# (23) 合成土留め壁に適用した孔あき鋼板 ジベルの力学的特性

平 陽兵1・古市 耕輔2・坂梨 利男3・河本 勝久4 佐々木 一則5・奥西 史伸6

 <sup>1</sup>正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1) E-mail: ytaira@kajima.com
<sup>2</sup>正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

3正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

E-mail: sakanashi@kajima.com

4正会員 鹿島建設株式会社 関西支店 (〒540-0001 大阪市中央区城見2-2-22)

E-mail: kakk@kajima.com

5正会員 阪神高速道路株式会社 大阪建設部 (〒552-0007 大阪府大阪市港区弁天1-2-1-1900)

E-mail: kazunori-sasaki@hanshin-exp.co.jp

<sup>6</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 大阪建設部 (〒552-0007 大阪府大阪市港区弁天1-2-1-1900) E-mail: fuminobu-okunishi@hanshin-exp.co.jp

開削トンネルにおけるH形鋼芯材を本体構造に利用した合成土留め壁構造は,H形鋼とRC側壁とを一体 化するためにずれ止めを使用する.このずれ止めにはスタッドジベルが用いられることが多いが,スタッ ドジベルに代わり孔あき鋼板ジベルの適用を検討した.合成土留め壁の設計方法として,近年,接合の程 度,すなわちせん断剛性に応じた構造計算を行う設計法が提案され,実際に適用されている.この設計法 ではH形鋼とRC側壁との間のせん断剛性が必要となるが,孔あき鋼板ジベルでせん断剛性に着目したデー タは少ない.

そこで, 孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留め壁の設計資料を得るために2面せん断実験を実施した. 実験の結果, 設計値以上の耐力が得られ, スタッドジベルと比較して大きなせん断剛性を得た.

Key Words : shear connector, perfobond rib, composite structure, earth retaining wall

## 1. はじめに

合成土留め壁構造は、土留め壁の芯材と鉄筋コンクリート構造の本体構造側壁とを結合し、両者が一体となっ て作用断面力に抵抗する構造である.本構造の採用により、鉄筋コンクリート側壁(以下,RC側壁)の壁厚を 薄くできることから開削施工幅,掘削土量,及び鉄筋コ ンクリート量などの縮減が可能となり、構造物の合理化 が可能となる.

合成土留め壁の設計では、H形鋼を鉄筋に置き換えて H形鋼とRC側壁とを合わせてRC部材として考える方法 が採られていたが、H形鋼とRC側壁の断面力を別々に求 めることが出来る設計法が「H形鋼を芯材とする土留め 壁本体利用の設計手引き」<sup>1)</sup>(以下、設計手引き)で提 案された.この設計は、H形鋼芯材とRC側壁との間の接 合の程度、すなわちH形鋼とRC側壁との接合面のせん断 剛性に応じてH形鋼とRC側壁がそれぞれ分担する断面力 を算定するものである.



表-1 試験体一覧

| <del>∆34</del> € |              | ゴの中と問題         |                    | +7.中    | 孔数     | 設計せん断耐力※2 |          |          |
|------------------|--------------|----------------|--------------------|---------|--------|-----------|----------|----------|
| 武 秋 名 《 书 女 》    | 北往<br>(mm)   | 北の中心間隔<br>(mm) | ·<br>「<br>「<br>mm) | 9 み肉 次接 | ₩1     | $V_{s1}$  | $V_{s2}$ | $V_{s3}$ |
| 14-11            | +×-□ (IIIII) | (IIIII)        | (11111)            | 111JX   | (個)    | (kN/FL)   | (kN/FL)  | (kN/FL)  |
| ť9               |              |                | 9                  | 雨御      |        | 244       | 149      | 162      |
| t12              | 80           | 150            | 12                 | 四门则     | 3 (12) | 244       | 198      | 216      |
| t9-W             |              |                | 9                  | 片側      |        | 244       | 149      | 162      |

※1:括弧内の数字は2面せん断試験体1体当たりの孔数

※2:コンクリート設計基準強度 30N/mm<sup>2</sup>, 孔あき鋼板 SS400 材, 貫通鉄筋 SD345 として算出

H形鋼芯材と鉄筋コンクリート側壁とはずれ止めによ り一体化されることから,接合面のせん断剛性はずれ止 めのせん断バネ値から算出される.従来,ずれ止めには 頭付きスタッドジベルが多く採用されてきた.筆者らは 頭付きスタッドジベルに代わり,近年橋梁分野で実績の 多い孔あき鋼板ジベルの採用を検討し,孔あき鋼板ジベ ルを用いることによりH形鋼とRC側壁との一体性を十分 に確保できることを実験的に確認してきた<sup>2</sup>.孔あき鋼 板ジベルを用いた合成土留め壁は図-1に示すように,H 形鋼芯材のフランジにスタッドジベルを溶植する代わり に,孔あけ加工した鋼板をフランジに溶接して取り付け たものである.

今回,阪神高速道路淀川左岸線1期工事において,H 形鋼芯材とRC側壁との間のずれ止めとして孔あき鋼板 ジベルを採用することとなり,孔あき鋼板ジベルを用い た場合の設計を実施した.設計手引きに従って設計を行 うためには,前述の通りずれ止めのせん断バネ値が必要 となるが,設計手引きではスタッドジベルのせん断バネ 値のみ記述されている.そこで本工事を対象に必要とな る孔あき鋼板ジベルの形状を決定し,そのせん断バネ値 を把握するために2面せん断実験を実施した.また,孔 あき鋼板ジベルの設計式,及び許容せん断耐力の設定方 法の妥当性についても検討した.

#### 2. 孔あき鋼板ジベルの設計

孔あき鋼板ジベルの設計は、橋梁分野において採用さ れている設計式<sup>3</sup>を用いた.これは孔あき鋼板ジベルの 破壊モードとして①コンクリートのせん断破壊,②コン クリートの割裂破壊、③孔間の鋼板のせん断破壊を設定 し、各破壊モードに対して耐力を算定し、最小の値を孔 あき鋼板ジベルの耐力とするものである.さらに、今回 合成土留め壁への適用ということで設計手引きに従い、 上記耐力に低減係数αを乗じて許容せん断耐力を設定し た.設計手引きでは、スタッドジベルの終局耐力に対し て低減係数αを長期荷重に対して 04、短期荷重に対し



図-2 合成土留め壁平面図

て 0.6 としている. 孔あき鋼板ジベルを対象とした本検 討においても低減係数をスタッドジベルと同じく 0.4 及 び 0.6 として,実験によりその妥当性を検討した.

$$V_s = \alpha \cdot \min(V_{s1}, V_{s2}, V_{s3}) \tag{1}$$

ここに、 $V_s$ :許容せん断耐力、 $\alpha$ :低減係数(長期:0.4,短期:0.6)、 $V_{s1}$ 、 $V_{s2}$ 、 $V_{s3}$ :各破壊モードに対する耐力.

### (1) コンクリートのせん断破壊

$$V_{s1} = (1.85 \cdot A / 1000 - 106.1) \tag{2a}$$

$$\mathbf{A} = \frac{1}{4} \cdot \pi \left[ \left( d^2 - \phi_{st}^2 \right) \cdot f'_{cu} + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right]$$
(2b)

ここに、 $f'_{cu}$ : コンクリートの設計圧縮強度 (= $\eta \cdot f'_{ck} / \gamma_c$ )、 $\eta$ =1.1、 $f'_{ck}$ : コンクリートの設 計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $\gamma_c$ : コンクリートの材料係数 (=1.3)、d: 孔径 (mm)、 $\phi_{st}$ : 貫通鉄筋の鉄筋径 (mm)、 $f_{st}$ : 貫通鉄筋の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>).

## (2) コンクリートの割裂破壊

 $V_{s2} = d \cdot t \cdot 7.5 \cdot f'_{ck}$  (3) ここに、 d : 孔径 (mm) 、 t : 鋼板厚 (mm) 、  $f'_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) .

#### (3) 孔間の鋼板せん断破壊



図-4 試験体形状

$$V_{s3} = A_s \cdot f_{sy} / \sqrt{3} \cdot (100/60) \tag{4}$$

ここに、 $A_s$ :2つの孔の間の鋼板部分面積(mm<sup>2</sup>)、  $f_{sv}:鋼板の降伏点応力度(N/mm<sup>2</sup>).$ 

今回の設計では,設計せん断耐力として必要耐力を確保しつつ,鋼材量をできるだけ低減するように鋼板厚を薄くし,また孔間隔を狭くするよう設計を行った.その結果,設計せん断耐力は,各破壊モードの内,孔間の鋼板のせん断破壊によって耐力が決まる形状とした.

## 表-2 コンクリート強度一覧(現場封緘養生)

| 試験日   | 圧縮強度<br>N/mm <sup>2</sup> | ヤング係数<br>kN/mm <sup>2</sup> | 割裂引張強度<br>N/mm <sup>2</sup> |  |
|-------|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|
| 実験開始日 | 33.0                      | 27.4                        | 2.87                        |  |
| 実験終了日 | 34.6                      | 27.9                        | 2.34                        |  |

## 表-3 鋼板強度一覧(SS400)

| 板厚    | 降伏強度<br>N/mm <sup>2</sup> | 引張強度<br>N/mm <sup>2</sup> | ヤング係数<br>kN/mm <sup>2</sup> |  |
|-------|---------------------------|---------------------------|-----------------------------|--|
| 120 1 | 245以上                     | 400~510                   | _                           |  |
| 9mm   | 320                       | 473                       | 194                         |  |
| 12mm  | 282                       | 458                       | 189                         |  |

表-4 鉄筋強度一覧 (SD345)

| 鉄筋          | 降伏強度<br>N/mm <sup>2</sup> | 引張強度<br>N/mm <sup>2</sup> | ヤング係数<br>kN/mm <sup>2</sup> |  |
|-------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------------|--|
| 種類          | 345~440                   | 490以上                     | _                           |  |
| 貫通鉄筋<br>D13 | 371                       | 522                       | 186                         |  |



## 3. 実験概要

#### (1) 試験体の種類

表-1 に試験体一覧を示す. 孔あき鋼板の形状は設計の結果, 孔径 80mm, 鋼板厚 9mm, 及び孔の中心間隔 150mm とし, 孔の中に貫通鉄筋 D13 を通すこととした. この形状を基本ケース(19)として, このほかに鋼板厚 さ, 鋼板の溶接方法をパラメータとした試験体を設定した. t12 は鋼板を厚くして 12mm としたケースであり, 19-W は, 孔あき鋼板の溶接を両側すみ肉溶接でなく, 溶接の省力化を目的として本工事において千鳥に溶接す

| 衣心 关款和朱一見 |         |         |       |                |               |  |
|-----------|---------|---------|-------|----------------|---------------|--|
| 計驗        | 最大耐力    | 計算耐力    | 実験値と  | せん断バネ値※2       |               |  |
| 体名        | 実験値     | ₩1      | 計算耐力の | α= <b>0.</b> 4 | α= <b>0.6</b> |  |
|           | (kN/FL) | (kN/FL) | 比     | (kN/mm)        | (kN/mm)       |  |
| t9        | 222     | 178     | 1.3   | 295            | 250           |  |
| t12       | 241     | 228     | 1.1   | 349            | 273           |  |
| t9-W      | 225     | 184     | 1.2   | 317            | 244           |  |

※1:材料試験結果を用いて算出

※2:割線剛性



図-6 荷重-相対ずれ関係(t9)



図-7 荷重-相対ずれ関係(t12)



図-8 荷重-相対ずれ関係(t9-W)

#### (3) 使用材料

表-2~4 に実験で使用した材料の材料試験結果を示す. なお、実験は連続した3日間に1日1体実施し、コンク リート強度試験は1体目の実験日(実験開始日)と3体 目の実験日(実験終了日)に実施した.

コンクリートは実構造物と同様に膨張コンクリート とし、粗骨材の最大寸法は 20mm とした.

H形鋼と孔あき鋼板ジベルは SS400 材を使用し,鉄筋は SD345 を使用した.

#### (4) 載荷方法

載荷は、5,000kNアムスラー型載荷試験機を使用し、2

る方法が適用できないか確認するために、片側すみ肉溶 接としたケースである.

また,表-1 に示した設計せん断耐力は材料の設計強度を用いて,式(2)~(4)により算出した.

#### (2) 試験体形状

実験対象部位は、図-2 に示すように 600mm ピッチで 配置された H形鋼芯材(H588×300×12×22mm)の1本 分を取り出したものでものである.図-3、図-4 に試験体 の形状寸法を示す.試験体は、実構造物の芯材と同じ H 形鋼(H588×300×12×22)を長さ 1,000mm に切り出し、 ずれ止めである孔あき鋼板ジベルをフランジ片側に 2枚、 合計 4 枚をすみ肉溶接で取り付け、H形鋼と RC 側壁に 相当するコンクリートを接合するものとした.孔あき鋼 板ジベルは、高さ 120mm の鋼板に前述の形状で 1 枚当 たり 3 個の孔加工を行った.

RC 壁に相当するコンクリート部の形状は,実構造物の側壁と同じく450mm(側壁高さ)×600mm(H鋼芯材の配置間隔)の断面を有し,長さを1,000 mm とした. また,実構造物と同じく鉄筋を配置した.

孔あき鋼板がずれる方向の孔あき鋼板端部には,鋼板 端部のコンクリートへの支圧によるせん断耐力への影響 を取り除くために発泡スチロールでコンクリートを箱抜 きした.また,H形鋼のフランジにはグリースを塗布し コンクリートとの間の付着を除去した.



図-10 荷重-せん断ひずみ関係(t9)

面せん断試験として試験体中央部のH形鋼に鉛直に荷 重を作用させた.載荷部には偏心載荷しないように球 座を設けた.また,載荷方法はα=04及び0.6における 許容せん断耐力においてそれぞれ一旦除荷を行い,そ の後単調に載荷した.

#### (5) 計測

図-5に計測位置図を示す.H形鋼フランジとコンクリートと相対ずれ関係を計測し、荷重と相対ずれ関係を 求めることにより、孔あき鋼板ジベルのせん断バネ値 を求めた.また、孔あき鋼板の孔と孔の間にひずみゲ ージを3軸の貼付し、鋼板のひずみを計測した.

#### 4. 実験結果及び考察

#### (1) 耐力及び破壊状況

表-5に実験結果一覧を,図-6~9に各試験体の載荷荷 重と相対ずれの関係をそれぞれ示す.表の耐力及び図の 載荷荷重は,鋼板の孔数(12孔)で除した1孔当たりの 値に換算して示す.また,相対ずれは4箇所で計測した が,ばらつきがなかったため4点の平均値で示した.

図には材料の設計強度を用いて式(1)によって求めた 設計せん断耐力及び許容せん断耐力を示す.また,実験 で使用した材料の強度は設計強度と異なることから,材 料試験結果を用いて求めた計算耐力を併記した.

いずれの試験体も、35kN程度から相対ずれが生じ始 め、許容せん断耐力(α=0.6)を超えた後に剛性が大き く低下し、緩やかに荷重が増加して最大耐力を示した. 最大耐力は計算耐力を1.1~1.3倍上回っており、「2. 孔あき鋼板ジベルの設計」で示した設計式が本実験で使 用した形状に対して適用可能であると考えられる.

図-10~12に鋼板に添付したひずみゲージから求めら



図-12 荷重-せん断ひずみ関係(t9-W)

れるせん断ひずみを示す.いずれの試験体も荷重-相対 ずれ関係において剛性が低下し始めた後に,まず P-Uの ひずみが急激に増加して降伏に至り,その後,計算耐力 を上回ってからP-Lが降伏した.これより,剛性が低下 し始めるのはコンクリートがひび割れることによるもの だと考えられた.ただし,この時試験体の外観ではひび 割れは観察されず,鋼板の孔周辺の局所的な損傷だと考 えられる.その後はコンクリートの損傷と鋼板の降伏が 複合して生じ,最大耐力に至った.

溶接方法が異なる9と9-Wを比較すると、荷重と相対 ずれの関係は同じ挙動をしており、溶接方法の違いによ る影響は見られなかった.このことより、孔あき鋼板ジ ベルに作用するずれせん断力が鋼板の面内方向であり、 溶接のど厚を適切に設定すれば片側すみ肉溶接でも両側 すみ肉溶接のジベルとして同様に機能することが確認さ れた.

#### (2) せん断剛性

鋼板厚9mmのt9試験体,及びt9-W試験体について,い ずれの試験体も許容せん断耐力(α=0.6)まで,荷重と 相対ずれの関係はほぼ直線の線形関係を示した.この荷 重までは鋼板も降伏しておらず,許容せん断耐力を設定 する際の低減係数αは妥当な値であったと考えられる.

許容せん断耐力時の相対ずれ量から,各許容せん断耐 力における割線剛性を求め,これをせん断バネ値として 表-5に示す.この値は、1孔当たりの載荷荷重から求め た値であり、孔あき鋼板ジベルの1孔当たりのせん断バ ネ値となる.この結果、α=0.4においては鋼板厚9mmで 295、317kN/mm、鋼板厚12mmでは349kN/mmであった. α=0.6においては、鋼板厚9mmで250、244kN/mm、鋼板 厚12mmでは273kN/mmであった.低減係数αの取り方で せん断バネ値は異なったが、その違いは2~3割であった. この違いが実構造物全体の設計にどのように影響するか は、今後検討する必要がある.

また,鋼板厚を厚くすることでせん断バネ値が大きく なること、本実験の溶接方法ではせん断バネ値は変わら ないことが確認された.

以上より,許容せん断耐力までにおけるずれ剛性は, 全体の挙動中で線形と言える範囲であり,許容せん断耐 力時の相対ずれから求められる剛性を孔あき鋼板ジベル のせん断バネ値として用いることができると考えられる.

設計手引には $\phi$  22mm頭付きスタッドジベル1本当た りのせん断バネ値が示されており100kN/mmとされてい る.これは本実験と同様に2面せん断実験から求められ たもので、コンクリートの圧縮強度24N/mm<sup>2</sup>、ヤング係 数25kN/mm<sup>2</sup>の条件で許容せん断耐力( $\alpha$ =0.6) 86.6kN時 のずれ剛性として求められている.

本実験において、鋼板厚9mmの場合の長期許容せん断 耐力( $\alpha$ =0.6)は89kN(=149kN×0.6)であり、前述のス タッドジベルと同程度であった.これに対し、せん断バ ネ値は2倍以上と、本実験で使用した形状の孔あき鋼板 ジベルのせん断バネ値は同程度の耐力を有するスタッド ジベルに比べて大きい値であった.

## 5. まとめ

合成土留め壁の実構造物を対象にして,設計によって 決定した形状を有する孔あき鋼板の2面せん断実験を行 い,孔あき鋼板ジベルの耐力及びせん断バネ値を得た.

耐力は、既往の設計式によって求められる計算値を上 回る結果が得られ、この設計式が今回の形状の孔あき鋼 板ジベルに対しても適用可能であることを確認した.ま た、今回設定した低減率による許容せん断耐力までにお いて、ずれ剛性は線形と言える範囲であり、許容せん断 耐力を決める低減係数の値が妥当であり、その時の割線 剛性を孔あき鋼板ジベルのせん断バネ値として設計に用 いることができると考えられた.

#### 参考文献

- 1)日本トンネル技術協会:H形鋼を芯材とする土留め壁本体利 用の設計手引き,平成14年7月
- 藤井秀樹,古市耕輔,一宮利通,平陽兵:孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁,コンクリート工学年次論文集, pp.1351-1356,2002.
- 3) NEXCO 中央研究所:設計要領第二集橋梁建設編, 2006.

# MECHANICAL CHARACTERISTICS OF PERFOBOND RIB SHEAR CONNECTOR APPLIED TO EARTH RETAINING WALL OF COMPOSITE STRUCTURE

## Yohei TAIRA, Kosuke FURUICHI, Toshio SAKANASHI, Katsuhisa KAWAMOTO, Kazunori SASAKI and Fiminobu OKUNISHI

The composite structure using H-shaped steel member of retaining wall as structural member needs shear connectors in order to join reinforced concrete as side wall to H-shaped steel member. We proposed the composite structure that was joined by perfobond rib shear connectors instead of stud dowel.

The design method that considered the degree of the shear stiffness of the join is used for the design of real structures. But, there are few data of the shear stiffness of perfobond rib shear connector.

Push-out tests were carried out in order to investigate the mechanical characteristics of perfobond rib shear connectors. Shear capacity and shear stiffness were discussed.