偏圧が作用する山留め架構の実測挙動とその解析

BEHAVIOR OF THE EARTH RETAINING STRUCTURES ACTED UPON BY UNSYMMETRICAL LATERAL PRESSURE AND A METHOD OF ANALYZING THIS BEHAVIOR

宮崎 祐助*, 風間 了**, 村田 淳也***
Yusuke MIYAZAKI, Satoru KAZAMA and Junya MURATA

This report proposes an analytical method for earth retaining structures subjected to unsymmetrical lateral pressure during excavation.

The analytical method we propose is based on the beam-spring model which is widely used to design shoring. This method allows integrated calculation of the interaction of opposing retaining walls through the medium of the struts, taking account of the continuity condition of the shearing force in the strut positions.

This report includes a detailed description of this analytical method and the results of a verification study conducted using an actual earth retaining structure subjected to unsymmetrical lateral pressure during excavation.

Keywords : *dracing, unsymmetrical lateral pressure, analysis, monitoring*
山留め, 偏圧, 解析, 計測

1. まえがき

山留め架構には、山留めに隣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。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。このように、山留め架構には、多くの場合、大小の差はあるものの、偏圧が作用すると考えてよい。一方、偏圧が作用した山留め架構の挙動に関する事例、またその解析事例、さらに実用的設計法の提案は極めて少ない現状にある。

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、本研究では、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解析を、本論で提示する対面する山留め壁の一体解析方法で行い、その実挙動を解析値との対比により検討した。

2. 本論で対象にした工事場の地盤、山留め架構および計測の概要

上記工事場は、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、以下のとおりである（図—1）。

本地盤の上層部には、地表面から、層厚約 3.5～5 m のローム層（ N 値 ≈ 3 ）、層厚約 4.5 m のシルト混り砂層（ $N \approx 2 \sim 6$ ）、層厚約 2 m の粘土層（ N 値 ≈ 5 ）、層厚約 2.5 m の砂層（ N 値 ≈ 10 ）が堆積している。また、G.L. -12.5～-14.0 m 以深の下層部は、層厚約 4.5～5.5 m の砂礫層（ N 値 $\approx 35 \sim 50$ ）、層厚約 2～5 m の固結シルト層（ N 値 $\approx 35 \sim 50$ ）、層厚 5～7 m の砂礫層（ N 値 ≥ 50 ）と続き、以下調査深度 31 m までの固結シルト層（ N 値 $\approx 30 \sim 40$ ）で構成されている。調査時点での地下水位は G.L. -5 m 前後であった。

山留め平面は、図—2 に示すように、約 49×33 m の事務所棟に、約 23×21 m の駐輪場棟が隣接する形状となっている。根切り深さは、それぞれ 17.8 m と 10.0 m で、駐輪場棟の根切りは、事務所棟の地下躯体完成後に

* (株)大林組技術研究所 研究室長・修士(工学)

** 早稲田大学理工学研究所 教授・博士(工学)

*** 早稲田大学大学院理工学研究科 大学院生・学士(工学)

Chief Research Engineer, Obayashi Corporation Technical Research Institute, M. Eng.

Prof., Science and Engineering Research Laboratory, Waseda Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Science and Engineering, Waseda Univ.

図一1 ボーリング柱状図

図一2 山留め平面図

図一3 山留め断面図 (A-A' 断面)

行う計画となっていた。

山留め壁 (図一3) には、事務所棟で RC 地中壁 (壁厚: 700 mm, 長さ: 31 m) を、また駐輪場棟部ではソイルセメント壁 (壁厚: 550 mm, 応力材 (芯材): @450 mm, H-450×200×9×14, 長さ 18 m) を採用した。

工事場は、上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、また、根切り深さとその時期が異なる工区が存在することから、事務所棟工区 (根切り深さ: 17.8 m) では、安全を期して計測管理を導入した。主要な計測項目を下記に、またその詳細を表一1 および図一2, 4 に示した。

<計測項目>

① 山留め壁に作用する側圧と水圧

② 山留め壁の鉄筋応力

③ 山留め壁の変形

④ 切梁軸力

⑤ 周辺地盤の沈下

3. 異常降雨時の水圧上昇と山留め壁の実測挙動

平成 3 年 9 月、本根切り工事中において、異常降雨によって急増した水圧が片側の山留め壁に偏圧として作用し、対面する山留め架構全体が水圧作用方向に移動した。そこで、以下には、この偏圧 (水圧) 作用時の実測挙動と異常降雨時の地下水位上昇との関係について考察する。

3.1 異常降雨時の地下水位、水圧

事務所棟工区の根切りは、平成 3 年 6 月から着手し、

表一 測定項目および計器数量一覧

測 点	土圧計	水圧計	鉄筋計	挿入式傾斜計
A	3	8	1 8	1 (30m)
B	3	8	1 8	1 (30m)
C			2 7	1 (30m)
D				1 (18m)
合 計	6	1 6	6 3	4 (108m)

() 内の数値は挿入式傾斜計用測定管の長さを示す。

図—4 計測計器の配置

9月中旬には、G.L. -14 m 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時（測点C）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、6に示した。

9月21日の、左側の山留め壁（測点C）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（測点B）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。

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。都下清瀬市内の観測井戸では約6 mの地下水位の上昇が確認されている。

図—7には、東京練馬地内の8～10月の3ヵ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—8には、本工事場における平成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が、上記測点Cの山留め壁の挙動が急増した9月19日には、平年の平

図—5 偏圧による山留め壁の急変状況（変形）

図—6 偏圧による山留め壁の急変状況（曲げモーメント）

均月間雨量にはほぼ等しい210 mm 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14.0 m 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50 cmがすき取られている状態にあった。このように、特に、舗装面が剥がされ山留め壁で仕切ら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。特に、9月19日の200 mmを越す雨量によって同工区内の水圧は一気に増大したことが、十分予測される。

図—9には、9月におけるAおよびB測点（図—2）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碎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

図-7 月間平均降雨量 (8~10月)

図-8 日別降雨量 (平成3年9/1~10/15)

図-9 水圧の経日変化図

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、同工区内の水圧増加は、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、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。

さらに、地下水位上昇の面からみると、9月13日~21日におけるA測点、B測点での地下水位の上昇は約2m (通常地下水位: 約 G.L. -3m) であった。そこで、これらを考慮して、9月25日に急拠、駐輪場棟工区内 (C測点の背後) に観測井戸を設け、地下水位を観測した。その水位は、当工事着手時の敷地内地下水位、約 G.L. -5m に対し、約 G.L. -1m にあり、集中降雨時には少なくとも4mの上昇があったものと推測される。

図-10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. -7.5m~9.5m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. -3m 位置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

図-10 A測点における水圧分布の変化

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内の水圧分布は、先に述べた G.L. -1m 近傍より、静水圧の状態にあったものと推定される。

以上、先に図-5, 6に示したように、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、急増した原因としては、同時期における異常降雨によるものと判断される。

3.2 異常降雨による山留め壁の挙動

図-11には、B, C測点 (図-2) における、9月19日を境として急変した前後の実測データから求めた、そ

の変形および曲げモーメントの増分量を示した。

前項で述べたごとく、駐輪場棟工区内に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、また曲げモーメントが約45 t・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。また、B測点の押し戻され量は、C測点の変形増加量に比して、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状態の変動に対応して、実測の切梁軸力も9月19日を境に急増しており、その3段切梁の軸力は山留め壁の幅1 m当たり9.1 tから22.0 tと約13 tも増大した。3段切梁にはH-400×400×13×21を使用しており、その切梁ばね定数を算定すると、約1500 t/m/mとなる。そこで、このばね定数に3段切梁位置の両側の壁の相対変形増加量、約13.0 mmを乗ずると、約20 t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-12には、山留め壁の挙動が急変した前後の、B、C測点の鉄筋応力の分布を示した。

B測点の場合、深さ方向各測点の引張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 kg/cm²

図-11 偏圧による山留め壁の変化量

以下となっている。これに対して、C測点では、深さ11 m、14 m および 18 m の3測点で引張側応力が急増し、圧縮側応力を大きく上回っている。これより、この部分での断面ではコンクリートに引張り亀裂が生じ、また曲げ剛性も低下しているものと判断される。なお、これらの詳細な検討は、後述する5章で行っている。

3.3 増加水圧に対する対策とその効果

ここでは、上記の水圧の急増による山留め壁の変形・応力増に対して、当工事で対処した対策とその効果の概要について述べる。

事務所棟工区の根切りは、上記集中降雨時には、最終5次根切りまで、根切り深さ約3.8 m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、そのままの状態では工事を進めるには問題があった。そこで、同山留め壁にさら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排水量は、初期の段階で14~15 m³/hr、その後は4~5 m³/hr程度であった。このディープウェルでの排水は顕著な効果を発揮し、図-13に示すとおり、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二つ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

図-12 偏圧による山留め壁鉄筋応力の変化

図-13 ディープウェルでの排水による効果

り、山留め架構としては偏圧力が働くことにもなるので、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する必要性が認められる。

4. 対面する山留め壁の一体解析方法

本論で提示する実用的解析方法では、一般の山留めの設計に用いられている梁・ばねモデル¹⁾を適用した Es-y 法^{2),3)}を発展させ、切梁軸力を介して対面する山留めの挙動を一体解析している。また、本解析方法^{4)~7)}の仮定条件および特徴は以下のごとくである。

- ① 地盤および山留め壁を、地盤状態および側圧等を考慮して、層分割する
- ② 各層の地盤反力は、変位の関数として与え、tri-linear curve に置換する
- ③ 各層の山留め壁の曲げ剛性は、山留め壁に発生する曲げモーメントの関数として与える
- ④ 対面する山留め壁間に架設される切梁は、ばねに置換する
- ⑤ 山留め架構に作用する各層の側圧は、1 次関数で与える

4.1 基本方程式とその解法

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。なお、同基本方程式中、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>

図-14 解析モデル

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

<根切り底以深>

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

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、 $a \cdot x + b$: 側圧である。

また、(2) 式中の地盤反力 $P(y)$ は、後に示すが、解析時には、tri-linear curve として計算に導入している。したがって、(2) 式の $P(y)$ は下式に変換できる。

$$P_{Ls}(y_{Ls}) = p_{Ls} \cdot y_{Ls} + q_{Ls} \dots (3)$$

ここで、 p, q : 任意定数である。

(3) 式を (2) 式に代入し、各層内では EI および p, q を一定とすると、(1) 式および (2) 式の一般解は、以下のように求められる。

<掘削底面以浅: i 層>

$$y_{Li} = R1_{Li} x_{Li}^5 + R2_{Li} x_{Li}^4 + R3_{Li} x_{Li}^3 + R4_{Li} x_{Li}^2 + R5_{Li} x_{Li} + R6_{Li} \dots (4)$$

<掘削底面以深: s 層>

$$y_{Ls} = \exp(\beta_{Ls} x_{Ls}) (A_{Ls} \cos \beta_{Ls} x_{Ls} + B_{Ls} \sin \beta_{Ls} x_{Ls}) + \exp(-\beta_{Ls} x_{Ls}) (C_{Ls} \cos \beta_{Ls} x_{Ls} + D_{Ls} \sin \beta_{Ls} x_{Ls}) + (E_{Ls} x_{Ls} + F_{Ls}) \dots (5)$$

$$\beta_{Ls} = \sqrt{\frac{p_{Ls}(y_{Ls})}{4 EI_{Ls}(M_{Ls})}} \dots (6)$$

上式の、任意定数、 $R1 \sim R6$ および $A \sim F$ は、以下

の条件より決定する。

- 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

上記③の切梁位置でのせん断力の連続条件は, 以下のようにならされる (図-15)。

j 次根切り時の切梁軸力 (N_j) は, a) 前根切り段階の切梁軸力 (N_{j-1}) および b) 対面する両側の壁の切梁位置

図-15 切梁位置でのせん断力の連続条件

での前段階からの変位増分による切梁軸力の増加量によって, 下式のごとく計算される。

$$N_j = N_{j-1} + K(L\delta_j + R\delta_j) \quad (7)$$

ここで, K は切梁のばね定数, また, $L\delta_j$, $R\delta_j$ は左側および右側の切梁位置における, $(j-1)$ 次根切り時から j 次根切り時に移行したときの山留め壁の変位の増加量である。

上記の切梁軸力より, 左右の山留め壁の切梁位置におけるせん断力の連続条件は (8) 式で与えられる。

$${}_LQ_{ji} = {}_LQ_{ju} + N_j, \quad {}_RQ_{ji} = {}_RQ_{ju} + N_j \quad (8)$$

ここで, Q_{ji} , Q_{ju} は, 切梁位置の下部および上部でのせん断力である。

上記の解法では, 地盤反力および曲げ剛性に非線形性状を導入しているため, 解が一義的に求められない。そこで, 実際の数値計算では, 各層において, 仮定した地盤反力 (p) と計算変形 (y) が, また仮定した曲げ剛性 (EI) と計算曲げモーメント (M) が, 解析条件として与えられた p - y および EI - M の関係を満足するまで, 二重の収れん計算を行い, 解を求めている。

4.2 地盤反力

本研究における (2) 式の地盤反力項には, 多数の杭の水平交番載荷試験により求めた, 下記の非線形性状を導入している。なお, この非線形性状は地盤種別などに大きく影響を受けないことが確認されている^{8)~10)}。

杭の水平載荷試験結果より統計的に求めた, 処女載荷時の水平地盤反力係数 (K_H) の非線形性状は (9) 式, また除荷時および再載荷時 (以下, 履歴荷重時) の折り返し点の座標を原点とした同性状は (10) 式で評価される。両式の k_m は, 変位 $y=1.0$ cm 時の k_H である。

<処女荷重時>

$$\frac{K_H(y)}{K_m} = \frac{1}{(0.35 \times y^2 + 0.6 \times y + 0.05)^{0.5}} \quad (9)$$

<履歴荷重時>

$$\frac{K_H(y)}{K_m} = \frac{1}{[0.35 \times (y/2)^2 + 0.6 \times (y/2) + 0.05]^{0.5}} \quad (10)$$

図-16(a) には, (9), (10) 式より求めた, $p(y)/E_{s1}$ - y 曲線 ($E_{s1} = k_m \times B$, B : 山留め壁の幅) を破線で示した。この曲線を実線のように tri-linear 曲線に置換し, 根切り底以深の地盤反力に導入している。

一方, 根切り底以浅部の地盤反力は, その変形が過去の掘削側の最大変形以上になると発揮されないため, 図-16(a) の下半分の曲線, すなわち同図 (b) の実線を導入している。

4.3 山留め壁の断面性能

(1) および (2) 式の曲げ剛性 (EI) には, 抵抗モー

a) 根切り底以浅

b) 根切り底以深

図-16 $P(y)/E_{s1} \sim y$ の関係

メント (M) に応じた値を導入しているため, その EI - M 関係を解析的に求めておく必要がある。

以下には, 次項で検討する RC 山留め壁の場合を例に取り, 本論での EI - M 関係の解析方法^{3), 11)} について示す。

また, この解析条件は以下のとおりであるが, この解析の特徴としては, 特に, コンクリートの引張強度 (圧

縮強度の0.15倍)¹²⁾を評価しているため、 $EI-M$ 曲線が連続の曲線として求められることである。

＜解析条件＞

- ① 山留め壁断面におけるひずみ分布：平面保持とする
- ② コンクリート、鉄筋の応力-ひずみ曲線：完全弾塑性
- ③ コンクリートの引張強度： cF_c 、同引張強度： $cF_t = 0.15 \cdot cF_c$
- ④ 鉄筋の圧縮および引張強度： $c f_c = c f_t$
- ⑤ 山留め壁断面の曲げ剛性： $EI = M/\phi$ 、 M ：抵抗モーメント、 ϕ ：曲率

図-17 曲げ剛性と抵抗モーメントの関係

図-17には、次章で解析している、根切り工事(2章)に採用されたRC山留め壁断面の、計算により求めた $EI-M$ 関係を示した。なお、山留め壁の諸元については、次章に示す。

曲げ剛性(EI)は、コンクリートに引張亀裂(cF_t)が発生すると、大きく低下し、鉄筋の引張降伏($s f_t$)まではほぼ一定値を維持する。また、抵抗モーメント(M)は、

同亀裂発生に伴い、一時的に減少するが、それ以後鉄筋の引張降伏までは耐力が増加し、また、最終曲げ耐力はほぼ鉄筋の引張降伏時の値で決定される。

このように、コンクリートに引張亀裂が発生すると、曲げ剛性は大きく低下し、この低下が山留め壁の変形を増大させると言える。

5. 偏圧作用時の対面する山留め架構の一体解析

本章では、先の2章で示した実際に施工された山留め架構(図-18)を対象とし、特に異常降雨による水圧(偏圧)作用時の同山留め架構の挙動を、前章の解析方法を用いて解析し、検討した。

以下に、解析を行った山留め壁の緒元および解析条件を示す。

- ① 山留め壁(連続地中壁工法によるRC造)
壁厚：70 cm、壁長(施工深さ)：31 m、
鉄筋：背面側、D22-@28 cm、D19-@28 cm、
掘削側：D29-@14 cm
- ② 切梁寸法
1段切梁：H-350・350・12・19 (mm)
2, 3段切梁：H-400・400・13・21 (mm)
- ③ プレロード導入量
1段切梁：3.57 t/m、2, 3段切梁：7.14 t/m
- ④ 材料強度
コンクリート：圧縮強度 $cF_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
引張強度 $cF_t = 36 \text{ kg/cm}^2$
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」¹³⁾
鉄筋：圧縮、引張強度 $c f_c = c f_t = 3500 \text{ kg/cm}^2$
ヤング率 $E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- ⑤ 各層の曲げ剛性(EI)と曲げモーメント(M)の関係

図-18 解析上での層分割

図-19 計算で採用した側圧分布

：図-17

⑥ 各層の $y=1\text{ cm}$ 時の地盤の変形係数 (E_{s1})：図-18

⑦ 山留め壁の頭部および先端条件：自由

また、解析における側圧は、図-19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。

図-20 には、3次根切り段階および異常降雨以後（9月19日、21日）の、計算値（実線）の山留め壁の変形および曲げモーメント分布を実測値（○印）と対比して示した。なお、同図の4次根切り時以降の曲線には、参考のため、山留め壁の曲げ剛性の評価にコンクリートの引張亀裂等を無視した場合（弾性、破線）の値も併記した。

(a) 変形

(b) 曲げモーメント

図-20 実測値と計算結果との比較

図—21 鉄筋応力の実測値と計算値との比較

3次根切り時の場合、計算値の変形は、両側の壁がほぼ同等に掘削側に变形している実測の性状をよく説明している。これらの性状は、曲げモーメント分布においても認められる。

これに対して、9月18日の4次根切り完了時には、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、この時点で既に異常降雨の影響が認められる。さらに、偏圧（水圧）が増加したと推察された9月19日および21日の実測変形は、曲げモーメント分布と同様に、C測点側では増大し、また、B測点側ではわずかではあるが押し戻されている。

以上の実測性状は、弾性解よりも、山留め壁の曲げ剛性に弾塑性性状（図—20）を導入した計算値（弾塑性）が、よりよく一致している。

そこで、図—21には、4次根切り以後の、実測鉄筋応力分布と上記計算値（弾塑性解）を対比して示した。なお、同図中のINは掘削側、OUTは背面側の値である。

C測点側の、特に9月21日の鉄筋の引張応力の実測値は、G.L. -11mおよび-14m近傍で1000 kg/cm²以上に達している。これらの値は、 $EI-M$ 関係を導入した計算値とよく一致しており、この結果、これらの部分ではコンクリートに引張亀裂が発生したといえる。

以上の解析結果より、異常降雨時の山留め壁の変形の増加は、偏圧（水圧）の増加に加えて、曲げ剛性の低下にも関係していることが判断される。

6. 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ことが明らかとなった。この結果、山留め壁には過大な変形や応力が発生することも判明した。

さらに、上記の山留め架構の挙動は、本論で提示した、

対面する山留め壁の一体解析方法でよく説明された。また、これらの解析には、非線形性状を有する背面側の地盤反力をも考慮するとともに、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。

参考文献

- 1) 山肩邦男, 吉田洋次, 秋野矩之: 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, pp. 33~45, 昭和41年9月
- 2) 古藤田喜久雄, 風間 了, 丸山今朝美: 山どめ壁およびくいの水平抵抗に関する研究 (その1~3), 第10回土質工学研究発表会, 発表講演集, pp. 867~878, 昭和50年6月
- 3) 古藤田喜久雄, 風間 了, 宮原茂美: 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, pp. 2055~2058, 昭和53年9月
- 4) 古藤田喜久雄, 風間 了, 秋葉堅一, 小川 洋: 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, pp. 1227~1230, 昭和60年6月
- 5) 古藤田喜久雄, 風間 了, 小川 洋, 加藤千博, 鶴田賢二: 偏土圧が作用する山留めの解析例について (その2), 第21回土質工学研究発表会, 発表講演集, pp. 1341~1342, 昭和61年6月
- 6) 古藤田喜久雄, 風間 了, 加藤千博, 鶴田賢二: 偏土圧が作用する山留めの挙動 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1305~1308, 昭和61年8月
- 7) 古藤田喜久雄, 風間 了, 加藤千博: 対面する山留壁の同時解析方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1187~1188, 昭和62年10月
- 8) 古藤田喜久雄, 風間 了, 丸山今朝美: 地盤の変形係数 E_s に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1711~1712, 昭和51年10月
- 9) 竹内盛雄, 古藤田喜久雄, 風間 了, 石原和男: くい基礎の水平方向復元力特性に関する研究 (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1721~1722, 昭和54年9月
- 10) 竹内盛雄, 古藤田喜久雄, 風間 了: くい基礎の水平方向復元力特性に関する研究 (その2. 繰返し荷重時の水

平方向地盤反力), 日本建築学会大会学術講演梗概集,
pp. 2075~2076, 昭和 55 年 9 月

- 11) 古藤田喜久雄, 風間 了, 中村義明: くい材の塑性性状
を加味した解析法 (その 1, その 2), 第 12 回土質工学研究
発表会, 発表講演集, pp. 801~808, 昭和 52 年 5 月
- 12) 小坂義夫, 森田司朗: 鉄筋コンクリート構造, 丸善, 昭

和 50 年

- 13) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
昭和 46 年, 第 5 版, 昭和 63 年

(1992 年 3 月 9 日原稿受理, 1992 年 6 月 8 日採用決定)