目に大きな曲げモーメントの発生する位置では、片側を地中連続壁とした場合の方が両側を同一壁とした場合と比較して小さくなる傾向にある。

5. 2 偏土圧を受ける場合の推定

今回の検討事例では、偏土圧が問題とされる状態ではなく、近接構造物への影響の面から片側の壁の剛性のみを変化させたものであり、偏土圧を受ける場合の荷重伝達などの影響は含まれていない。今後このような対策の活用を検討する上では、また、この特徴を明確にする上で、偏土圧が載荷される場合の挙動を検討しておく必要があると考える。そこで、ここでは提案計算法により、偏荷重を受ける場合を想定して両側土留め壁が同一の場合と片側土留め壁の剛性を向上した場合との挙動を比較した。

比較した土留めの条件は、図.8 に示すように片側の土留め背面にのみ 50kN/m² の上載荷重を有しており、これに伴う偏土圧が作用している。地下水位は、側圧に対する影響を明確にするために考慮していない。解析は、両側の壁に鋼矢板Ⅳ型を用いた場合と偏土圧を受ける側の壁を 10 倍の曲げ剛性にした場合の 2 ケースに対し行った。

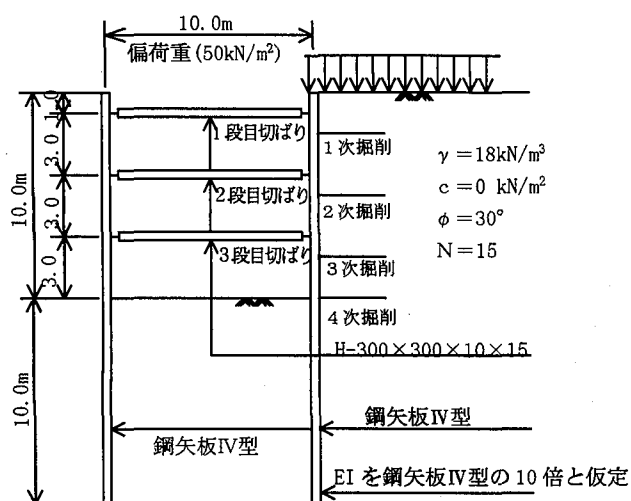


図. 8 偏土圧を受ける土留めの形状と地盤条件

計算条件は、基本的に先に解説した方法を用いており、主働側地盤反力係数は受働側の10倍としている。ただし、偏土圧が作用している場合、壁の変位に関係なく作用する土圧は、図.9 に示すように掘削面以下には受働土圧を超えない範囲で掘削後も掘削前の静止土圧が残留することを仮定した。これは、偏土圧を受けない場合と同様に掘削面以下の静止土圧とすると、実態と違った挙動を起こすこと、過去の計測事例から掘削面以下には掘削後も掘削前の静止土圧が残留している報告⁹⁾から仮定した。

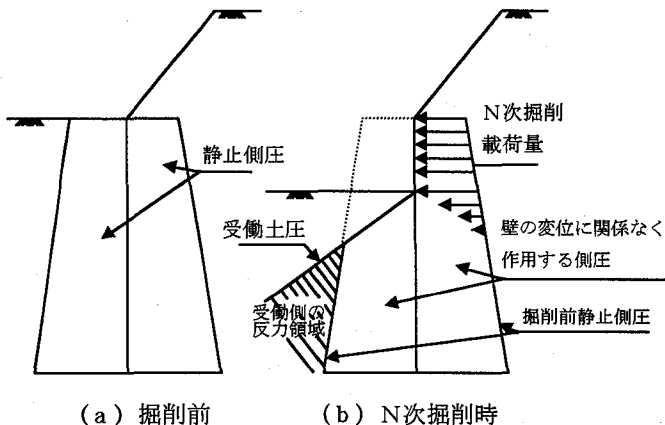


図. 9 掘削面以下の変位に関係なく作用する土圧

両側同一壁の場合と片側壁の剛性を向上した場合との変位の比較を図.10 に、曲げモーメントの比較を図.11 に示す。

これらの結果から、次のことを推定することができた。

(1) 変位

偏土圧を受ける側の壁剛性を向上した場合には、両側を同一壁とした場合と比較して偏土圧を受ける側の変位を減少することが可能である。ただし、対面側の壁は両側を同一壁とした場合と比較して変位が増加する傾向にある。

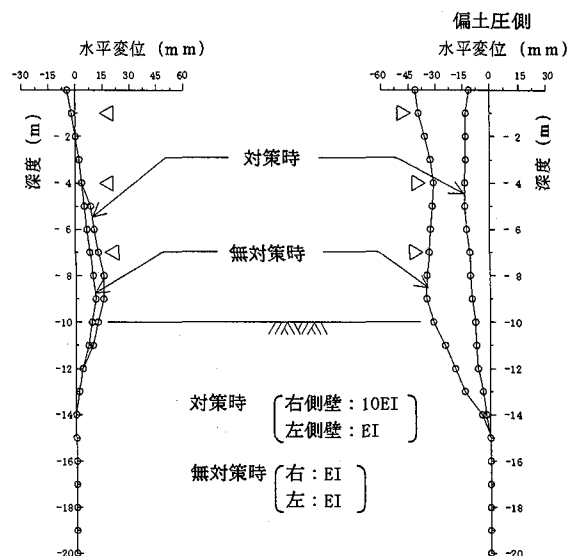


図. 10 片側の壁剛性の変化に伴う変位の比較

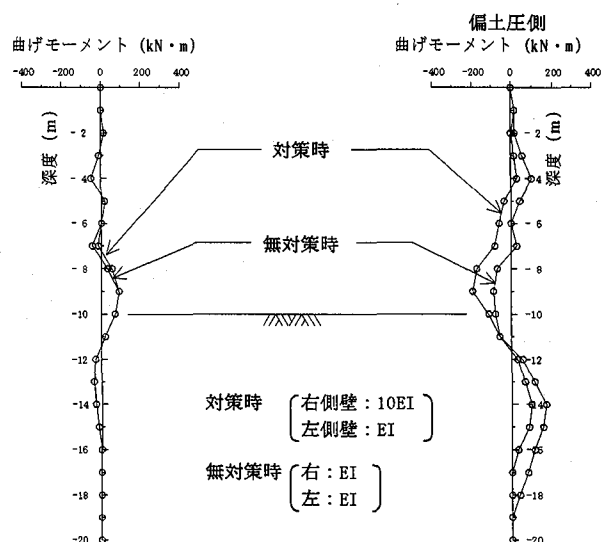


図. 11 片側の壁剛性の変化に伴う曲げモーメントの比較

(2) 曲げモーメント

剛性を向上した側の壁の曲げモーメントは、両側を同一壁とした場合と比較して増加する。

5. 3 片側壁の剛性を向上する効果と課題

5. 1 および 5. 2 の解析の結果から、片側壁を向上する効果と課題について、次のことが推定された。

- 偏土圧を受ける受けないに関わらず、片側壁の剛性のみ向上させることは、一方の壁の変位を減少する上で効果的である。
- ただし、この際剛性を向上しない対面側の壁の変位が両側とも剛性を向上させない場合と比較して、大きくなることに留意する必要がある。
- また、特に偏土圧を受ける場合、偏土圧を受ける側の剛性を向上した壁は、両側の壁とも剛性を向上しない場合と比較して、曲げモーメントが大きくなる

ことに留意する必要がある。

6. まとめと課題

6. 1 まとめ

本報告は以下のようにまとめることができる。

- ・ はりバネモデルを用いて、両側の土留め壁と切ばりを一体としてモデル化し、壁の変位に応じて作用土圧が変化する過程を考慮した計算法を提案した。
- ・ 提案計算法は、片側の壁剛性を向上した非対称土留めの実測値を比較的よく再現し、実用性を確認した。
- ・ 一方の壁の変位を減少する上で、当該壁片側のみでも剛性を向上する対策工は効果的である。
- ・ 片側のみ剛性を上げた場合、剛性を上げない対面壁の変位が増加するので留意する
- ・ 片側壁のみ剛性を上げた場合、偏土圧を受ける場合に剛性を上げた壁の曲げモーメントが増加することに留意する。

6. 2 課題

今後、ここで提案した設計法を実用化していくためには、次の課題に取り組む必要があると考えている。

- ・ さらに多くの実測値との比較を行う。
- ・ 実測値との比較において、主働側地盤反力係数や地盤反力の上限值といった抵抗条件の評価について十分な検討を行う。

また、今回の実測値との検討事例では、実測された現場が壁の剛性のみ異なる非対称土留めであったため、掘削面以下の壁の変位に関係なく作用する土圧は掘削面以下の静止土圧とした。しかしながら、今後偏土圧の影響を大きく受ける土留めを検討する場合には、同様の仮定では1次掘削の段階からこの影響が片側壁に作用し、変位や応力が過大となって実測値を大きく上回るばかりでなく、設計そのものが成り立たなくなる場合もある。特に粘性土の場合には、根入れ先端までこの影響が残留するため、設計が成立しない場合が多いと考える。このよ

うな場合に対し、掘削前の静止土圧が掘削に伴う有効鉛直荷重の減少に関わらず残留するという報告を考慮した例を図9に示したが、今後非対称土留めの設計を行っていく上では、より実態に合った掘削面以下の土圧状態を検討していくことが重要であると考えている。

これらの検討課題に対し、実測値との検証を重ねていく上で逐次報告したいと考えている。

7. おわりに

今回の報告では、重要構造物に近接するため、片側の壁剛性を向上した非対称土留めの計測事例との比較から、はりバネモデルを用いた提案計算法の実用性について述べた。同時に、今後検討すべき課題が多いことも述べたとおりである。

しかしながら、冒頭でも述べたとおり、程度の差はあってもほぼ実際に施工されている多くの土留めが非対称な条件下であることを考慮すると、現行設計での対称土留め計算との整合性から、ここで提案したような計算法は重要であると考えられ、今後さらに実測値との検証から課題に取り組み、実用化していきたいと考えている。

また、今回の施工例でも用いた片側壁の剛性を向上する対策が変位を減少する上で効果的であることを確認したことは、経済性の観点から今後近接施工を計画する上で大きな成果であったと考えている。ただし、本対策工が実施例は多くとも検討事例の報告は少ないため、計測管理を前提として活用していきたいと考えている。

最後に、今後非対称土留めを計画される場合、本報告を参考にされるとともに、その検討結果からご指摘を頂ければ幸甚である。

参考文献：

- 1) 石田雅博、加藤秀章、原隆史：「偏土圧を受ける土留めの設計」、根切り・山留めの設計施工に関するシンポジウム、地盤工学会(1998)