

# 異常降雨が偏圧として作用した山留め架構の実測挙動とその解析

石井 雄輔 宮崎 祐助

## Observation and Analysis of Earth Retaining Structure Subjected to Unsymmetrical Lateral Pressure Due to Heavy Rain

Yusuke Ishii Yusuke Miyazaki

### Abstract

Various factors, such as nearby structures, surcharge, or ground elevation differences, cause unsymmetrical lateral pressure on an earth retaining structure. However, there have been very few studies concerning the behavior of an earth retaining structure with unsymmetrical lateral pressure, and few analytical theories for practical design. The authors observed the behavior of an earth retaining structure subjected to unsymmetrical lateral pressure due to heavy rain. This paper describes the results observed, the remedial measures taken, and the results of numerical studies concerning the case. The following conclusions were arrived at: ① Heavy rain can be a cause of unsymmetrical lateral pressure. ② The analytical method presented is effective for designing earth retaining structures subjected to unsymmetrical lateral pressures.

### 概 要

山留め架構には山留めに近接する構造物や上載荷重、あるいは地表面の高低差などによる種々の偏圧が作用する。しかるに、偏圧が作用した山留め架構の挙動に関する実測事例、解析事例は非常に少なく、また、実用的設計法としての確たる方法の提案もみない。本報では、掘削工事中に、異常降雨によって急増した水圧が偏圧として作用し、山留め架構の挙動が急変した事例を実測データにより確認できたので、その結果と対策、および対面する山留め壁を一体として解析する手法を本事例に適用した結果について報告する。得られた主たる結果は以下のとおりである。① 地表面の傾斜や上載荷重のみならず、異常降雨によっても山留め壁に偏圧が作用する可能性がある。偏圧が過剰な場合には、山留め壁に過大な応力や変形が発生する。② 対面する山留め壁の一体解析は、偏圧が作用する山留め架構の解析手法として有効である。

## 1. まえがき

山留め架構には、山留めに近接する構造物や上載荷重、あるいは地表面の高低差などに起因する種々の偏圧が作用する。切梁工法で山留めをした場合、片方に作用する偏圧は切梁を介して対面する山留め壁に作用することになる。山留め架構には、多くの場合、大小の差はあるものの、このような偏圧が作用すると考えてよい。しかしながら、偏圧が作用した山留め架構の挙動に関する実測事例、解析事例の報告は少なく、実用的な設計法も確立していないのが現状である。

筆者らは、都下における根切り工事中に、異常降雨によって急増した水圧が偏圧として作用し、山留め架構の挙動が急変した事例を実測データより確認することができた。そこで、本論では、まず、この偏圧作用時の山留め架構の実測挙動を異常降雨時の水圧上昇との関係で考察した。次に、同山留め架構の挙動を、風間ら<sup>1),2)</sup>が提案

している「対面する山留め壁の一体解析手法」を用いて解析し、実挙動と解析結果との対比により、その適用性を検討した。

## 2. 工事概要

### 2.1 地盤概要

工事場は、東京の杉並区荻窪地内で、地形的には武蔵野段丘の武蔵野面に位置する。

地層構成は、図-1に示すとおり、上層部には地表面から層厚約3.5~5mのローム層(N値=3)、層厚約4.5mのシルト質砂層(N値=2~6)、層厚約2mの粘土層(N値=5)、層厚約2.5mの砂層(N値=10)が堆積している。また、G.L.-12.5~-14.0m以深の下層部は、層厚約4.5~5.5mの砂礫層(N値=35~50)、層厚約2~5mの固結シルト層(N値=35~50)、層厚5~7mの砂礫層(N値 $\geq$ 50)と続き、以下、調査深度G.L.-31mまでの固結シルト層(N値=30~40)で構成されている。

調査時点での地下水位はG.L.-5m前後であった。

工事場の地盤は、上述したように、ほぼ地表面から関東ロームが堆積しており、掘削の対象地層も工学的に良好な、安定したものといえる。

### 2.2 山留め架構の概要

山留め平面は、図-2に示すように、約49×33mの事務所棟に、約23×21mの駐輪場棟が隣接する形状となっている。山留め断面は図-3に示すとおりであり、1段切梁はH-350×350×12×19を、また2～4段切梁はH-400×400×13×21を使用している。最終根切り深さは、それぞれ17.8mと10.0mで、駐輪場棟の根切りは、事務所棟の地下躯体完成後に行う計画となっていた。

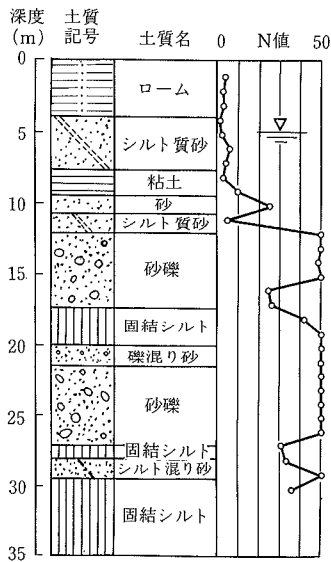


図-1 地盤概要

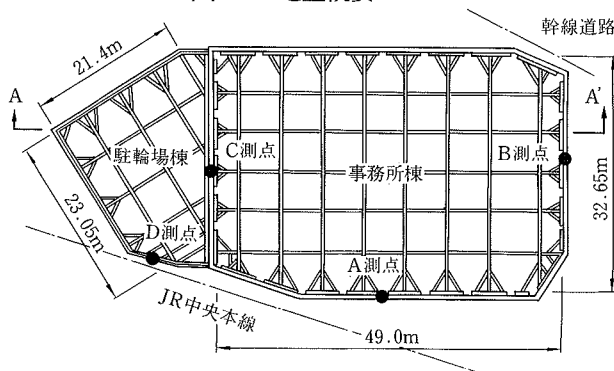


図-2 山留め平面

表-1 計測項目および計器数量

測点	土圧計	水圧計	鉄筋計	挿入式傾斜計
A	3	8	18	1 (30m)
B	3	8	18	1 (30m)
C			27	1 (30m)
D				1 (18m)
合計	6	16	63	4 (108m)

( ) 内の数値は挿入式傾斜計用測定管の長さを示す。

山留め壁には、事務所棟(駐輪場棟との境界部を含む)ではRC地中壁(壁厚:700mm,長さ:31m)を、また、駐輪場棟部ではソイルセメント壁(壁厚:550mm,応力材:H-450×200×9×14@450mm,長さ:18m)を採用した(図-3参照)。

### 2.3 計測概要

工事場は、前述したように地盤状況も良く根切り工事の難易度も高いものではないが、敷地がJR中央線と幹線道路に接すること、および、根切り深さとその時期が異なる工区が隣接して存在することから、約18mの根切りを行う事務所棟工区では、安全を期して計測管理を導入した。計測項目は表-1、および図-4に示すとおりである。測定位置は図-2に併記してあるので参照されたい。なお、事務所棟部と駐輪場棟部の境界となるC測点においては、RC地中壁の壁厚方向のひずみ分布の把握を目的として、従来の背面側、掘削側の測点に加えて、壁厚方向の中央部にも鉄筋計を配置した。

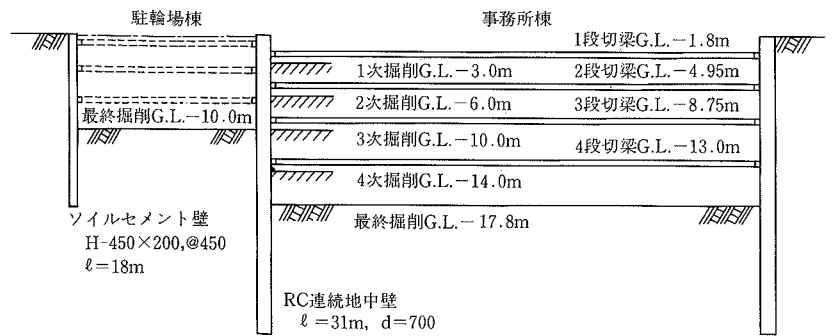


図-3 山留め断面(A-A'断面)

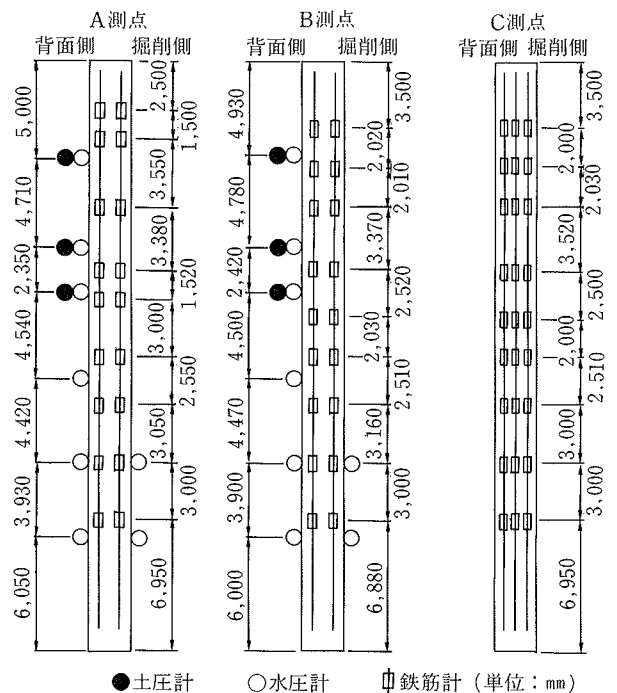


図-4 計測計器配置

### 3. 偏圧による山留めの挙動とその対策

#### 3.1 変状の発生状況

事務所棟工区の根切りは、平成3年6月から着手し、9月中旬には、G.L.-14mまでの4次根切りがほぼ終了していた。この時期の、厳密に言えば、9月19日の実測データに、事務所棟工区と駐輪場棟工区との境界となる山留め壁（C測点）の変形と応力に急変が確認された。

この急変前後の9月18日と9月21日の山留め壁の変形と曲げモーメントの分布を、図-5に示した。9月21日の、左側の山留め壁（C測点）の変形は掘削側に増加し、これに対応して、右側の対面する山留め壁（B測点）は背面側に押し戻されている。

なお、この原因は、以下に述べる同時期の異常降雨によるものである。

#### 3.2 異常降雨時の地下水位

平成3年の8～10月にかけて、都内各地では例年になく降雨日が多く、降雨量も異常といえる量であった。図-6には、東京練馬地内の8～10月の3カ月間の月間平均降雨量と平成3年におけるこの間の降雨量とを比較して示した（気象庁の資料による）が、平成3年8～10月の降雨量は、例年の3～4倍となっている。また、図-7には、平成3年の9月1日から10月15日までの日別の

降雨量を示した。上記C測点の山留め壁の挙動が急増した9月19日には、平年の平均月間降雨量にほぼ等しい210mmという量を記録している。

この時点の事務所棟工区では約14.0mまでの4次根切りがほぼ終了し、4段切梁の架設準備に入っていた。これに対して、隣接する駐輪場棟工区はソイルセメント山留め壁の施工が完了し（平成3年6月）、地表面約50cmがすき取られている状態にあった。このように、山留め壁で仕切られ、舗装面を剥された駐輪場棟工区内では、8月中旬から9月の中旬にかけての多量の降雨が逃げることなく、そのまま地中に集積されていたと言える。こうした状況下において、9月19日の200mmを越す雨量によって、同工区内の水圧は一気に増大したと予測される。

図-8には、9月におけるA測点、およびB測点での水圧の経日変化を示した。A測点は、JR中央線に面している部分で、地表部が鉄道路線の砕石であることから降雨の吸収率が良く、各深度の水圧には、9月13日～21日にかけて顕著な増加が認められる。また、山留め壁の挙動が急変したC測点の対面に位置するB測点では、地表部が舗装されているため降雨の吸収も悪く、水圧増加の傾向はA測点ほど顕著ではない。

一方、山留め壁の挙動が急変したC測点では、山留め壁に作用する駐輪場棟工区内の水圧測定を行っていないが、周囲を止水性の良いソイルセメント山留め壁で仕切られていることから、同工区内の水圧増加は上記AおよびB測点以上であったことが容易に推測される。

ちなみに、9月13日～21日におけるA測点、B測点での

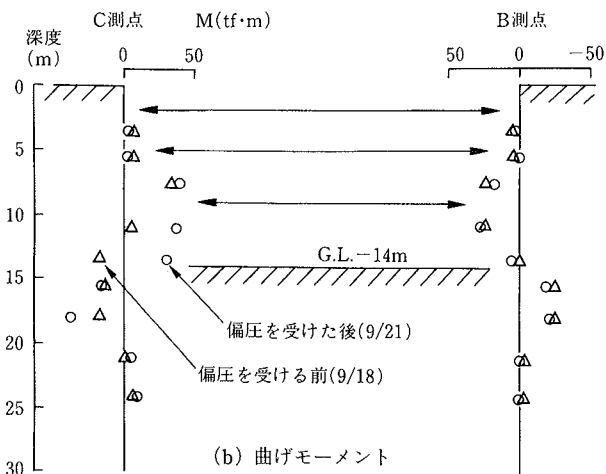
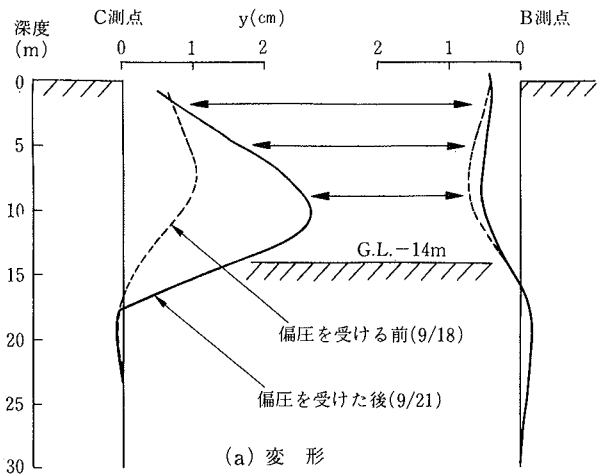


図-5 偏圧による山留め壁の変状

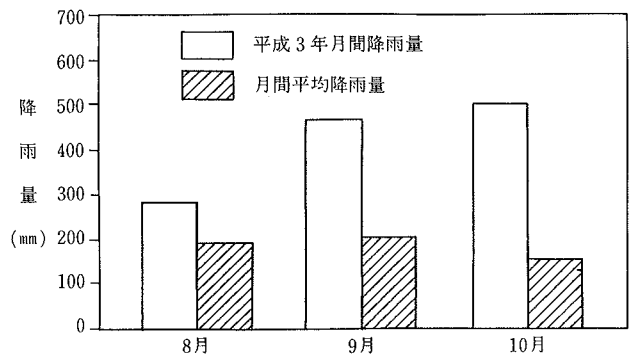


図-6 月間平均降雨量（練馬）

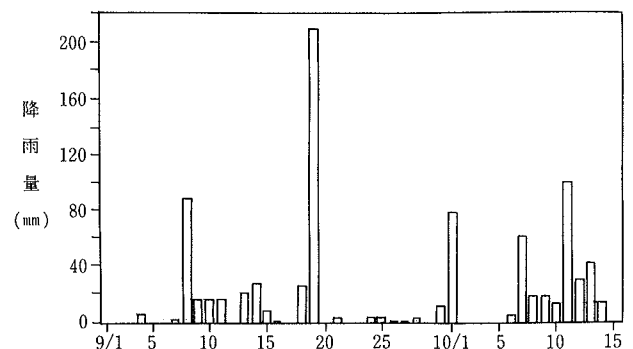


図-7 日別降雨量（練馬）

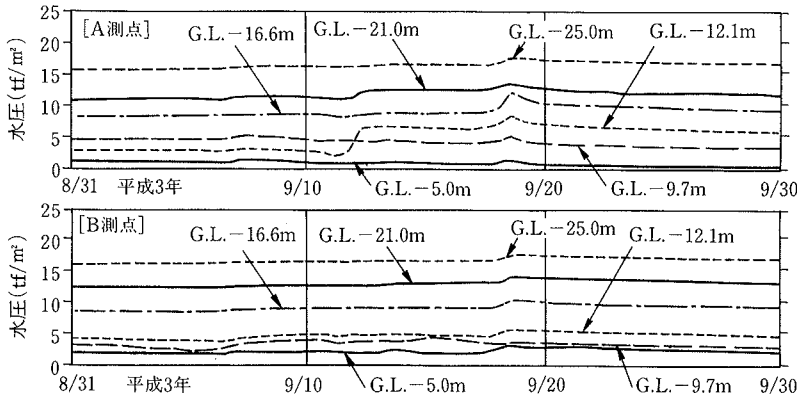


図-8 水圧の経日変化

地下水位の上昇は約2 m（地下水位：約G.L. -3 m）であり，9月25日に急拠設けた駐輪場棟工区内（C測点の背後）の観測井戸ではG.L. -1.0 mに地下水位が確認された。当工事着手時の敷地内地下水位が約G.L. -5 mであったことから，駐輪場棟工区内では集中降雨時には少なくとも4 mの地下水位上昇があったものと推測される。

図-9には，雨水を比較的吸収しやすいA測点（事務所棟工区）の水圧分布図を示した。事務所棟工区の根切り開始直後の水圧分布はG.L. -7.5 m～-9.5 mに存在する粘土層で不連続となる形態を示している。これに対して，多量の雨量が供給された9月21日の時点では，この不連続な状態はみられず，その分布は地下水位面であるG.L. -3 mからほぼ直線的な増加性状を示している。この状況から判断すると，雨水がより吸収しやすい状況下にあった駐輪場棟工区の水圧分布は，先に述べたG.L. -1 m近傍より静水圧の状態にあったものと推定される。

以上から，事務所棟工区と駐輪場棟工区との境界部のRC山留め壁（測点C）の変形および応力が9月19日を境にして急増した（図-5参照）原因は，同時期における異常降雨によるものと判断される。

### 3.3 異常降雨による山留め壁の挙動

図-10には，9月18日～21日における，山留め壁の変形，および曲げモーメントの変化量を，B測点，C測点について示した。

急増した水圧が作用したと判断されるC測点では，山留め壁の変形量が最大約25 mm，曲げモーメントは約45 tf・mも増大している。一方，対面するB測点の山留め壁では，C測点の変形増大の影響を受け，全体的に背面側に押し戻され，曲げモーメントも減少する傾向を示している。なお，C測点の変形増加量に比してB測点の変形減少量が小さくなっているが，これはB測点の背面側の地盤が良好な関東ロームであるため，その地盤反力が大きく寄与したためと判断される。

また，上記の山留め壁の変形性状の変動に対応して，切梁軸力の実測値も9月19日を境に急増しており，3段切梁の軸力は1本当たり51 tfから123 tfと72 tfも増大した。3段切梁のバネ定数（約2,960 tf/m/m）に3段切梁位置の山留め壁の相対変形量（片側約6 mm），および切

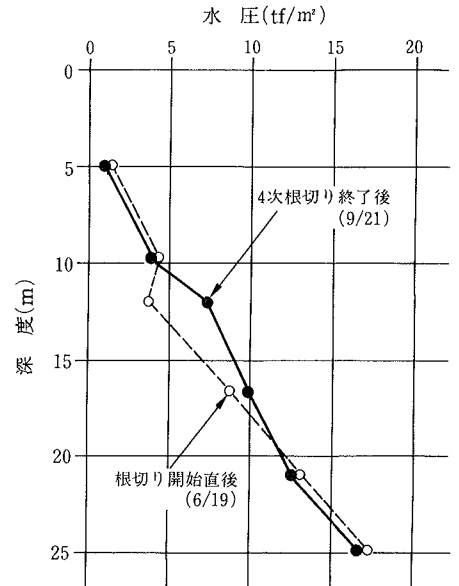


図-9 水圧の深さ方向分布（A測点）

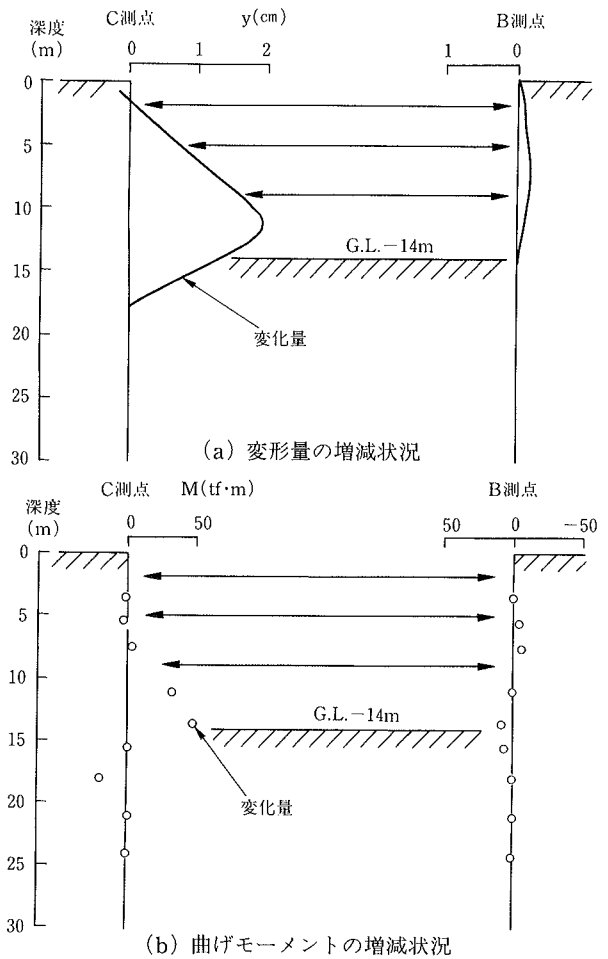


図-10 偏圧による山留め壁の変化量

梁の分担幅（約5 m）を乗ずると約89 tfとなり，3段切梁軸力の実測増加量をほぼ説明することができる。

図-11には，山留め壁の挙動が急変した前後の，B測点，C測点の鉄筋応力の深さ方向分布を示した。B測点では深さ方向各測点の引張り側応力と圧縮側応力はほぼ同

じ値を示し、またその値も  $200 \text{ kgf/cm}^2$  以下となっている。これに対して、C 測点では深さ 11 m, 18 m 付近で引張り側応力が急増し、圧縮側応力を大きく上回っている。以上から、これらの断面ではコンクリートに引張りき裂が生じ、また曲げ剛性も低下していると判断される。

C 測点で測定した山留め壁の壁厚方向の鉄筋応力分布を図-12に示す。同図から、深さ 11 m, 18 m では、明らかに中立軸が圧縮側に移動しているが、平面保持の状態は保たれていることがわかる。一方、引張り応力と圧縮応力がほぼバランスしている他の測点では、ほぼ壁厚中央部が中立軸となっていることがわかる。

### 3.4 増加水圧に対する対策とその効果

事務所棟工区の根切りは、集中降雨時には、最終床付けまで約 3.8 m の根切りを残しており、駐輪場棟工区との境界にある RC 山留め壁の状況を考えると、そのままの状態で行工を進めるには問題があった。そこで、4 段

切梁の架設後、境界部の山留め壁に大きな影響を与えないよう対面する B 測点側から根切りを行うとともに、この間に駐輪場棟工区のほぼ中央部に、直径 400 mm、深さ 16 m のディープウェルを設置し、駐輪場棟工区の地下水位を G.L. -6 m 前後まで下げることとした。ディープウェルでの揚水量は、初期の段階で  $14\sim 15 \text{ m}^3/\text{hr}$ 、その後は  $4\sim 5 \text{ m}^3/\text{hr}$  程度であった。このディープウェルでの揚水は顕著な効果を発揮し、図-13に示す通り、C 測点での変形と応力は集中降雨前の 9 月 18 日時点の状態に復帰した。一方、対面する B 測点では、背面側に押し戻されていた状態が解放され、再度根切り場内側に変形が最大約 12 mm 移行している。

これらの結果より、両工区境界部の山留め壁の変形は上記集中降雨による急激な水圧の増大によって生じたことが再確認された。

以上、当工事のようにそれぞれを止水性山留め壁で仕切った複数の工区を時期を変えて根切りする場合、その境界部の山留め壁には過剰な水圧が作用することがあり、山留め架構には過剰な水圧が働くと危険性があることが認識された。山留めの設計および施工に当たっては、これらの事項も十分検討しておくことが必要であろう。

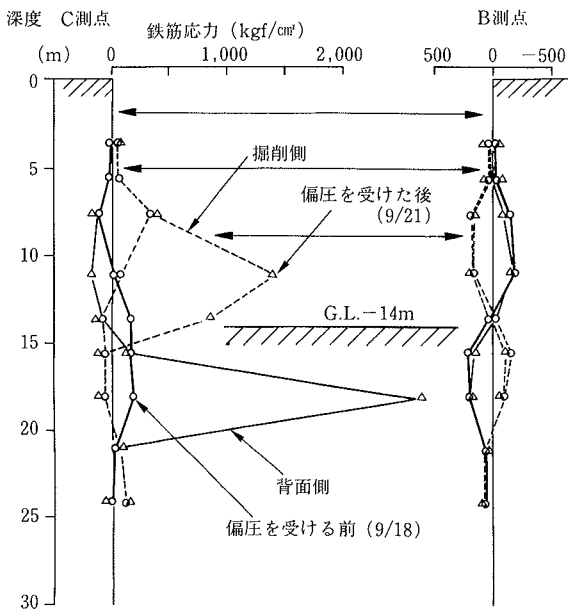


図-11 偏圧による鉄筋応力の変化

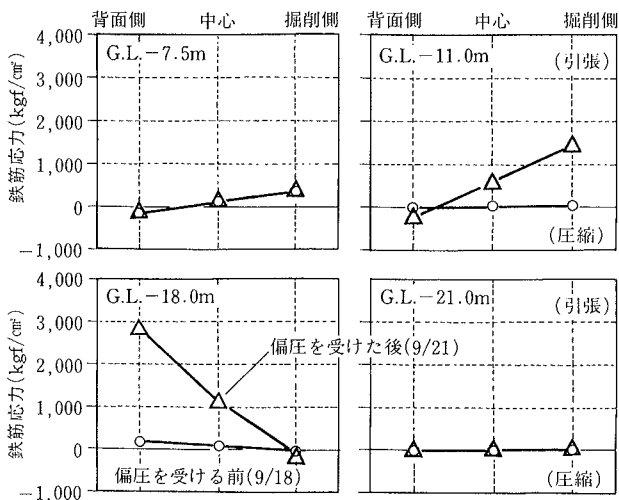
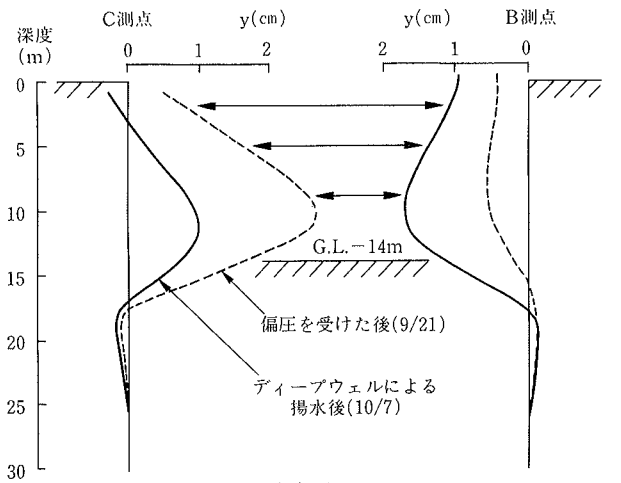
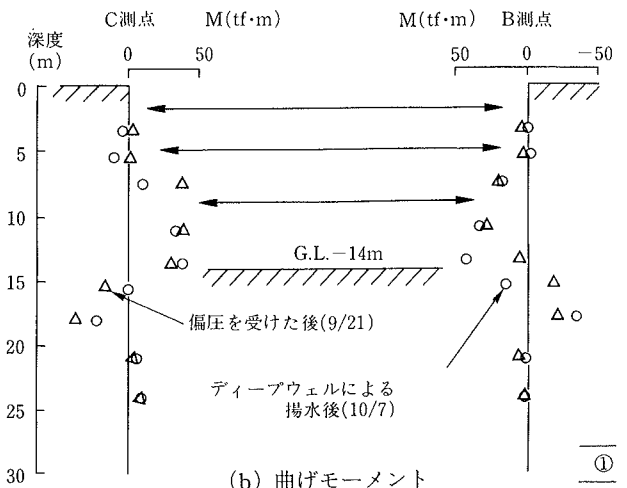


図-12 壁厚方向の鉄筋応力分布



(a) 変形



(b) 曲げモーメント

図-13 ディープウェルによる揚水の効果

### 4. 対面する山留め壁の一体解析

#### 4.1 解析手法の概要

上記の偏圧を受けた山留め架構の挙動を、風間らが提案している解析手法<sup>1),2)</sup>を用いてシミュレートした。この手法は、一般の山留めの設計に用いられている梁・バネモデル<sup>3)</sup>を適用した  $E_s - y$  法を発展させたモデルで、以下の特徴を有している。

- ① 切梁軸力を介して対面する山留めの挙動を一体解析できる。
- ② 地盤反力を変位の関数として与えることにより、地盤の非線形性を考慮できる。
- ③ 引張りき裂の発生に伴う、RC 山留め壁の曲げ剛性の低下を考慮できる。

風間らは、図-14に示した解析モデルにおいて、各層の基本方程式を根切り底以浅では(1)式で、同以深では(2)式で与えている。なお、根切り底以浅でも、山留め壁が背面側に押し戻され、背面地盤の反力が作用する場合には(2)式を適用している。基本方程式中、添字 L は左壁を示しているが、右壁の基本方程式も、両式において、L を R に置き換え与えられる。

<根切り底以浅>

$$EI_{Ll}(M_{Ll}) \frac{d^4 y_{Ll}}{dx_{Ll}^4} = a_{Ll} \cdot x_{Ll} + b_{Ll} \quad \dots\dots(1)$$

<根切り底以深>

$$EI_{Ls}(M_{Ls}) \frac{d^4 y_{Ls}}{dx_{Ls}^4} + P_{Ls}(y_{Ls}) = a_{Ls} \cdot x_{Ls} + b_{Ls} \quad \dots(2)$$

ここで、 $x$ ：層上端からの深さ、 $y$ ： $x$ における変位、 $EI(M)$ ：山留め壁の曲げ剛性、 $M$ ：層上端での曲げモーメント、 $P(y)$ ：地盤反力、 $ax+b$ ：側圧、である。

上式は、以下の境界条件・連続条件を設定することに

より解が得られる。なお、地盤反力および山留め壁の曲げ剛性に非線形性状を導入しているため、解析条件として与えた  $P(y) - y$  関係、および  $EI(M) - M$  関係を満足するまで収斂計算を行う必要がある。

- ① 山留め壁の頭部および先端での境界条件
- ② 各層境界における変位、変形角、曲げモーメントおよびせん断力の連続条件
- ③ 対面する山留め壁の挙動を連動させる切梁位置でのせん断力の連続条件

#### 4.2 解析条件

解析に用いた山留め断面を図-15に示す。なお、山留め壁頭部、および先端の境界条件は自由とした。

B 測点、C 測点側の地盤の層分割、および分割した各層の 1 cm 変形時の変形係数 ( $E_{s1}$ ) は、それぞれ図-15中に示すとおりとした。なお、地盤の変形係数に関しては、図-16に示す形状<sup>2),4)</sup>で非線形性を考慮した。

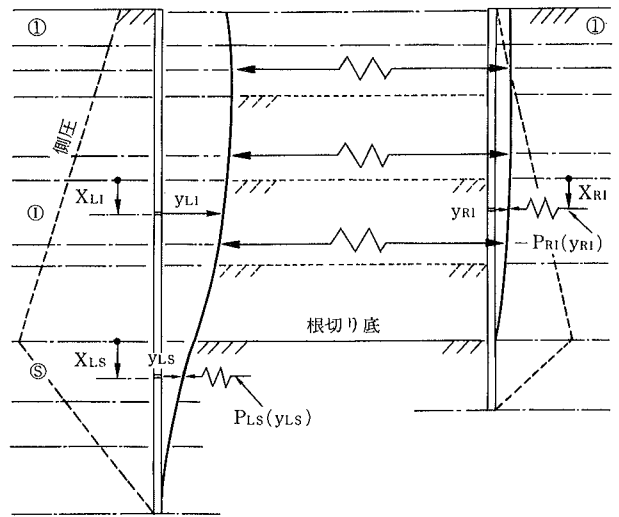


図-14 解析モデル

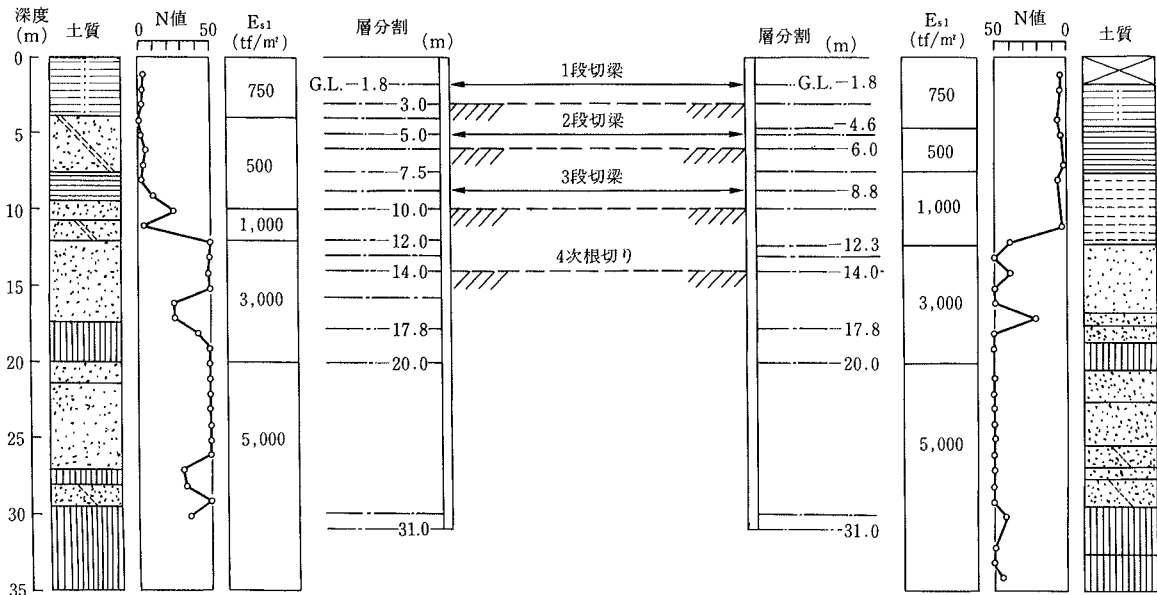


図-15 解析断面および地盤定数

RC 山留め壁 (壁厚: 70 cm, 施工深さ: 31 m) の曲げ剛性は、コンクリートの引張りき裂を考慮した断面計算結果に基づき、曲げモーメントの関数として図-17のとおり定めた。なお、計算に用いた材料定数は以下のとおりである。

- コンクリート: 圧縮強度  $cF_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- 引張強度  $cF_t = 36 \text{ kgf/cm}^2$
- ヤング率 「建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」
- 鉄筋: 圧縮, 引張強度  $sfc = sft = 3,500 \text{ kgf/cm}^2$
- ヤング率  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

各切梁の断面は 2.2 節に示したとおりで、導入したプレロード量は 1 段切梁で 3.6 tf/m, 2, 3 段切梁では 7.1 tf/m である。

また、解析における側圧は図-18のように定めた。ここで、B 測点側は実測側圧であり、C 測点側での異常降雨以後の側圧は、前述のように測定していないため、その直後 (第 4 次根切り) に測定された地下水位 G.L. -1.0 m から静水圧が作用していると仮定して設定した。

### 4.3 解析結果

図-19には、3 次根切り完了時、および偏圧を受けた後 (9 月 21 日) における、山留め壁の変形、および曲げモーメント分布の実測値と計算値とを対比して示した。なお、偏圧を受けた後の結果に関しては、山留め壁の引張りき裂を無視した場合の計算値 (破線) も併記した。

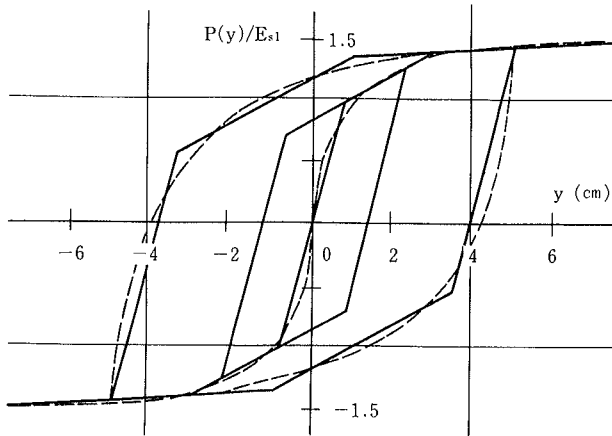


図-16 P (y) ~ y 関係

3 次根切り時の山留め壁の変形、および曲げモーメントの実測値は、相対する山留め壁ではほぼ等しい対称な形状を示しているが、計算結果も実測の性状とよく一致している。一方、偏圧が作用したと考えられる 9 月 21 日には、C 測点側の実測変形が B 測点側に比して大きく現れており、B 測点側ではわずかではあるが押し戻される傾向にある。解析結果はこのような山留め壁の変形状を定性的にも定量的にもよく再現している。

また、変形の増大ともなつて C 測点では曲げモーメントが増加しているが、解析結果もこれとよい対応を示しており、本解析手法を用いて、偏圧を受けた山留め架構の実測挙動を十分説明できることが明らかになった。

図-19において、山留め壁の引張りき裂を考慮した解析結果 (弾塑性) と、これを無視した解析結果 (弾性) とを比較すると、前者の方が変形量は大きく、逆に曲げモーメントは小さい結果を与えている。この傾向は、山留め壁に引張りき裂が発生すると曲げモーメントはほとんど変化しないにも拘らず、変形が増大するという実測性状とよい対応を示しており、山留め壁に引張りき裂の発生が想定されるような場合には、これを考慮することの必要性が認められる。

図-20には、9 月 21 日の時点における、実測鉄筋応力分布と上記計算値を対比して示した。偏圧が作用した後の C 測点側の鉄筋の引張り応力の実測値は、G.L. -11

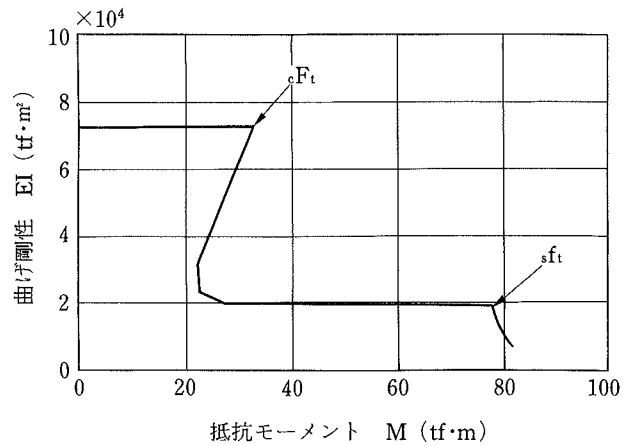


図-17 EI (M) ~ M 関係

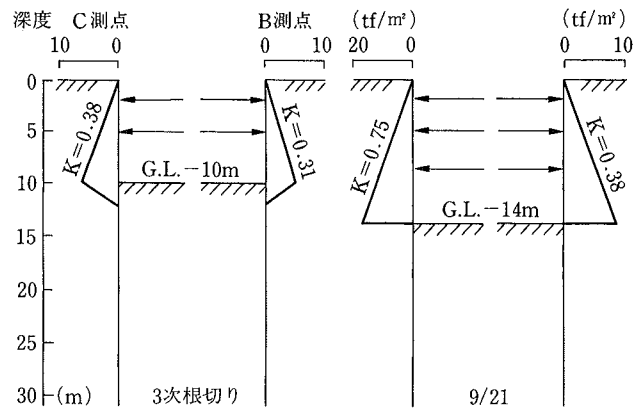
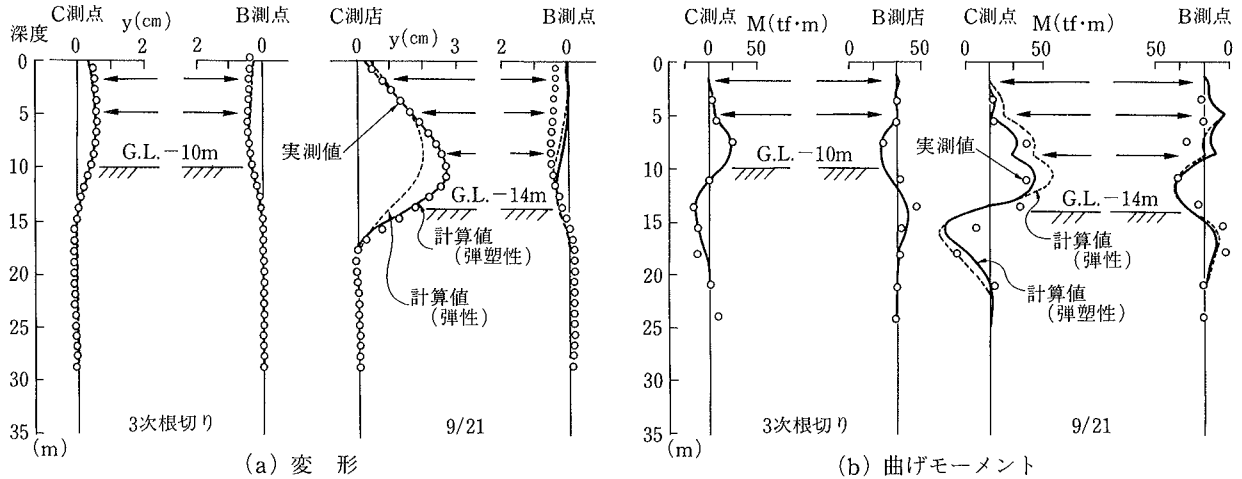


図-18 側圧分布



図一十九 実測結果と解析結果の比較

m および -18 m 近傍で  $1,000 \text{ kgf/cm}^2$  以上に達している。これらの値は、山留め壁の引張りき裂を考慮した計算値とよく一致しており、コンクリートの引張りき裂の発生、およびその後の鉄筋応力を解析的に算定できることが明らかになった。

なお、本手法では山留め壁の曲げ剛性を各分割層内で一定として解析しているため、き裂の発生が想定される位置では予め層を細分割しておくなど、実際の条件に近づける工夫が必要である。

以上、本手法を用いた解析結果は、偏圧を受けた山留め壁の実測挙動を、引張りき裂の発生に伴う山留め壁の断面剛性の低下を含めてよく再現しており、実用的な設計法としての本手法の有効性が確認されたと考える。

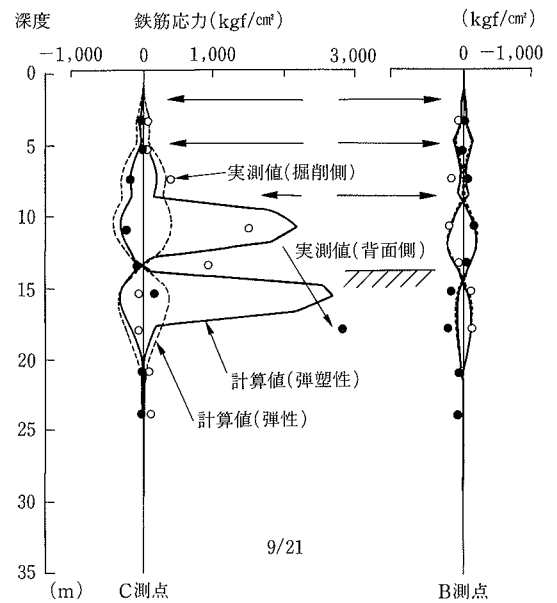
### 5. 結語

山留め架構に作用する偏圧は、一般的に、傾斜地や地表面に高低差がある場合に対象となるが、本論での事例より、異常降雨時においても、その水位上昇に伴う水圧が偏圧として山留め架構に作用する可能性があり、その結果、山留め壁には過大な変形や応力が発生することが明らかになった。

さらに、対面する山留め壁の一体解析手法を用いた解析結果は、上記の山留め架構の実測挙動とよく対応しており、偏圧が作用する山留め架構の実用的な設計法としての同手法の有効性が確認された。また、これらの解析には、地盤反力の非線形性状、および山留め壁の曲げ剛性の弾塑性性状を十分評価し、導入する必要性も認められた。

### 謝辞

本事例の解析には、早稲田大学理工学研究所風間研究室で開発された解析プログラムを使用した。プログラムを提供して頂き、さらに解析にあたって貴重なご助言を頂いた風間 了教授に深く感謝致します。また、解析作業にご協力頂いた関係各位にはここに記して感謝致します。



図一二十 鉄筋応力の比較

### 参考文献

- 1) 古藤田, 風間, 秋葉, 小川: 偏土圧が作用する山留めの解析例について, 第20回土質工学研究発表会発表講演集, p. 1227~1230, (1985. 6)
- 2) K. KOTODA, S. KAZAMA, H. OGAWA, K. KATO: Behavior of Earth Retaining Structure for Excavation Subjected to Non-symmetrical Lateral Loading, 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, p. 539~544, (1990)
- 3) 山肩, 吉田, 秋野: 掘削工事における切バリ土留め機構の理論的考察, 土と基礎, Vol. 17, No. 9, p. 33~45, (1969. 9)
- 4) 古藤田, 風間, 宮原: 土の非線形性状とコンクリートのキレツによる壁の剛性低下を考慮したRC山どめ解析 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 2055~2058, (1978. 9)