

論文 鋼板降伏先行型バーリングシアコネクタのせん断耐力に関する実験的研究

丸山 喜照*1・田中 照久*2・堺 純一*3

要旨：貫通孔に沿ってバーリング加工による突起部を設けた機械的ずれ止め(バーリングシアコネクタ)のせん断耐力は、コンクリート要素の抵抗力と鋼板の抵抗力のいずれか小さい方の耐力により決定する。鋼板の破壊が先行するバーリングシアコネクタは、コンクリートの破壊に比べて靱性のある特性が期待できるが、鋼板が先行する破壊形式についての実験や検討は少ない。本論では、コンクリートの破壊に先行して鋼板が破壊するバーリングシアコネクタについて、鋼板外形寸法の異なるバーリングシアコネクタの押抜き試験を行い、鋼板が先行破壊する場合のずれ挙動と耐力評価を示した。

キーワード：機械的ずれ止め, 抵抗機構, 押抜きせん断実験, 降伏耐力, 終局耐力

1. はじめに

鉄骨梁と床スラブなどの鋼構造物と並列するコンクリート構造物の接合部材には、これまで多くが頭付きスタッドによる接合形式が用いられてきている。筆者らは、頭付きスタッドに替わる機械的ずれ止めとしてバーリングシアコネクタ¹⁾の提案を行い、実用化に向けた開発²⁾を行ってきた。バーリングシアコネクタの抵抗力はコンクリート要素による抵抗力と鋼板部のせん断抵抗による抵抗力のいずれかによって決定する。コンクリートの抵抗力は鋼板小口と突起部の支圧抵抗力と貫通孔内のコンクリートと周辺コンクリートとの二面せん断抵抗力によって決定するが、コンクリートの形状や強度によって大きく影響を受ける^{例え}³⁾。接合部の設計において、耐力算定方法が鋼板のせん断抵抗により決定すれば、ずれ止め数量を算定する際に設計の簡略化を図ることが可能となる³⁾。これまでに十分な耐力を有する鋼板を用いてコンクリート要素によるせん断抵抗機構の解明に注目した既往研究^{例え}^{1), 2)}が行われているが、鋼板のせん断破壊によって耐力が決まる状況の実験結果が乏しく、鋼板による設計耐力を設定する方法が確立されていなかった。

本研究では、鋼板のせん断破壊が先行するバーリングシアコネクタの押抜きせん断実験を行い、既往の実験結果と併せて鋼板部のせん断抵抗機構を検討し、耐力評価式の提案を行う。

2. 押抜きせん断実験

2.1 試験体

バーリングシアコネクタに用いた鋼板の形状寸法を図-1に、その機械的性質を表-1に示す。本試験に用いたバーリングシアコネクタ鋼板(以下、バーリング鋼板)は、外形80mm角のものは鋼種がSS400、貫通孔径が $\phi 40$ mm、突起高さ12mmであり、外形100mm角のものは鋼種がSM400A、貫通孔径が $\phi 50$ mm、突起高さ15mmである。板厚はいずれも4.5mmを使用した。押抜き試験体の形状寸法を図-2に、試験体因子一覧を表-2に示す。押抜き試験体はコンクリート床スラブと鉄骨梁の接合部を模した形状であり、頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法(案)⁴⁾に基づいて製作した。コンクリートの打込み方向は、床スラブとして想定する上面からとし、コンクリート硬化後、H形鋼ウェブを高力ボルトで摩擦接合した。コン

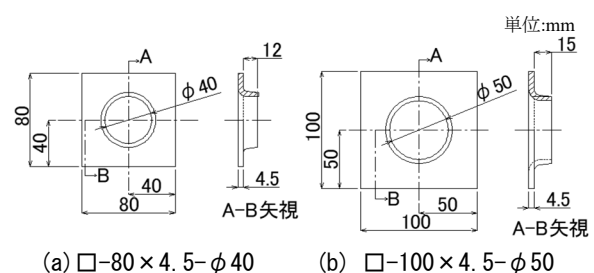


図-1 バーリング鋼板の形状

表-1 バーリング鋼板の機械的性質

ずれ止め部材	鋼種	降伏点・耐力		引張強さ σ_u [N/mm ²]	破断伸び [%]	降伏比 [%]
		YP:降伏点 0.2Ys:0.2%オフセット耐力	σ_y [N/mm ²]			
(a)バーリング鋼板 □-80×4.5- $\phi 40$	SS400	0.2Ys	274	413	27	66
(b)バーリング鋼板 □-100×4.5- $\phi 50$	SM400A	YP	344	451	37	74

*1 岡部株式会社 技術開発部 (福岡大学大学院工学研究科) 修士(工学) (学生会員)

*2 福岡大学 工学部建築学科准教授・博士(工学) (正会員)

*3 福岡大学 工学部建築学科教授・博士(工学) (正会員)

クリートと鉄骨フランジの接触面は付着の影響を除去するため、グリースを塗布した。

バーリングシアコネクタのせん断抵抗は式(1)のように鋼板のせん断耐力とコンクリート要素の抵抗力によるせん断耐力の小さい方の耐力で決定する。試験体のコンクリートの抵抗力 $conq$ は鋼板のせん断耐力 stq を上回るよう計画した。

$$brq = \min(stq, conq) \quad (1)$$

brq : バーリングシアコネクタのせん断耐力

stq : 鋼板のせん断耐力

$conq$: コンクリート抵抗力によるせん断耐力

試験因子はバーリング鋼板の形状寸法、配置方向およびコンクリートブロック厚さである。バーリング鋼板の構面内にせん断力が生じる配置を平行配置、構面外にせん断力が生じる配置を直交配置とし、構面外方向にせん断力が生じる場合の変形性状を併せて確認した。また、試験体 BR40-C130 は、同じものを3体製作し、耐力および変形のバラツキを確認した。表-3 にコンクリートシリンダーの材料特性を示す。

2.2 試験方法

(1) 荷荷方法

荷荷概要を図-3 に示す。荷荷は、門型治具に固定したオイルジャッキを用い、ロードセルと球座治具を介して試験体 H 形鋼上部に圧縮力を荷荷した。試験体下部は、コンクリートと耐力床に設置した鋼板の間に石膏を敷設し、試験体の不陸調整を行った。コンクリートブロックの開き止めは設置していない。H 形鋼とコンクリートブロックの平均ずれ変位が 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0(mm)となるよう漸増繰返し荷荷を行い、その後明確な荷重低下が生じるまで単調に荷荷した。

(2) 計測方法

コンクリートブロックと H 形鋼の相対的なずれ変位は、ずれ止め設置位置における H 形鋼とコンクリートブロックの相対変位を4点計測し、平均した。また、せん断力と平行配置した試験体にはバーリング鋼板の応力状態を計測するため、正面片側のみに図-4 に示す位置に3軸ひずみゲージを貼付し主応力を計測した。

表-2 試験体一覧

No.	試験体	ずれ止め			コンクリートブロック 厚さ[mm]
		バーリング鋼板形状	配置	ゲージ	
1	BR40-C150	(a)□80×4.5-φ40	平行配置	あり	150
2	BR40-C130-1		平行配置	無	130
3	BR40-C130-2			無	
4	BR40-C130-3			あり	
5	BR40-C130-CX	(b)□100×4.5-φ50	直交配置	無	130
6	BR50-C150		平行配置	あり	130

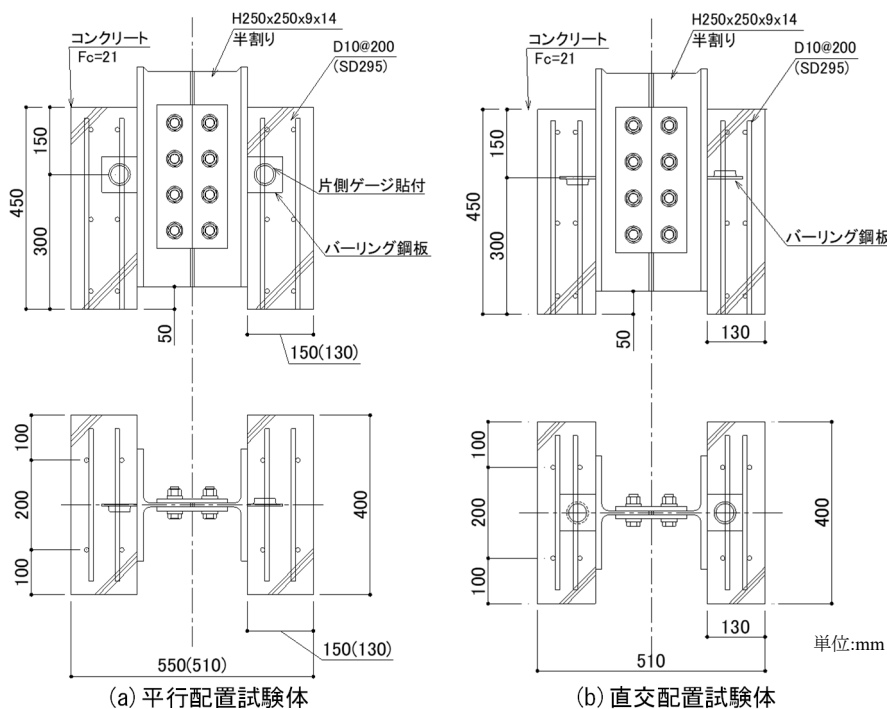


図-2 試験体形状

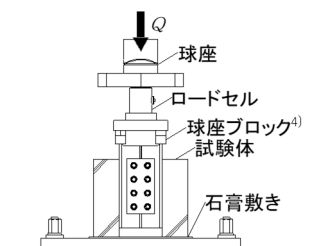


図-3 荷荷概要

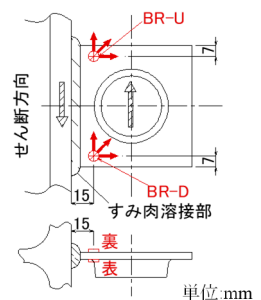


図-4 バーリング鋼板の3軸ひずみゲージ貼付位置

3.実験結果

3.1 荷重-変形関係

各試験体の試験結果一覧を表-4 に示す。表中の耐力はバーリング鋼板 1 枚分を示し、ロードセルからの荷重値を 1/2 倍した値とした。実験から得られたずれ止めの特性値は図-5 のように定義した。降伏荷重 $0.2Q_y$ は初期剛性 brK_e を 0.2mm オフセットした時の交差する荷重⁴⁾(以下 0.2mm オフセット法)とした。同様に孔あき鋼板ジベルの降伏せん断耐力評価⁵⁾に準じ 0.1mm オフセットした時の交差する荷重 $0.1Q_y$ を抽出した。最大耐力が発揮されたずれ変位は実用的には過大なため、接合部の実用的な範囲としてずれ変形 5mm 時を終局荷重 Q_u と定義した。これは既往実験³⁾において、合成梁を単純曲げ実験で全塑性状態に達した際のコンクリート床スラブと鉄骨梁のずれ変位が 5mm 程度であったことによる。

荷重と平均ずれ変位関係を図-6(a) ~ (d) に示す。荷重はバーリング鋼板 2 枚分の荷重を示し、図中の○印は、最大耐力が発揮された点を示す。また、変位 2mm までを拡大表記したものを図-7(a), (b) に示す。図中の黒色の一点鎖線、破線はそれぞれ実験結果の降伏荷重 $0.2Q_y$, $0.1Q_y$ を、赤線は初期剛性を示し、0.1mm および 0.2mm オフセットした初期剛性をそれぞれ破線、点線で示す。

80mm 角のバーリング鋼板を使用した BR40 シリーズでは、平行配置における荷重変形関係および耐力にコンクリートブロック厚さの影響による違いは見られない。同一形状の試験体 BR40-C130-1~3 では、初期剛性に 2 割ほど差があるものの、耐力および変形性状に差は見られず、変位 5mm 程度で最大耐力を発揮したまま変位 10 mm 程度まで変形が進展したのち、徐々に荷重が低下し変位 20mm を超えたところでバーリング鋼板の破断とともに耐力を失った。BR40 シリーズの $0.2Q_y$ 時のずれ変位は 0.4mm 程度、その後の残留変位はいずれも 0.3mm 程度となった。 $0.1Q_y$ 時の変形は 0.22~0.27mm となり、残留変位は 0.2mm 以下と想定できる。

100mm 角のバーリング鋼板を使用した BR50-150 は

表-3 コンクリートの材料特性

F_c [N/mm ²]	圧縮強度 σ_b [N/mm ²]	弾性係数 E_c [kN/mm ²]	割裂強度 σ_t [N/mm ²]
21	27.5	29.5	1.98

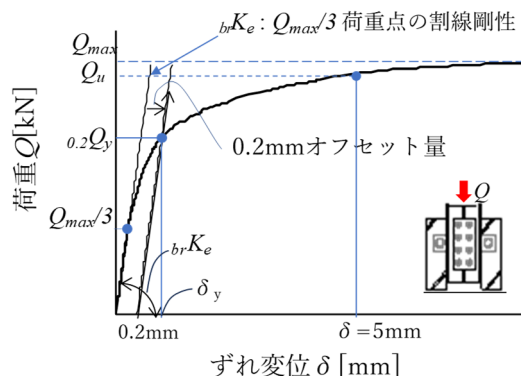


図-5 ずれ止めの特性値

$0.2Q_y$ 時、 $0.1Q_y$ 時の変位および残留変形は BR40 と同様の性状を示した。変位 5mm 以降も耐力上昇し、変位 9.4mm で最大耐力を発揮した後、緩やかに耐力低下し変位 20mm 直前で鋼板が破断した。

図-7 に示す荷重変形関係より、平行配置した試験体は変位 0.1mm 程度で剛性が低下していることから、変形状況を鑑みると文献⁴⁾で示される方法よりも、0.1mm オフセット法による降伏耐力 $0.1Q_y$ の方が変形性状を捉えられていると考えられる。

構面外にせん断力が発生する場合の性状を確認するために用意した直交配置の BR40-130-CX は、平行配置した BR40-C130 と比較し初期剛性および耐力は高くなったが、ずれ変位 1.9mm 程度で最大耐力を発揮したのち変位 5mm 程度から耐力低下を示す結果となった。

3.2 破壊性状

写真-1 に平行配置した試験体(BR40-C130)から試験後に切り出したバーリングシアコネクタの状況を示す。バーリングシアコネクタは H 形鋼にすみ肉溶接接合した直上で鋼板母材がせん断破断していた。バーリング孔内

表-4 試験結果および耐力計算値(1 枚当り)

試験体	最大耐力	終局耐力	初期剛性	降伏耐力					せん断耐力計算値						
	Q_{max}	Q_u	brK_e	$0.1Q_y$	$0.1\delta_y$	$0.2Q_y$	$0.2\delta_y$	vmQ_y	sQ_u	$conQ_u$	sQ_y	$\frac{Q_u}{sQ_u}$	$\frac{0.1Q_y}{sQ_y}$	$\frac{0.2Q_y}{sQ_y}$	$\frac{vmQ_y}{sQ_y}$
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
BR40-C150	118	116	409	67.9	0.27	73.5	0.38	56.7	85.9	196.5	56.9	1.35	1.19	1.29	1.00
BR40-C130-1	114	113	422	64.6	0.25	71.8	0.37	—	85.9	175.3	56.9	1.31	1.13	1.26	—
BR40-C130-2	111	109	538	66.4	0.22	72.9	0.34	—	85.9	175.3	56.9	1.27	1.17	1.28	—
BR40-C130-3	114	113	498	66.7	0.23	73.7	0.35	61.8	85.9	175.3	56.9	1.31	1.17	1.29	1.09
BR40-C130-CX	139	126	1759	82.4	0.15	101.0	0.26	—	85.9	—	56.9	1.46	1.45	1.78	—
BR50-C150	153	147	474	90.2	0.29	97.0	0.40	88.5	117.3	247.2	89.4	1.25	1.01	1.08	0.99
No.1 ³⁾	234	216	421	147.7	0.28	161.9	0.39	—	154.5	349.5	125.7	1.40	1.17	1.29	—
No.2 ³⁾	222	215	379	139.3	0.29	154.4	0.41	—	154.5	349.5	125.7	1.39	1.11	1.23	—

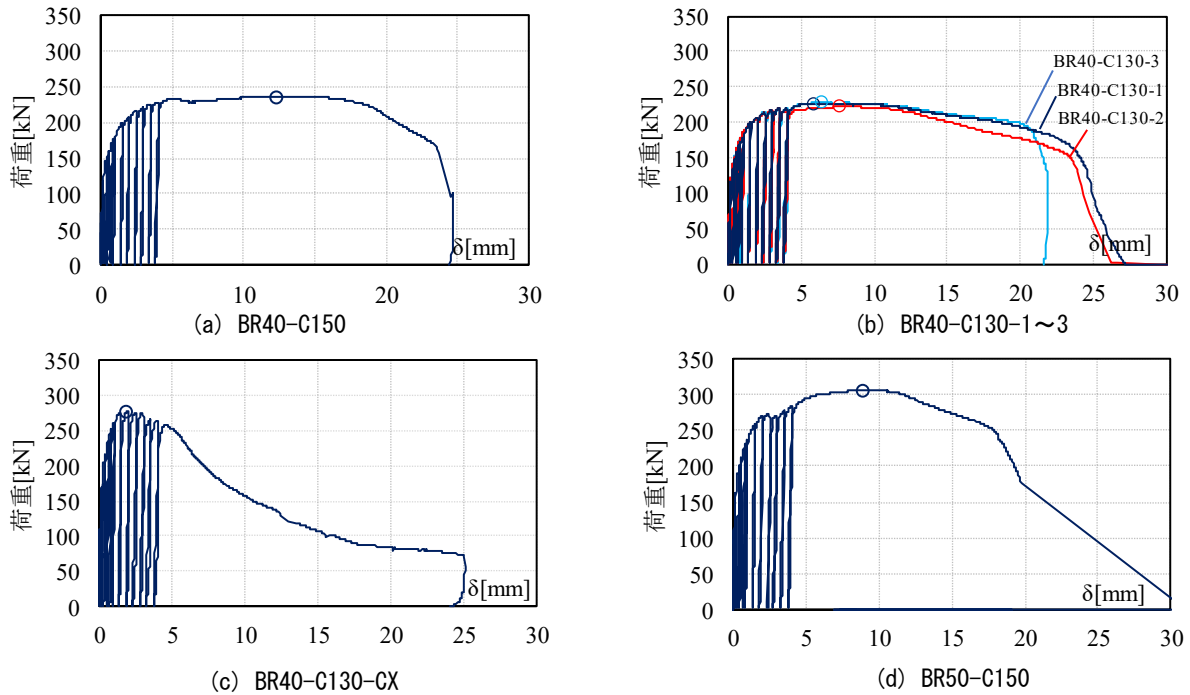


図-6 荷重(両側)-平均ずれ変位関係(全体図)

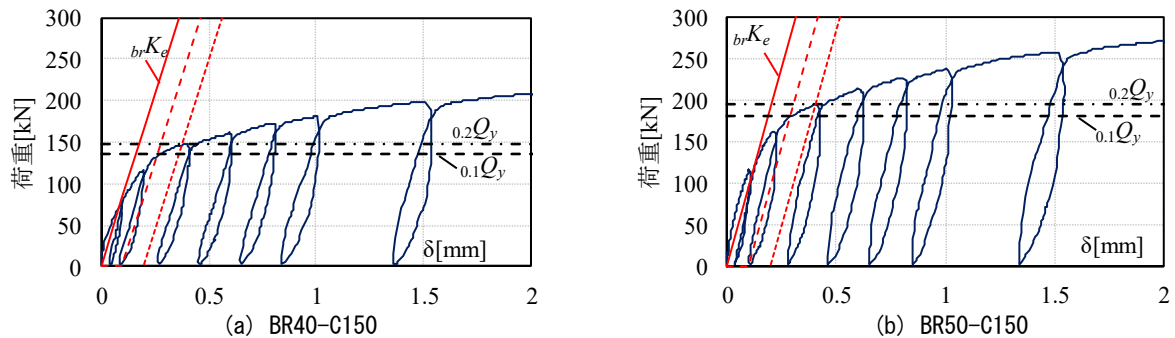


図-7 荷重(両側)-平均ずれ変位関係(変位 2mm までの拡大図)

のコンクリートは 2 面せん断破壊した際に見られる骨材の擦れた面^りは見られなかった。

直交配置した試験体(BR40-C130-CX)から研り出した状況を写真-2 に示す。直交配置したものは、パーリング鋼板が大きく面外曲げ変形を受け、パーリング鋼板がコンクリートから抜け出すように破壊したものと推察される。

3.3 鋼板応力と降伏耐力

3 軸ひずみゲージより得られたパーリング鋼板一枚当たりの荷重と、主ひずみから算定したミーゼス相当応力の関係を図-8 に示す。ひずみの値は、図-4 で示すパーリング鋼板に貼付した 4 か所各々で主ひずみを算定し、上部と下部でそれぞれ表裏を平均した値を用いて算出した。図中の点線は $0.1Q_y$ を示す。図より、弾性域では BR-U と BR-D が同じように応力が上昇しており、鋼板のせん断抵抗面で一様応力が上昇していることがわかる。 $0.1Q_y$ 近傍にて応力に差が生じているが、これは面内曲げ



写真-1 コンクリート研り出し状況 BR40-C130-1



写真-2 コンクリート研り出し状況 BR40-C130-CX

による影響と考えられる。BR-U と BR-D を平均した応力は、後述する鋼板のせん断降伏耐力 stq_y によく対応している。このため、降伏耐力に対して面内曲げの影響が小さいと推察される。ミーゼス相当応力の平均値が降伏応力 σ_y に達したときの荷重を vmQ_y として表-4 に併記する。相当応力が降伏となる降伏耐力 vmQ_y は $0.1Q_y$ に対して BR40 タイプで 1~2 割程度下回るが、BR50 では同等となった。

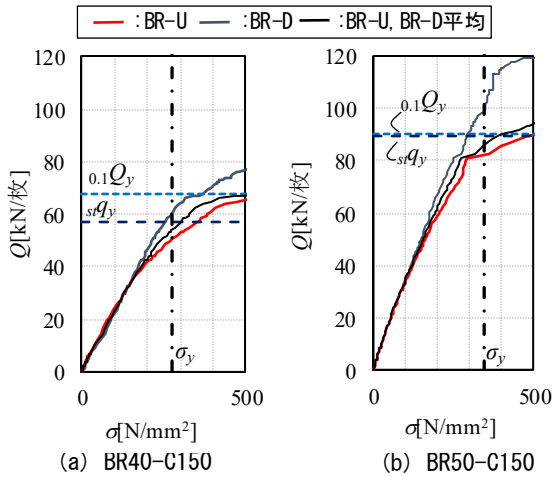


図-8 荷重と鋼板下部の相当応力の関係

4. 耐力評価

4.1 バーリングシアコネクタの抵抗機構

鋼板破壊が先行するバーリングシアコネクタのせん断耐力を評価する。バーリングシアコネクタのせん断抵抗機構を図-9 のように仮定する。コンクリートの抵抗力である支圧抵抗と二面せん断抵抗の合力はバーリング鋼板の貫通孔中心部に生じるとすれば、鋼板のせん断面ではせん断応力とコンクリートの抵抗による面外曲げ応力が生じている。しかしながら、コンクリート内に埋設された状態ではバーリング鋼板が変形しようとする際に鋼板上面からコンクリートの拘束力が働き、面内曲げ変形が抑制され、鋼板が図-9 の一点鎖線部のせん断抵抗力が支配的になっていると考える。そこでこのせん断面における平均せん断応力によって鋼板のせん断抵抗を評価する。

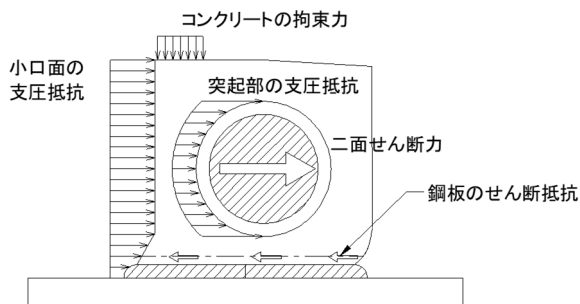


図-9 バーリングシアコネクタの抵抗機構

4.2 耐力評価式

バーリングシアコネクタ 1 つ当りの耐力は式(1)に示すようにコンクリート要素の抵抗力と鋼板のせん断抵抗力のいずれか小さい方の耐力となる。平行配置したバーリングシアコネクタにおけるコンクリート要素による抵抗力 $conq$ は文献 2) に示される終局耐力評価式を準用し、バーリング突起部に鋼板小口面を加えた支圧抵抗 bcq_s と二面せん断抵抗 bcq_s の単純和と考える。支圧強度式は文献 6) で示される支圧強度式を用い、支承面積は文献 7) によるブロックジベルを参考にした。

$$conq_u = bcq_c + bcq_s \quad (2)$$

$$bcq_c = A_p \cdot f_b \quad (3)$$

$$A_p = (d_p + 2t_{br}) \cdot h_f + t_{br} \cdot h_{br} \quad (4)$$

$$f_b = 1.8 \cdot \sqrt{A_c / A_p} \cdot \sigma_b^{(0.8 - \sigma_b / 2000)} \quad (5)$$

$$bcq_s = \alpha \cdot \pi d_p^2 / 4 \cdot \sigma_b \cdot 2 \quad (6)$$

A_p : バーリング突起部と小口面の見附面積

f_b : コンクリートの支圧強度⁶⁾

d_p : バーリング鋼板の貫通孔径 t_{br} : 板厚

h_f : 突起高さ h_{br} : バーリング鋼板の高さ

σ_b : コンクリートシリンダーの圧縮強度

A_c : コンクリートの支承面積 ($= \beta \cdot t_c^2$)

β : コンクリートの有効幅係数^{2), 7)} ($\beta = 2.0$)

t_c : コンクリートブロック厚さ

α : 実験定数 (Leonhardt らの場合 $\alpha = 1.08^8)$)

バーリング鋼板の終局耐力は破断面全体がせん断強度に達した状態と考える。

$$stq_u = brA \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \quad (7)$$

brA : 鋼板せん断面の断面積

σ_u : 鋼板の引張強度

同様に降伏耐力は破断面の平均せん断応力が降伏応力に達した耐力とすれば式(8)となる。

$$stq_y = brA \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (8)$$

σ_y : 鋼板の降伏応力

鋼板の素材試験値から計算した降伏耐力、終局耐力およびコンクリート要素による抵抗力 $conq_u$ を表-4 に併記する。表には文献 3) から外形 100mm 角、貫通孔径が $\phi 50$ 、突起高さ 15mm、板厚 6mm、としたバーリング鋼板 ($\square - 100 \times 6.0 \times \phi 50$) の押抜き試験から、鋼板せん断破断した試験体と併せて示す。本論で実施した試験体はいずれも $conq_u$ が stq_u を大きく上回っており、鋼板のせん断耐力で決定している。

そこで鋼板せん断抵抗による終局耐力計算値と実験値の関係を図-10 に、鋼板の降伏耐力計算値と実験値の関係を図-11 に示す。図より、終局耐力は計算値が実験値を過小に評価する。ここで図中に式(7)による耐力計算

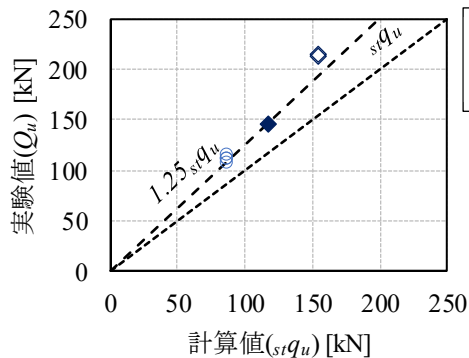


図-10 終局耐力の実験値と計算値比較

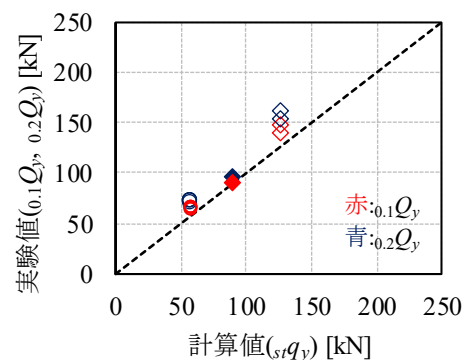


図-11 降伏耐力の実験値と計算値比較

値 $s_t q_u$ の 1.25 倍を示す破線を併記する。終局耐力計算値は、 $1.25 \cdot s_t q_u$ した値に対する対応が 1.00~1.12(平均 1.06, 変動係数 0.039)となる。終局時の鋼材耐力が増加する要因については不明な点が多いため、FEM を用いた大変形時の解析等を用いた検討が今後の課題である。

降伏耐力を $0.1 Q_y$ とした場合の方が計算値との対応がよく、 $0.1 Q_y / s_t q_y$ は 1.01~1.17(平均 1.05, 変動係数 0.053)となる。文献 4) による降伏耐力 $0.2 Q_y$ では実験値の耐力が過大評価になると考えられる。3 軸ひずみゲージから得られたミーゼス相当応力による降伏耐力 $v_m Q_y$ は表-4 に示す $v_m Q_y / s_t q_y$ に示されるように非常によく対応している。これらから、本論文で対象とする鋼板のせん断降伏が先行するバーリングシアコネクタにおいても孔あき鋼板ジベル⁵⁾と同様に実験値の降伏耐力は $0.1 Q_y$ によって求められ、その耐力は破断面における平均せん断応力を用いた降伏耐力評価式と対応している。

本実験に用いたバーリング鋼板は面内曲げ応力による鋼板せん断耐力の低下は考慮せずとも降伏耐力の評価が可能と考える。しかしながら、鋼板の長さや貫通孔の高さにより面外曲げを考慮すべき範囲があると考えられる。面外曲げが大きくなる場合には、せん断降伏時のずれ変形に影響するため、降伏耐力評価時のオフセット量に影響すること考えられる。鋼板やコンクリートの諸元が耐力に与える影響については今後の課題とする。

5. まとめ

鋼板のせん断破壊が先行するバーリングシアコネクタについて、バーリング鋼板によるせん断耐力の評価方法を実験的に評価した。以下に押抜き試験から得られた知見を示す。

- 1) せん断力方向に平行配置した場合にはずれ変形に対する変形性能があり、鋼板部がせん断破壊を確認した。直交配置した場合には、平行配置したものと同等以上の耐力を示したが、変形性能は平行配置したものに対して劣る。

- 2) バーリングシアコネクタの終局耐力は鋼板の破断面全体がせん断強度となる終局耐力評価式を提案した。評価式は実験値を過小評価し、実験値は計算値の 1.25 倍以上の高い耐力となった。
- 3) 実験値降伏耐力は、孔あき鋼板ジベルと同様に初期剛性を 0.1mm オフセットした耐力とする場合に、ずれ止めの変形性状と対応する。平均せん断応力から算定した降伏耐力は降伏耐力実験値と対応する。

参考文献

- 1) 田中照久, 堺純一, 河野昭彦: バーリング加工を活用した新しい機械的ずれ止めの開発, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78 No.694, pp.2237-2246, 2013.12
- 2) 井土祥太, 田中照久, 堺純一: コンクリート強度がバーリングシアコネクタのずれ止め特性に及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.41, No.2, pp.1075-1080, 2019.7
- 3) 丸山喜照, 田中照久他: バーリングシアコネクタを用いた鉄骨梁と床スラブの接合に関する実験的研究, 押抜きせん断試験および単純梁曲げ試験, 第 14 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, (3)-1-8, 2021.11
- 4) 日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート, No.35, 1996.11
- 5) 日本建築学会: 鋼・コンクリート機械的ずれ止め構造設計指針, 2022.2
- 6) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説, 2022.3
- 7) 土木学会: 2014 年制定 複合構造標準示方書[原則編・設計編], 2014.5
- 8) Leonhardt, F et al.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987