

鋼製セグメントとRC 躯体接合部を想定したフランジを有する孔あき鋼板ジベルのせん断実験

首都高速道路株式会社 正会員 ○副島直史 岸田政彦
 清水建設株式会社 正会員 吉武謙二 仲山賢司 波多野正邦 フェロー会員 輿石正己
 清水・東急特定建設工事共同企業体 正会員 小川卓

1. はじめに

著者らはトンネルの切り抜き部などを対象として、太径鉄筋などを用いた鋼製セグメントと RC 躯体の接合方法などについて検討を行ってきた¹⁾。ここでは、RC 躯体と鋼製セグメントの接続部にフランジを有する孔あき鋼板ジベルを用い、鋼製セグメントを巻き込まない、より簡易に省スペースで施工可能な接合工法を提案した(図1)。接合部には3種類の断面力が発生して複合応力状態になるため(図2)、せん断、引張軸力、曲げモーメントのそれぞれについて試験体による実験を行い、結果をもとに設計手法を提案した。本報では、せん断試験の結果を報告する。

2. 実験概要

試験体は RC 躯体と鋼製セグメントの接合部を想定した実大モデルとした。試験体一覧を表1に、試験体 S-WF を例として形状寸法を図3に示す。試験要因は孔あき鋼板先端部のフランジ鋼板(幅60mm、厚さ19mm)の有無と孔あき鋼板の厚さ(フランジ鋼板あり:19mm、なし:22mm)である。孔あき鋼板ジベルは、径70mmの孔を1段目に3箇所、2段目に2~3箇所設け、各孔には貫通鉄筋(D19)を配置した。貫通鉄筋は端部定着板(PL-50×50×19)を用いて定着した。コンクリートは下方から充填されるよう打設した。試験時のコンクリートは圧縮強度30 N/mm²、割裂引張強度は2.8 N/mm²、弾性係数は31 kN/mm²であった。材料試験結果を表2に示す。

せん断力の荷重方法は、左右の孔あき鋼板ジベルに溶接した鋼材(H-400×400×36×36)を下方へ加力することにより行った(図4)。H形鋼のウェブ上端に切欠きを入れフランジに直接軸力が作用するようにした。試験体ベットとコンクリート部との底面に石膏を敷き不陸を調整した。荷重荷重を6MNロードセルで、H鋼とコンクリート部の相対変位量を変位計で計測した。

3. 実験結果

試験結果を表2に、荷重-変位関係を図5に、最大

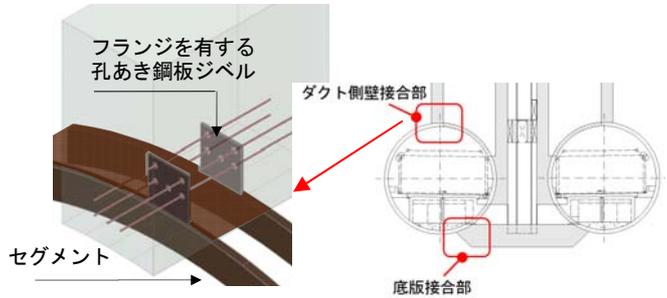


図1 セグメントとRC 躯体接合部

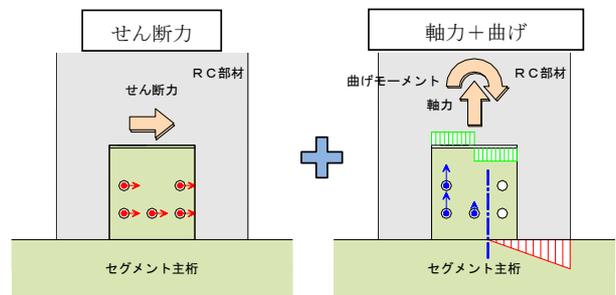


図2 接合部における応力状態

表1 試験体および実験結果

試験体名	フランジの有無	孔あき鋼板厚さ(mm)	孔数	せん断耐力	
				実験値 ^{※1} (kN)	設計値 ^{※2} V _{psud} (kN)
S-WF	あり	19	1段目-3箇所 2段目-2箇所	>6,000	4812
S-NF	なし	22	1段目-3箇所 2段目-3箇所	>6,000	5775

※1 荷重試験機の能力により6,000kNで荷重終了した。

※2 V_{psud}の算定には材料試験結果を用いた。また、γ_b=1.0とした。

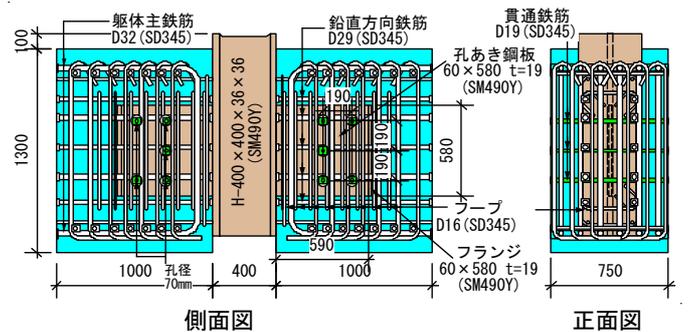


図3 押抜きせん断試験体図(試験体 S-WF)

キーワード 孔あき鋼板ジベル, 複合構造, 鋼製セグメント接続部, せん断
 連絡先 〒221-0013 神奈川県横浜市神奈川区新子安 1-2-4 TEL 045-439-0734

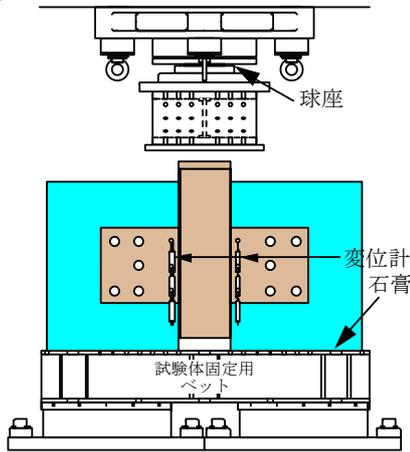


図4 載荷装置図

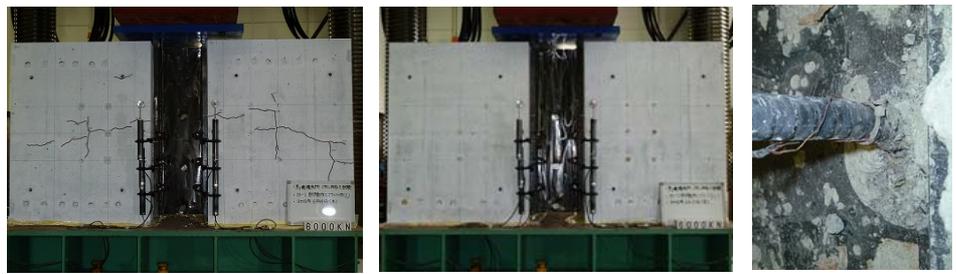


図6 最大荷重時実験状況 (左: S-WF, 右: S-NF)

図7 S-WF の損傷状況

表2 材料試験結果

鋼材仕様	適用箇所	降伏点 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
SM490Y (t=19)	孔あき鋼板フランジ部	378	192	533
SM490Y (t=22)	孔あき鋼板	389	188	531
SD345 (D16)	せん断補強筋	363	183	509
SD345 (D19)	貫通鉄筋	387	183	590
SD345 (D29)	鉛直方向鉄筋	382	184	583
SD345 (D32)	躯体主鉄筋	374	178	567

荷重時の実験状況を図6にそれぞれ示す。

試験体 S-WF では、2,800kN で貫通鉄筋が降伏し、4,600kN で最初にひび割れが発生し、ずれ変位 53.7mm で試験機の最大値 6,000kN に達した。また、試験体 S-NF では、3,100kN で貫通鉄筋が降伏し、ずれ変位 53.3mm で試験機の最大値 6,000kN に達した。ひび割れは発生しなかった。試験体のせん断耐力は、6,000kN 以上であるが、ここでは実験での最大荷重をせん断耐力と考える。試験体 S-WF の孔付近のはつり調査後の状況を図7にそれぞれ示す。荷重により孔自体が変形し、貫通鉄筋も局所的に変形している状況が確認できる。

実験におけるせん断耐力と式(1)に基づく²⁾算定値の比較を表1に示す。f'cd, fud は材料試験結果を用い、部材係数 γb は 1.0 とした。

$$V_{psud} = (1.85A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b \quad \dots \text{式(1)}$$

$$A = \pi (d^2 - \phi^2) \times f'_{cd} / 4 + \pi \phi^2 \times f_{ud} / 4$$

(ただし、 $4.01 \times 10^4 < A < 3.83 \times 10^5$)

Vpsud: PBL の孔 1 個あたりの設計せん断耐力 (N),

γb: 部材係数 (1.0~1.3), d: 孔径 (mm), φ: 貫通鉄筋

径 (mm), f'cd: コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

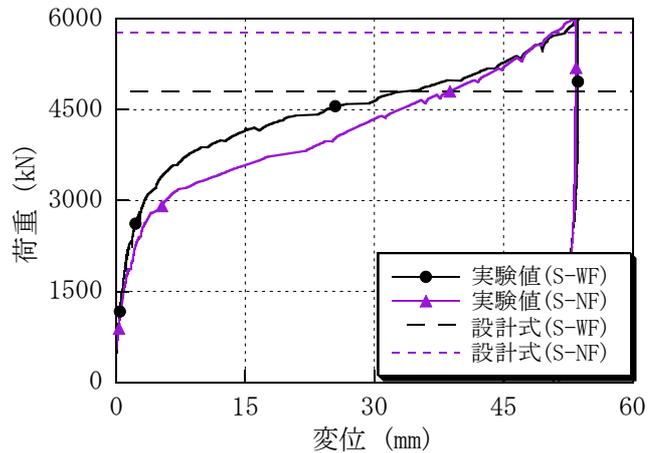


図5 荷重-変位関係

fud: 貫通鉄筋の設計引張強度 (N/mm²)

板厚、孔数ともに少ない試験体 S-WF は試験体 S-NF と比較して荷重初期のせん断耐力剛性が高く、部材係数を 1.0 とした設計値の 1.25 倍程度であった。これより、フランジを有する孔あき鋼板の設計せん断耐力はフランジを考慮せず、押抜きせん断試験を基に算定されている式(1)を用いることで安全側に評価できることが分かった。

5. まとめ

フランジを有する孔あき鋼板を用いた鋼製セグメントと RC 躯体の簡易な接合法を提案し、せん断試験を実施した。実験で得られたせん断耐力と、実強度を用いた従来式により設計せん断耐力を比較した。

その結果、フランジを有する試験体 S-WF のせん断耐力は、設計値の 1.25 倍程度であり、フランジを有する孔あき鋼板の設計せん断耐力の評価にはフランジを考慮せず、押抜きせん断試験を基に算定されている式(1)を用いることで、安全側に評価可能である、ことが明らかになった。

【参考文献】

- 1) 森健太郎, 高梨智之, 井上啓明, 吉武謙二: 鋼材とRCとの複合構造物の太径鉄筋を用いた接合部の直接せん断実験, 土木学会第59回年次学術講演会講演概要集 V-341, pp. 679-680, 2004.
- 2) 土木学会: 複合構造標準示方書 2009年制定