(5) 貫通鉄筋を有するバーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの押抜きせん断実験

田中　照久[1]・堺　純一[2]・河野　昭彦[3]

[1] 正会員　福岡大学助手　工学部建築学科（〒 814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19 番 1 号）
E-mail:sttanaka@fukuoka-u.ac.jp

[3] 正会員　福岡大学教授　工学部建築学科（〒 814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19 番 1 号）
E-mail:sakaij@fukuoka-u.ac.jp

[3] 正会員　九州大学大学院教授　人間環境学研究院（〒 812-8581 福岡市東区箱崎六丁目 10 番 1 号）
E-mail:kawano@arch.kyushu-u.ac.jp

著者らは，鋼材とコンクリートを繋ぐバーリングシアコネクタと称する新しい機械的ずれ止めの開発を行っている．本研究では，ずれ止めのずれ変形性能の向上ならびに鉄筋の配筋作業の効率化を図る目的に，横補強鉄筋をバーリング孔内面に接触させ配置することを想定し，貫通鉄筋（D10）を有するずれ止めの力学的特性および破壊性状を把握するため，単調載荷および繰返し載荷の押抜きせん断実験を行った．実験変数は，バーリング突起の有無（突起無しは，孔あき鋼板ジベル），バーリング個数･間隔とした．実験結果より，バーリングシアコネクタに用いた貫通鉄筋は，耐力よりもずれ変形性能の向上に寄与する効果の方が大きいことがわかった．また，その効果は，バーリング数が単数よりも複数の方が有効であることがわかった．

***Key Words** : Steel-Concrete Joint, Shear connector, Reinforcing bar, Stress transfer, Push-out test*

1. 序論

近年，鋼コンクリート合成構造・混合構造は，接合部の多種多様化や材料の高強度化に伴い，機械的ずれ止めの設計の見直しならびに頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベル（以下，PBL）に比べ，高い剛性と耐力を有するずれ止めの開発が望まれている．このような背景から，著者らは，図 -1 に示すプレス加工技術を活用したバーリングシアコネクタ[1]（以下，バーリングコネクタ）と称する新しいずれ止めの開発に着手し，これまでに，バーリングの突起高さ[1]，個数・間隔[2]，鉄筋量[3]を変数とした単調および繰返し載荷の押抜き試験を実施し，ずれ止め設計法を構築するための検討を行ってきた．また，バーリングコネクタを用いた合成梁の曲げ試験を行い，従来のずれ止めと同等以上の曲げ性能を発揮できることを確認してきた[4]．

本研究は，鉄筋の配筋作業の効率化を図ることを目的に，PBL と同様な考えに基づき，図 -2 のようにバーリングコネクタの孔内に鉄筋を貫通した際のずれ止め特性を検証するために押抜き試験を実施した．貫通鉄筋を有するバーリングコネクタの施工上の利点としては，バーリング加工間隔と鉄筋の間隔

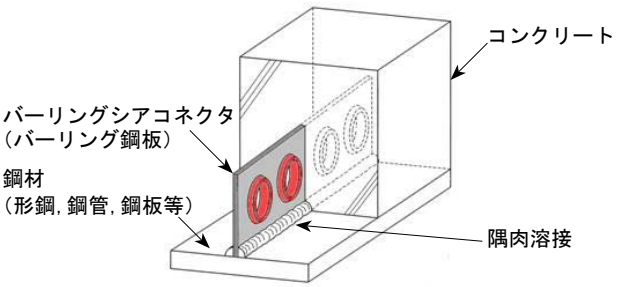


図 -1　バーリングシアコネクタ[1]

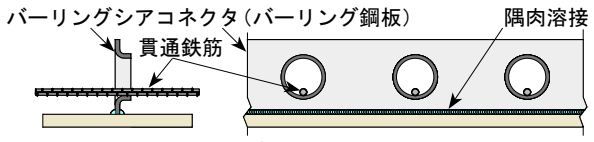


図 -2　バーリング孔内に鉄筋を配置した様子

を一致させることで，鉄筋を配置する際の目印が不要となる．また，貫通鉄筋は，バーリング孔内面に接触して配置させることで，コンクリートのかぶり厚を確保できればスペーサーの数を削減でき，孔中央部に配置するよりもコンクリートの充填性も改善できると思われる．そこで，本論では，貫通鉄筋を有するバーリングコネクタと PBL のずれ挙動を比較考察するとともに，バーリング個数，間隔および繰返し載荷に及ぼす影響について述べる。

2. 実験計画

本研究では，鉄骨梁と鉄筋コンクリート（RC）床スラブから構成される合成梁を対象とする．

(1) 押抜き試験体

押抜き試験体の形状寸法を図-3 に示す. H 形鋼は，H-250x250x9x14（SS400）を使用する．また，コンクリートと接触する H 形鋼フランジ面には，付着力を除去するためにグリースを塗布している．コンクリートブロックの幅と高さはそれぞれ 600mm とし，厚さは 150mm である．また，コンクリートは，呼び強度 21N/mm^2，粗骨材の最大寸法 20mm を使用する．バーリングコネクタと PBL のずれ止め鋼板は，H 形鋼フランジ面のウェブ芯上に T 形に全周隅肉溶接で取り付け，鋼板下端部には発泡材を配置し，支圧抵抗の影響を受けない条件としている．鉄筋は，RC 構造計算規準・同解説[5] にある床スラブの配筋を考慮し，異形棒鋼 D10（SD295A）を縦横@150mm で配置している．ずれ止め鋼板および鉄筋の機械的性質を表-1 に示す．また，コンクリートの材料特性を表-2 に示す.

(2) 実験変数とその選定条件

貫通鉄筋の影響を調べることを目的とした試験体一覧を表-3，バーリングコネクタおよび PBL の形状寸法を図-4 に示す．バーリングコネクタの実験変数は，貫通鉄筋の有無，鋼板 1 枚あたりのバーリング加工数，バーリング加工間隔および載荷手順である．なお，貫通鉄筋を有する場合は，試験体名の頭文字に下付きで「b」を表記している．B1-M はバーリング 1 個の試験体，B2-300-M および B2-150-M はバーリング 2 個をそれぞれ 300mm，150mm の間隔で加工された試験体であり，いずれも単調載荷を受ける場合とし，バーリング数および間隔の影響を

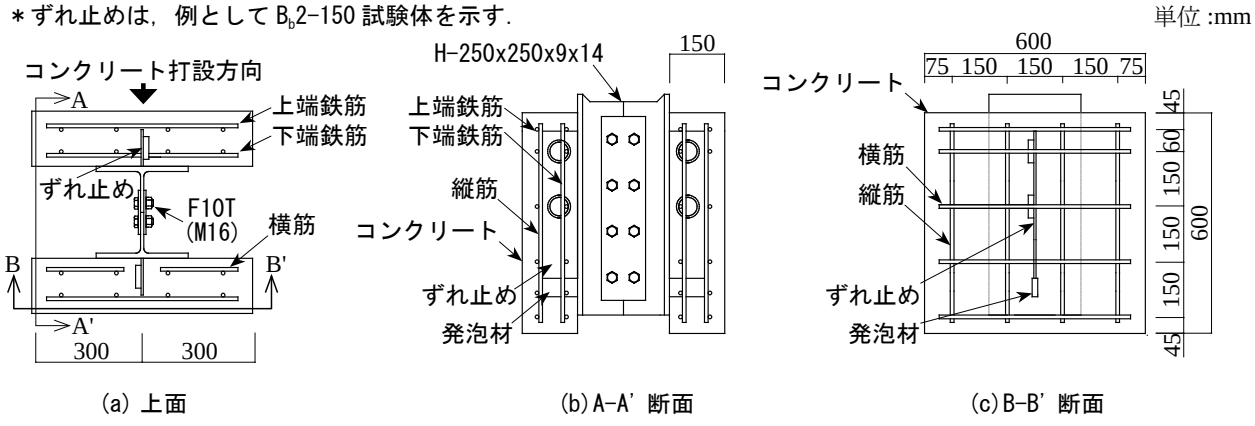


図-3　押抜き試験体の形状寸法

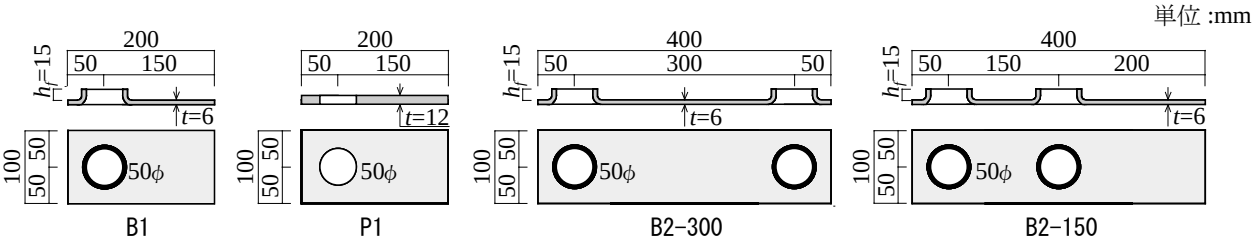


図-4　バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの形状寸法

表 -1　鋼材の機械的性質

使用材料	降伏点 σ_y (N/mm^2)	引張強さ σ_u (N/mm^2)	ヤング係数 E_s (N/mm^2)
バーリング鋼板 PL-6 (SS400)	322	498	2.22×10^5
孔あき鋼板 PL-12 (SS400)	295	484	2.03×10^5
異形棒鋼 D10 (SD295A)	390	556	2.06×10^5

表 -2　コンクリートの材料特性

使用材料	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	割裂引張強度 σ_t (N/mm^2)	ヤング係数 E_c (N/mm^2)
普通コンクリート	30.6	3.66	2.70×10^4

表 -3　試験体一覧

No.	試験体名	板厚 t (mm)	孔径 d_p (mm)	突起高さ h_f (mm)	貫通鉄筋	個数	間隔 (mm)	載荷手順
1	B1-M1	6 (5.80)	50 (49.5)	15 (15.5)	無	1	-	単調
2	B1-M2							
3	B_b1-M1				有			
4	B_b1-M2							
5	B2-300-M				無	2	300	
6	B_b2-300-M				有			
7	B2-150-M				無		150	
8	B_b2-150-M				有			
9	B2-150-C				無			繰返し
10	B_b2-150-C				有			
11	P1-M	12 (11.7)	50 (50.1)	-	無	1	-	単調
12	P_b1-M				有			

※括弧内の数値は，実測値を示す。

調べる．また，B2-150-C は，繰返し載荷の影響を調べる．PBL の P1-M は，鋼板 1 枚あたりに孔 1 個を設けた試験体であり，貫通鉄筋の影響を再確認するとともに，バーリングコネクタの B1-M と比較する．以下に，試験体の選定条件について述べる．

a) バーリングシアコネクタと孔あき鋼板ジベル

本研究で対象とするバーリングコネクタと PBL の形状寸法は，文献 1）の研究成果より 1 種に限定する．バーリングコネクタの鋼板（SS400）は，板厚 6mm，バーリング径 50mm，バーリング突起高さ 15mm とし，PBL の鋼板（SS400）は，板厚 12mm，孔径 50mm とする．バーリングコネクタと PBL の鋼板高さ（短手方向）は，コンクリートブロックの厚さと上端鉄筋のかぶり厚を考慮し，いずれも 100mm とする．土木分野の複合構造標準示方書[6]（以下，複合示方書）では，PBL の鋼板上面からコンクリート上面までのかぶりは鋼板高さの 3 倍以上かつ 100mm 以上を推奨しているが，本実験条件のかぶりは 50mm（推奨値の 1/6）である．一方，鋼板の長手方向は，鋼板とコンクリート界面の付着力と摩擦力の影響[2]を考慮するため，鋼板 1 枚あたりに対しバーリング孔の総面積の占める割合が同じになるように，バーリング 1 個の場合を 200mm，バーリング 2 個の場合を 400mm としている（図 -4）．また，鋼板の表面は，黒皮のままであり，特別な処理は行っていない．なお，本実験条件の破壊形式は，バーリングコネクタはコンクリートの支圧破壊と二面せん断破壊となり，PBL はコンクリートの二面せん断破壊となるもの[1]を選んでいる．

b) 貫通鉄筋

貫通鉄筋によるダウエル（ダボ）効果を期待するならば，鉄筋径は大きいに越したことはないが，実用性を考えると非合理であり，あまり現実的でない．また，複合示方書[6]において PBL に用いる貫通鉄筋径は 13mm を標準としているが，本研究は配筋作業の効率化を図るという観点から，コンクリートブロックの配筋条件に合わせ，異形棒鋼 D10 の一種に限定し，バーリングと同じ位置にある横方向の下端鉄筋をバーリング孔内に通している．また，貫通鉄筋の高さ方向の位置は，バーリング孔内の下側面に接触する条件である（図 -2）．

c) バーリング数とバーリング加工間隔

文献 2）の押抜き試験では，鋼板 1 枚あたりのバーリング数が 1 個から 2 個になることで，バーリングコネクタ 1 個あたりの最大せん断耐力は 1 割程度低下し，3 個の場合においても同様の結果が報告されている．よって，バーリング数は 1 個と 2 個を選び，個数の影響を調べることとした．また，バーリング 2 個の加工間隔は，300mm と 150mm とする．これは，バーリング間隔 250mm と 200mm を境に最大せん断耐力到達後の耐力劣化勾配に違いが確認されている範囲[2]から選んだ．なお，バーリング相互間のコンクリートの破壊形式は，間隔 300mm は支圧破壊，間隔 150mm は隣接する突起頂部を結ぶ面でのせん断破壊を呈することが確認されている．

d) 載荷手順

繰返しせん断力を受けるバーリングコネクタは，バーリング周囲のコンクリートが軟化する影響を受け，作用せん断力に対して直交方向に配置された上端の横補強鉄筋が少なければ，最大せん断耐力は，単調載荷を受ける場合に比べ 1 割程度低下することがわかっている[3]．本研究に用いる横補強鉄筋は，バーリング 1 個の場合には繰返しせん断力を受けても十分な耐力を発揮できる本数を配置している．そこで，繰返しせん断力の影響を調べる試験体は，バ

ーリング数 2 個を対象とし，バーリング間隔は最大耐力発揮後の耐力低下が大きい 150mm を選び，繰返しせん断力載荷の影響を調べることとした．

(3) 載荷方法と計測位置

実験装置は 5000kN 圧縮試験機を使用する．試験体の設置は，コンクリートブロック下部の周囲に無収縮グラウトを流し，全底面を反力板に密着させ，水平を保持できるようにした．厳密に言えば，ブロック底面と反力板との間には摩擦が生じることになるが，建築構造物における端部は拘束されることが多いことが予想され，また，合成梁の曲げ試験でバーリングコネクタと PBL に作用したせん断力は押抜き試験結果と良好に対応していることが確認されたため[4]，文献 7）に準じた．なお，H 形鋼とコンクリートブロックの分離を防ぐための開き止め治具は設けていない．

載荷方法は，図 -5 のように，押抜き試験体の H 形鋼フランジ頭部にピンを介して一方向に単調または繰返し荷重を載荷し，H 形鋼とコンクリートブロック間の相対ずれが 25mm に達した時点で終了とする．繰返し載荷の手順は，ずれ変位制御とし，相対ずれが 1.0mm までは 0.1・0.2・0.4・0.6・0.8・1.0mm とし，それ以後 5.0mm までは 0.5mm 増すごとに載荷と除荷の漸増繰返しを行い，5.0mm 以降は 25mm まで単調に載荷する．

H 形鋼とコンクリートブロック間の相対ずれ変位は，いずれの試験体も H 形鋼フランジ頭部から下に 150mm に位置するバーリング孔中央と同じ高さに設置した変位計を用い計測する（図 -5）．実験結果より，左右ブロックから得られたずれ変位の計測値の差は，いずれも 1 割に満たない僅かな差であったため，本論のずれ変位は平均値で評価することとした．また，鉄筋のひずみ性状を把握するため，上端の横補強鉄筋は材軸方向の中央部外面に，貫通鉄筋はずれ止め鋼板中央部から両側それぞれ 25mm の位置の縦リブ上下対面にひずみゲージを貼付している．

3. 実験結果とその考察

各試験体から得られたずれ止めの力学的特性を表 -4 に示す．また，荷重 Q- ずれ変位 δ 関係を図 -6 に示す．なお，ここで取り扱う荷重は，コンクリートブロック 1 つあたりに作用したせん断力を意味する．

(1) 貫通鉄筋の有無を比較した荷重 - ずれ変位関係

a) バーリングシアコネクタと孔あき鋼板ジベル

単調載荷を受けるバーリングコネクタおよび PBL の貫通鉄筋の有無を比較した荷重 - ずれ変位関係を図 -6(a)，(b) にそれぞれ示す．図 -6(a) より，バーリングコネクタの B1-M と Bb1-M のずれ挙動は，バーリング孔に鉄筋を通しても，実験終了時までほとんど有意差は見られない．表 -4 より，貫通鉄筋のある Bb1 に対する貫通鉄筋のない B1 のずれ定数 Ks は約 0.92 ～ 1.47 倍の範囲にある．また，貫通鉄筋を有することで，最大耐力は約 1.03 ～ 1.09 倍の範囲にあることから，貫通鉄筋がバーリングコネクタ（単数）の初期剛性と耐力に及ぼす影響は少ない

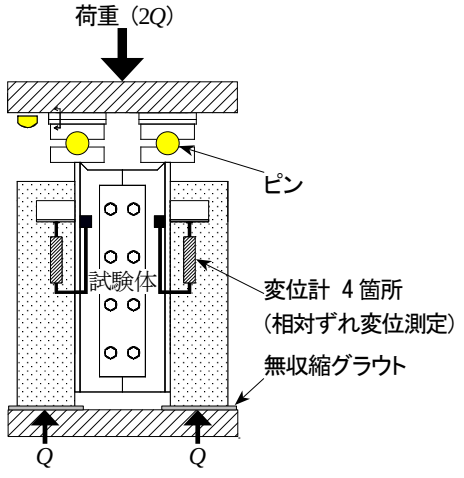
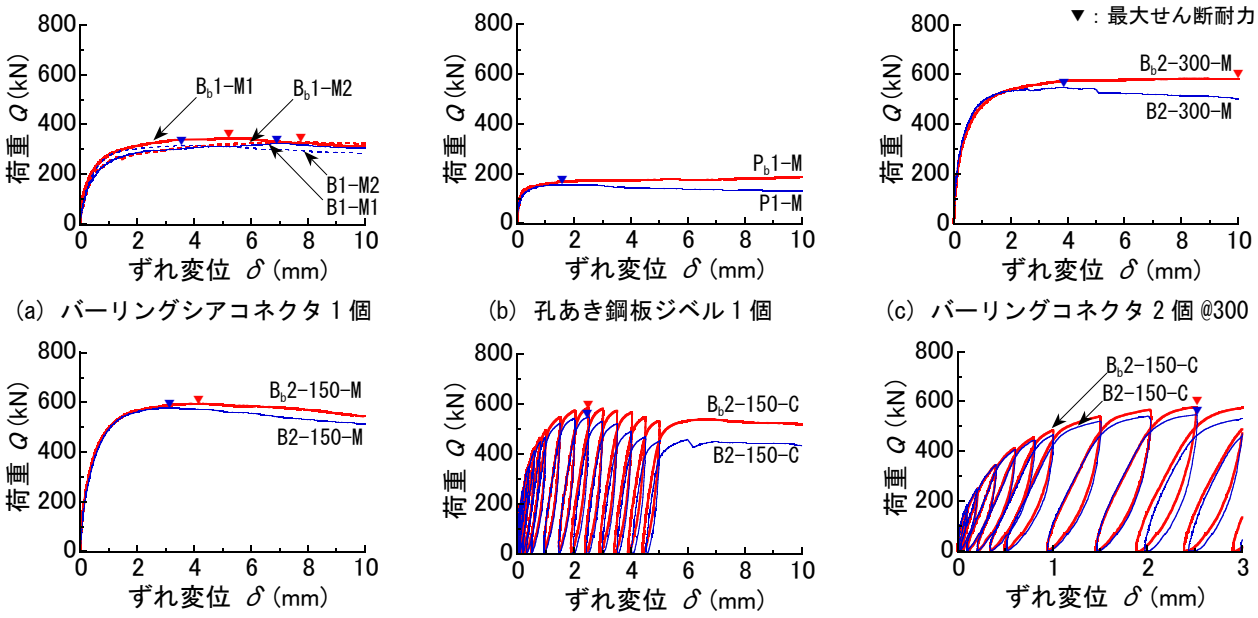


図 -5　載荷方法と計測位置

表 -4　押抜きせん断実験によるずれ止めの力学的特性

No.	試験体名	最大せん断耐力*1 Q_{max} (kN)	最大ずれ変位*2 δ_{max} (mm)	ずれ定数*3 K_s (kN/mm)
1	B1-M1	320	6.91	755
2	B1-M2	314	3.53	798
3	B_b1-M1	341	5.20	1110
4	B_b1-M2	324	7.63	738
5	B2-300-M	547	3.86	1940
6	B_b2-300-M	583	10.2	1760
7	B2-150-M	577	3.14	1480
8	B_b2-150-M	593	4.16	1690
9	B2-150-C	547	2.51	1840
10	B_b2-150-C	577	2.51	1780
11	P1-M	155	1.56	873
12	P_b1-M	191	19.6	973

*1 Q_{max} ：コンクリートブロック1つあたりの最大荷重
*2 δ_{max} ：Q_{max} に対応するずれ変位
*3 K_s ：ずれ変位0.1mm時の初期割線の傾き



(a) バーリングシアコネクタ 1 個　(b) 孔あき鋼板ジベル 1 個　(c) バーリングコネクタ 2 個 @300

(d) バーリングコネクタ 2 個 @150　(e) 繰返し載荷　(f) (e) のずれ変位 3mm まで

図 -6　貫通鉄筋の有無を比較した荷重 - ずれ変位関係

といえる．また，貫通鉄筋の有無に関係なく，最大耐力時のずれ変位は同程度であり，かつ，ずれ変位 10mm 時の荷重は最大耐力の 90%以上を保持していることから，バーリング周囲の横補強鉄筋と H 形鋼フランジによってコンクリートの拘束効果が十分に発揮されたと考えられる．

一方，図 -6(b) より，PBL は，貫通鉄筋を有することで，耐力およびずれ変形性能の向上が図れていることがわかる．貫通鉄筋のない P1-M は，ずれ変位 1.11mm で最大耐力に到達し，その後，緩やかに耐力が低下するのに対し，貫通鉄筋のある Pb1-M は，ずれ変位 1.11mm まで P1-M とほぼ変わらないずれ挙動を示すが，その後も耐力は増加し，ずれ変位 19.6mm 時に最大耐力を発揮した．また，PBL は貫通鉄筋を有することで，最大耐力は 1.23 倍の増加が確認できる．よって，本実験条件においても，貫通鉄筋を有する PBL は，孔部分のコンクリートのせん断破壊面における骨材の噛み合い作用に起因する押し広げ力[8]に貫通鉄筋が抵抗することでずれ変形能力の向上が図れ，さらに，貫通鉄筋のダウエル（ダボ）効果による抵抗力が発揮されたものと考えられる．また，貫通鉄筋を PBL の孔中央部ではなく孔内面に接触させて配置しても（図 -2），ずれ止め特性上問題ないことを確認できた．

b) バーリング数とバーリング加工間隔の影響

単調載荷を受けるバーリング数 2 個の場合，貫通鉄筋を有することで，バーリングコネクタの最大耐力は，バーリング間隔 300mm は約 1.06 倍，間隔 150mm は約 1.03 倍の増加が見られ，バーリング 1 個の場合と同程度である．最大耐力時のずれ変位は，バーリング間隔 300mm は 2.64 倍，間隔 150mm は 1.32 倍の増加が確認できる．また，図 -6(c), (d) より，最大耐力発揮後は貫通鉄筋がある方が耐力劣化勾配が小さくなり，ずれ変位 10mm 時の荷重は，バーリング間隔 300mm の場合は貫通鉄筋の有無に関係なく，間隔 150mm の場合は貫通鉄筋を有することで，最大耐力の 90%以上を保持できており，これはバーリング 1 個の場合と同様の特性が認められる．

以上のことから，貫通鉄筋 D10 がバーリングコネクタ 1 個あたりの最大耐力に寄与する割合は，バーリング数に関係なく，1 割未満であることがわかった．むしろ複数のバーリングを用いる場合の貫通鉄筋は，耐力よりもずれ変形性能の改善に寄与する効果の方が高いといえる．

c) 繰返し載荷の影響

繰返し載荷を受けるバーリングコネクタの貫通鉄筋の有無を比較した荷重 - ずれ変位関係を図 -6(e), (f) に示す．貫通鉄筋のある Bb2-150-C と貫通鉄筋のない B2-150-C のずれ挙動は，ずれ変位 0.6mm 程度までは有意差が見られないが，その後は，貫通鉄筋がある場合の方が貫通鉄筋のない場合に比べて，同じずれ変位時の耐力は高い．また，貫通鉄筋を有す

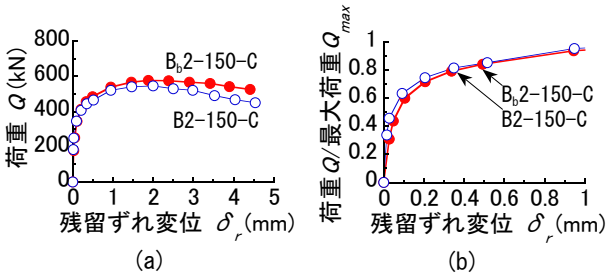


図 -7　繰返し載荷の除荷点荷重 – 残留ずれ変位関係

ることで，最大耐力は 1.05 倍の増加が見られ，これは，単調載荷を受ける場合と同程度であることから，繰返しせん断力を受ける場合においても貫通鉄筋が耐力に寄与する効果は同程度であったことがわかる．一方，貫通鉄筋のない繰返し載荷を受けた B2-150-C の最大耐力は，単調載荷を受けた B2-150-M に比べ 5.2％程度の耐力低下が見られる．これは，繰返しせん断力が作用することでバーリング周囲の内部ひび割れによりコンクリートの軟化が進展したことが耐力低下の一因と考えられるが，バーリング孔内に貫通鉄筋を配置した Bb2-150-C の最大耐力は B2-150-M と同程度となる．しかし，Bb2-150-C の最大耐力発揮時のずれ変位は，B2-150-C と同程度であり，単調載荷を受ける場合に比べ早期に最大耐力に到達していることから，貫通鉄筋が最大耐力に寄与した増加分は，骨材の噛み合い作用によるものでなく，ダウエル（ダボ）効果によるものと考えられる．最大耐力到達後においては，いずれの試験体もずれ変位の増加に伴い耐力が緩やかに低下していく挙動が見られるが，貫通鉄筋がある場合の方が，高い耐力を保持している．

次に，各サイクルの徐荷点荷重と徐荷後の残留ずれ変位の関係を図 -7(a) に示す．Bb2-150-C と B2-150-C のせん断耐力は，残留ずれ変位 3.0mm までの差は 1 割以下であり，3.0mm 以降の残留ずれ変位で顕著な差が見られる．

ところで，複合示方書[6] では，PBL の残留ずれが急激に大きくならない点として，残留ずれ変位 0.1mm 程度を基準値とし，この場合の徐荷前のせん断耐力を最大せん断耐力の 33%としており，これを使用性の照査に用いるものとしている．そこで，図 -7(a) の縦軸を各試験体の最大荷重で除したものを図 -7(b) に示す．本実験で得られたバーリングコネクタの残留ずれ変位 0.1mm 時の荷重は，貫通鉄筋の有無に関係なく，最大耐力に対して約 61％（平均）であり，バーリングコネクタの最大耐力に対する残留ずれ変位 0.1mm 程度の耐力の割合は PBL の約 2 倍程度であることから，バーリングコネクタの優位性が認められる．

(2) 鉄筋のひずみ性状

文献 3）では，コンクリート内部の上端の横補強鉄筋は，バーリング突起部の支圧作用に伴うコンクリートのひび割れ幅の進展を抑制し，バーリングコネクタの耐力およびずれ変形性能の改善に与える効果が大きいことを示している．そこで，本論では，単調載荷を受けた試験体を比較対象とし，貫通鉄筋および上端の横補強鉄筋がバーリングコネクタの応力伝達に及ぼした影響について検討する．

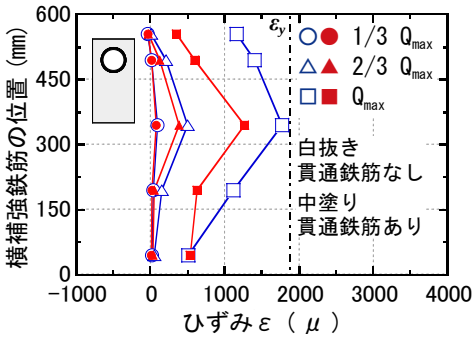
a) 横補強鉄筋のひずみ分布

図 -8 に，$1/3Q_{max}$（○印），$2/3Q_{max}$（△印），Q_{max}（□印）時の上端の横補強鉄筋中央部のひずみ分布を示す．図中の白抜きのプロットが貫通鉄筋なし，中塗りのプロットが貫通鉄筋ありをそれぞれ表しており，また，引張試験で得られた鉄筋の上降伏点のひずみ ε_y を一点鎖線で示している．$2/3Q_{max}$ 時までは，いずれの比較も貫通鉄筋の有無に関係なく，同位置にある横補強鉄筋には同程度の引張ひずみが生じている．Q_{max} 時のひずみは，貫通鉄筋の有無によらず上から 3 番目の鉄筋が相対的に最も大きい．また，図 -8(c)，(d) より，バーリング数が 1 個から 2 個に増えることで，バーリングに近い位置の横補強鉄筋は，貫通鉄筋を有していても降伏ひずみに達している．

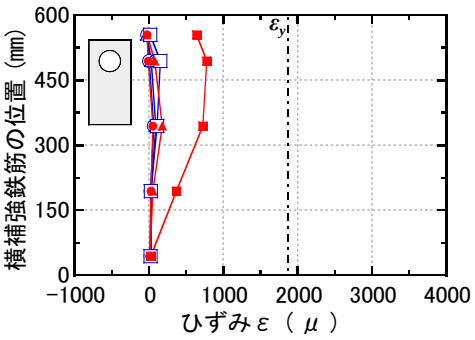
一方，図 -8(b) より，貫通鉄筋のない PBL の横補強鉄筋には，Q_{max} 時までほとんどひずみが生じていないのに対し、孔内に鉄筋を貫通させると，横補強鉄筋のひずみが増加する傾向が見られる．これは，貫通鉄筋のダウエル作用による抵抗からコンクリートを介して横補強鉄筋に伝達されているものと考えられる．

b) 貫通鉄筋のひずみ挙動

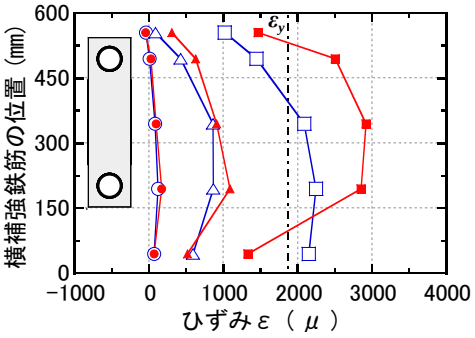
次に，貫通鉄筋のずれ止め鋼板中央部から両側それぞれ 25mm の位置での荷重と軸ひずみおよび曲げひずみの関係の一例をそれぞれ図 -9(a)，(b) に示す．縦軸の荷重は，各ずれ変位時の載荷荷重を最大



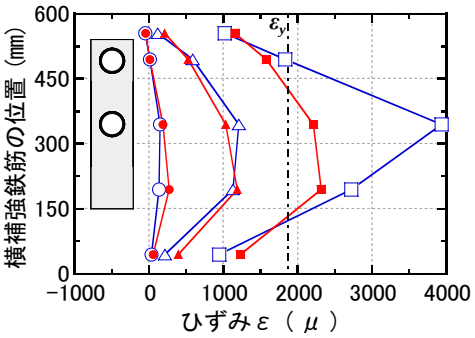
(a) バーリングシアコネクタ 1 個



(b) 孔あき鋼板ジベル 1 個

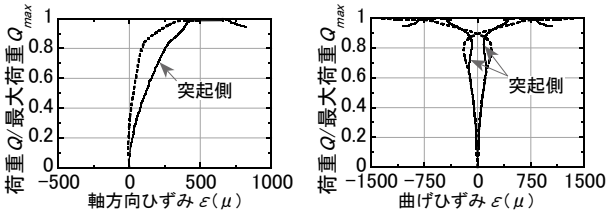


(c) バーリングシアコネクタ 2 個　間隔 300mm



(d) バーリングシアコネクタ 2 個　間隔 150mm

図 -8　貫通鉄筋有無を比較した横補強鉄筋のひずみ分布



(a) 軸ひずみ　(b) 曲げひずみ

図 -9　バーリング 1 個の貫通鉄筋のひずみ挙動（一例）

荷重で徐して無次元化している．本論では，バーリングコネクタ B_b1-M（バーリングコネクタ 1 個）を示している．また，図中のひずみ曲線は，突起がある側を実線，突起がない側を破線で表している．図より，貫通鉄筋には，軸ひずみと曲げひずみが生じていることが認められる．いずれのひずみも，最大荷重の 8 割あたりから急激に増加している．また，曲げひずみは，正負のひずみが反転する現象が見られることから，ダウエル作用により，貫通鉄筋には局部的な曲げ変形が生じていると推測でき，写真 -1 に示す実験終了後の破壊状況からも鉄筋の曲げ変形が確認できた．最大耐力発揮時の軸ひずみは，300 ～ 600μ 程度であり，これは鉄筋 D10 の降伏引張軸力の約 21 ～ 42%に相当する．一方で，貫通鉄筋を有する PBL の最大耐力発揮時の軸ひずみは概ね 300 ～ 500μ 程度であることが報告されており [8]，バーリングコネクタに用いた貫通鉄筋による拘束効果も PBL と同程度であることが示唆される．

鈴木らは，鉄筋に作用する引張力が鉄筋のダウエル作用に及ぼす影響を実験的に検討しており，鉄筋に小さな引張力が生じてもダウエル耐力の低下が生じるとの報告がある [9]．したがって，本実験結果においても，貫通鉄筋の軸方向には引張ひずみが生じていたことから，この特性が，バーリングコネクタの耐力増加にあまり寄与しなかった一因であると考えられる．

写真 -1　バーリング孔内に配置した貫通鉄筋の破壊状況

※矢印は鉄筋を指す

(a) B_b1-M1　(b) B_b2-300-M　(c) B_b2-150-M　(d) P_b1-M

写真 -2　バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの最終破壊状況

(3) バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの破壊性状

写真 -2 に，バーリングコネクタおよび PBL の最終破壊状況を示す．各種ずれ止めの破壊は，コンクリートブロックを切断後に削った様子である．バーリングコネクタは，いずれもコンクリートの支圧破壊と二面せん断破壊が見られた．バーリング 2 個の相互間のコンクリートについては，貫通鉄筋の有無に関係なく，文献 2）と同様に，バーリング間隔 300mm は支圧破壊，間隔 150mm は隣接する突起頂部を結ぶ面でのせん断破壊が生じていた．また，バーリング孔内に配置した貫通鉄筋は，個数や間隔に関係なく，写真 -1 に示したように，いずれもせん断曲げ変形が生じていたが，鉄筋の破断は見られなかった．一方で, PBL は, 貫通鉄筋の有無に関係なく，いずれも円孔側面でコンクリートの二面せん断破壊が生じていた．また，PBL の孔内に配置した一部の鉄筋は，孔側面に沿ってせん断破断が見られた．

4. バーリングシアコネクタの最大せん断耐力評価

バーリングコネクタの最大せん断耐力は，貫通鉄筋 D10 のダウエル作用および骨材の噛み合い作用による抵抗力は無視し，図 -10 に示す抵抗機構により，文献 1）で提案された式（1）により，PBL[10] のせん断強度 q_s 式（2）とブロックジベル [6] のせん断強度 q_c 式（3）の単純和で評価し，耐力式の妥当性を検証する．ただし，鋼板とコンクリート界面の摩擦力は，式（2）に含まれている．

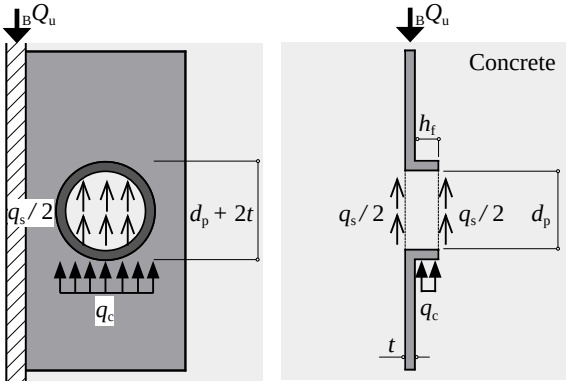


図 -10　バーリングシアコネクタの抵抗機構 [1)]

$$ {}_BQ_u = q_s + q_c \tag{1}$$

ここに，q_s：円孔側面のコンクリートの二面せん断強度，q_c：突起部のコンクリートの支圧強度

$$ q_s = \alpha \cdot \pi\, d_p^{\,2} / 4 \cdot \sigma_B \cdot 2 \tag{2}$$

ここに，α：実験定数（Leonhardt[10] の場合：α=1.08），d_p：バーリング径（バーリング突起部先端の孔径），σ_B：コンクリートシリンダーの圧縮強度

$$ q_c = A_p \cdot f_b \tag{3}$$

ここに，A_p:バーリング突起部の投影面積（=$(d_p+2t)\cdot h_f$），d_p:バーリング径，h_f:突起高さ，f_b:コンクリートの支圧強度（=$\sigma_B \cdot \sqrt{A_c/A_p}$），$\sigma_B$：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（=$B_c \cdot t_c$），$B_c$:コンクリートブロックの幅（=$\beta \cdot t_c$），$\beta$:コンクリートの有効幅係数（複合示方書 [6] の場合：β=2.0），t_c：コンクリートブロックの厚さ

式 (1) による最大耐力の計算値と実験値の比較を表 -5 に示す．なお，式 (2) の実験定数は 1.08[10]，式 (3) のコンクリートの有効幅係数は 2.0[6] を用いている．バーリングコネクタの計算値は実験値に対して，1 個の場合には 0.96 ～ 1.04 の範囲にあり，貫通鉄筋の有無に関係なく，良好に評価できる．一方，2 個の場合には 0.84 ～ 0.91 の範囲にあり，特に貫通鉄筋のない場合の方がやや過大評価となる．これは，図 -8 に示したとおり横補強鉄筋の一部が降伏に至り，コンクリートの拘束効果が減少したことが要因である．ただし，文献 11) の押抜き試験より，鋼板 1 枚あたりに加工されるバーリング数が 3 個であっても，1 個あたりの最大せん断耐力の低下は，2 個の場合と同程度であることが確認されていることから，式 (1) を適切に低減すれば特に問題とならない．また，耐力低下を改善するには，上端の横補強鉄筋量を増やし，コンクリートの拘束効果を高める手段が有効であると考えられる．

表 -5　最大せん断耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値（kN）	計算値（kN）	実験値/計算値
B1-M1	320	327	0.98
B1-M2	314		0.96
B_b1-M1	341		1.04
B_b1-M2	324		0.99
B2-300-M	547	654	0.84
B_b2-300-M	583		0.89
B2-150-M	577		0.88
B_b2-150-M	593		0.91
B2-150-C	547		0.84
B_b2-150-C	577		0.88

5. 結論

貫通鉄筋 D10（SD295A）を有するバーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの力学的性状を把握するために押抜きせん断実験を行った．本実験で得られた知見を以下にまとめる．

1) バーリングシアコネクタの孔内に配置した貫通鉄筋は，初期のずれ剛性には寄与しない．
2) 貫通鉄筋を有するバーリングシアコネクタ 1 個あたりの最大せん断耐力は，貫通鉄筋を有さない場合に対して，個数や間隔に関係なく，約 1.05 ～ 1.09 倍の増加を示した．一方で，最大せん断耐力時のずれ変位は，鋼板 1 枚あたりのバーリング数が 1 個の場合は貫通鉄筋の有無に関係なく同程度であったが，バーリング数が 2 個の場合は貫通鉄筋を有することで，約 1.32 ～ 2.64 倍の増加を示し，その後のずれ変形性能の改善にも寄与する．
3) 孔あき鋼板ジベルの孔内に配置した貫通鉄筋は，初期のずれ剛性には寄与しないが，最大せん断耐力およびずれ変形性能の改善に与える効果は大きい．
4) 貫通鉄筋をバーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの孔中央部でなく，孔内面に接触させて配置しても，ずれ止め特性上問題ない．
5) 既往の研究で提案したバーリングシアコネクタの最大せん断耐力式による計算値は，実験値に対して，1 個の場合は約 0.94 ～ 1.04 の範囲にあり，貫通鉄筋の有無に関係なく良好に評価できる．一方，2 個の場合は約 0.84 ～ 0.91 の範囲にあり，やや過大評価となる．これはバーリングが複数個になると，貫通鉄筋の有無に関わらず上端の横補強鉄筋の一部が降伏に至っており，鉄筋によるコンクリートの拘束効果が低下したことが要因である．

謝辞：本研究は，日本学術振興会の科学研究費補助金（若手研究 (B) 課題番号 25820274）による助成を受けて実施した．また，実験補助は，福岡大学工学部建築学科の日高遼氏（現鹿島建設）および中村匡宏氏（現大林組）にご助力頂いた．ここに記して，感謝の意を表する．

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) 田中照久，堺純一，河野昭彦：鋼材とコンクリートを繋ぐバーリングシアコネクタの応力伝達機構－バーリングの応力伝達機構の分類と適正配置間隔－，九州大学大学院人間環境学研究院紀要，第 24 号，pp.107-115,2013.7
3) 田中照久，堺純一，河野昭彦：バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートとのずれ挙動に及ぼす鉄筋の拘束効果に関する実験的研

究，九州大学大学院人間環境学研究院紀要，第 26 号，pp.91-100，2014.7
4) 田中照久，堺純一，河野昭彦：バーリングシアコアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁の弾塑性曲げ性状に関する実験的研究，日本鋼構造協会鋼構造論文集，Vol.21 No.81，pp.111-123，2014.12
5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，第 8 版 ,2010.2
6) 土木学会：複合構造標準示方書，第 1 版，2009.12
7) 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
8) 土木学会：複合構造レポート 10，複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦，2014.8
9) 鈴木基行，中村泰介，堀内信，尾坂芳夫：軸方向鉄筋のダウエル作用に及ぼす引張力の影響に関する実験的研究，土木学会論文集，No.426，pp.159-166，1991.2
10) Leonhardt, F et al : Neues, vorteilhaftes Verbundmittrl fur Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton- und Stahlbeton，pp.325-331，Dec.1987.
11) 則松一揮，田中照久，堺純一，河野昭彦：バーリングシアコネクタの耐力評価法に関する研究，日本建築学会研究報告九州支部，第 35 号，pp.401-404，2014.3

PUSH-OUT TEST OF BURRING SHEAR CONNECTOR AND PERFOBOND-RIB SHEAR CONNECTOR WITH REINFORCING BAR

Teruhisa TANAKA, Junichi SAKAI and Akihiko KAWANO

The authors et al. are developing a new shear connector called a “burring shear connector” for connecting steel and concrete. For the purpose of improving the slip performance of shear connectors and making the reinforcing bar placement work more efficiently, in order to grasp the mechanical characteristics and failure behavior of the shear connector that was arranged in a burring hole, a push-out test was conducted. From the experimental results, it was found that the reinforcing bar used for the burring shear connector contributed more to the improvement of slip performance than to bearing force. It was also clarified that a larger effect was obtained when multiple burrings were used rather than when a single one was used.