

## Ⅲ-545

## 東京都心部の大深度地下における多目的トンネルに関する調査研究（その5）

## ー連続地中壁エレメント間継手のせん断特性ー

早稲田大学 学生会員 大西 進  
 前田建設工業 正会員 古川 雅宣  
 (株)熊谷組 正会員 岩波 基  
 早稲田大学 正会員 小泉 淳

## 1. はじめに

本研究は別稿<sup>1)</sup>に引き続き、連続地中壁工法による大深度円形立坑壁の挙動を表現することのできる解析モデルについて検討したものであり、特に連壁継手部の面外せん断に対するせん断特性を模型実験を基に評価したものである。

## 2. 実験概要

試験体は別稿<sup>1)</sup>の純曲げ試験と同じものであり、剛結継手とヒンジ継手、継手なしの計3種類各3体にルーマニア試験法でせん断荷重を載荷して実験を行った（図1参照）。実験に使用したコンクリートの物性および鉄筋、継手板の寸法を表1に示す。なお、コンクリートは実際の施工状況を考慮して泥水中で打設している。

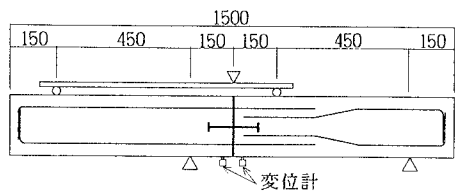


図1 載荷方法

表2は試験結果とせん断応力が設計許容応力度となるせん断荷重（許容せん断力と呼ぶ）を示したものである。

表1 試験体物性

| 名称     | コンクリート                         |                                | 鉄筋   |      | スタッド       |                                | 継手板<br>寸法   |
|--------|--------------------------------|--------------------------------|------|------|------------|--------------------------------|-------------|
|        | 圧縮強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 弾性係数<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 種類   | 種類   | 長さ<br>(mm) | 弾性係数<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |             |
| 剛結継手1  | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | 3-φ8 | 145        | $2.03 \times 10^8$             | 200×200 t=6 |
| 剛結継手2  | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | 3-φ8 | 145        | $2.03 \times 10^8$             | 200×200 t=6 |
| 剛結継手3  | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | 3-φ8 | 145        | $2.03 \times 10^8$             | 200×200 t=6 |
| ヒンジ継手1 | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | 3-φ8 | 145        | $2.03 \times 10^8$             | 200×200 t=6 |
| ヒンジ継手2 | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | 3-φ8 | 145        | $2.03 \times 10^8$             | 200×200 t=6 |
| ヒンジ継手3 | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | 3-φ8 | 145        | $2.03 \times 10^8$             | 200×200 t=6 |
| 継手なし1  | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | —    | —          | —                              | —           |
| 継手なし2  | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | —    | —          | —                              | —           |
| 継手なし3  | 269                            | $1.90 \times 10^5$             | 5-D6 | —    | —          | —                              | —           |

表2 試験結果および許容せん断力

| 名称     | 試験結果          |                 | 許容せん断力<br>(kgf) |
|--------|---------------|-----------------|-----------------|
|        | 最大荷重<br>(kgf) | 最大せん断力<br>(kgf) |                 |
| 剛結継手1  | 12568         | 7541            | 2320            |
| 剛結継手2  | 14008         | 8405            | 2320            |
| 剛結継手3  | 14388         | 8633            | 2320            |
| ヒンジ継手1 | 2999          | 1799            | 962             |
| ヒンジ継手2 | 3625          | 2175            | 962             |
| ヒンジ継手3 | 2399          | 1439            | 962             |
| 継手なし1  | 15960         | 9576            | —               |
| 継手なし2  | 12480         | 7488            | —               |
| 継手なし3  | 15500         | 9300            | —               |

## 3. 変形挙動と破壊形態

図2はせん断力とせん断変位との関係の試験結果を示したものである。せん断変位は継手板の両側（図1参照）において鉛直変位を測定したその差である。

## (1) 剛結継手のケース

剛結継手のケースは継手板に沿ったひび割れが荷重300kgf（せん断力180kgf）から荷重3000kgf（せん断力1800kgf）の間で生じ、その後、継手なしの試験体と比較してせん断変位が大きな値を示した（図2参照）。荷重8000kgf（せん断力4800kgf）付近で載荷面側の主筋に沿って継手板よりひび割れを生じ、最終的に荷重12500kgf（せん断力7500kgf）から荷重14500kgf（せん断力8700kgf）の間で載荷点から継手板の中央まで伸びるひび割れが発生して破壊した。

## (2) ヒンジ継手のケース

ヒンジ継手のケースは荷重の初期段階から継手板に沿ったひび割れが発生し、剛結継手のケースより継手によるせん断剛性の低下が顕著であった。最終的に荷重3000kgf（せん断力1800kgf）付近で継手板の中央からスタッドに沿ったひび割れが発生して破壊した。

#### 4. せん断変位の実験結果と解析結果の比較および考察

剛結継手のケースでは継手板に沿ったひび割れ発生後、鉄筋とスタッドがせん断力を受け持つので、コンクリートを分布ばねとし鉄筋およびスタッドを端部にせん断力を受ける弾性床上の梁と仮定してせん断変位を算出した。一方、ヒンジ継手のケースはスタッドだけがせん断力を負担するとしてせん断変位を算出した。

コンクリートを表現する分布ばねはバイリニアな挙動を示すものとして扱い、ばね定数は半無限に広がるコンクリートに帯状荷重を載荷したときの変位算定式に手を加えた式(4.1)で計算し、降伏荷重は式(4.2)から求めた。また、鉄筋およびスタッドも弾塑性体とし、降伏モーメントに達した後は塑性ヒンジを設けた。

$$k = \frac{E_c}{3.7D(1-\nu^2)} \quad \dots (4.1)$$

$$q_c = m \cdot \sigma_{cu} \quad \dots (4.2)$$

ここで、 $k$ :反力係数、 $D$ :鉄筋直径、 $\nu$ :ポアソン比、 $E_c$ :コンクリートのヤング係数、 $q_c$ :降伏荷重、 $m$ :支圧係数<sup>2)</sup>(=3.7)、 $\sigma_{cu}$ :コンクリートの圧縮強度である。

剛結継手、ヒンジ継手のケースのせん断変位の実験値と解析値を図3に示す。剛結継手ケースでは、許容せん断力に至るまでは解析値と実験値が一致するが、その後は、コンクリートの分布ばね値を大きめに評価していることと鉄筋およびスタッドの降伏モーメントを小さく見なしているため、両者は一致しない。ヒンジ継手のケースは、許容せん断力の半分程度になるまでは、解析値が実験値を説明できるが、その後、剛結継手のケースと同じ理由で両者は違いを生じる。

#### 5. 終わりに

今回の実験および解析によって、連続地中壁継手部の低荷重時のせん断変位の推定は可能となったが、コンクリートのばね評価と鉄筋およびスタッドの降伏モーメントの評価が課題として残った。今後は、この課題を解決するとともに、載荷せん断力とせん断変位との関係をせん断ばねとして構造モデルに取り入れて、大深度立坑のより合理的な設計モデルの確立を目指していく予定である。なお、この研究は、早稲田大学理工学総合研究センター、「大深度地下インフラに関する調査研究」プロジェクトの一環として行われたものである。

#### <参考資料>

- 1) 岩波、黒崎 : 東京都心部の大深度地下における多目的トンネルに関する調査研究(その4) 土木学会 年次学術講演会論文集, 1995. (掲載予定)
- 2) 山田、山村 : 地下連続鉛直継手の構造耐力に関する研究(その2) 前田技術研究所報 VOL.26 1985.

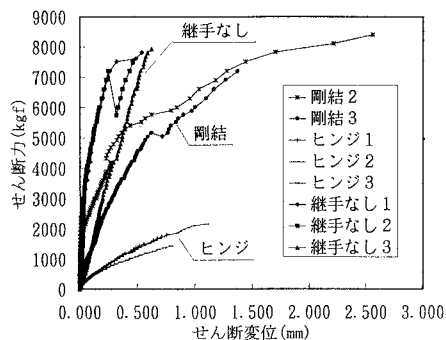
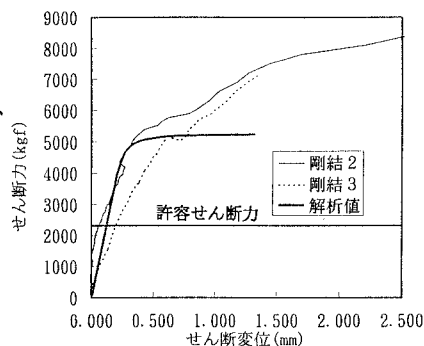
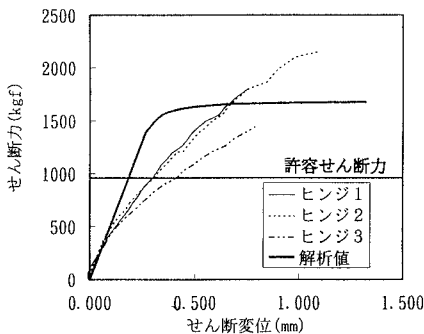


図2 せん断変位



(a) 剛結継手



(b) ヒンジ継手

図3 せん断変位の実験値と解析値