

ずれ止め構造の拘束効果に関する基礎的研究

Fundamental study on constraint effect of shear connectors

大島義信*, 小木崇広**, 杉浦邦征***, 服部篤史****, 河野広隆*****, 利根川太郎*****
Yoshinobu Oshima, Takahiro Kogi, Kunitomo Sugiura, Atsushi Hattori, Hiroataka Kawano and Taro Tonegawa

*博士(工), 京都大学准教授, 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

**工修, 野村不動産インバースタシメント, アセットマネジメント部 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 8-5-1)

***Ph.D., 京都大学教授, 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

****博士(工), 京都大学准教授, 工学研究科都市環境工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

*****博士(工), 京都大学教授, 工学研究科都市環境工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

*****博士(工), 住友金属工業(株) 土木橋梁部技術室 (〒541-0041 大阪市中央区北浜 4 丁目 5 番 33 号)

For the hybrid structures of steel and concrete, the connection system of steel and concrete is very important, to ensure its performance in terms of stiffness and static strength. It is well known empirically that the shear strength of the connectors may extremely increase when they are constrained by the steel such as reinforced bars, but this phenomenon is not sufficiently and quantitatively clarified. Thus herein, the fundamental behavior of shear connectors of steel and concrete under constrains is clarified. In this experiment the relationship between constraint and shear resistance is assessed in the monotonic pull test and the increase of the strength is quantitatively clarified.

Key Words: shear connector, constraint effect, composite structures

キーワード: ずれ止め, 拘束効果, 複合構造

1. 序論

近年, 橋梁構造の合理化や省力化などを目的として, 鋼・コンクリート合成桁, 合成床版, 上下部一体構造などの複合構造が提案されている. 鋼・コンクリート複合構造において, 接合部のずれ止め構造には, 従来から頭付きスタッド¹⁾が多用されてきた. また最近では, Leonhardtらによって提案された孔あき鋼板ジベル²⁾の適用も行われている. このようなずれ止め構造では, 純せん断力が作用するという想定の下, 安全側に設計が行われている. しかし, ずれ止め周辺部のコンクリートを拘束し, 圧壊を抑制することにより, ずれ止めの効果が増すことが予想される. このような拘束効果は, 鉄筋とコンクリートにおいても確認されており, 拘束筋を有するRC梁の強度計算では, コンクリートのひずみ軟化が生じない構成式が採用されている. 孔あき鋼板ジベルによる接合部のずれ止め効果については, 西海ら³⁾⁴⁾などにより実験的に明らかにされている. 西海らは, 鋼製筒枠を用いて接合部周りの拘束効果を表現し, 拘束により耐

力が著しく向上することを明らかにしている. しかし彼らは, 拘束の程度と耐力増加の関係について, 定量的な把握を行っていない. また頭付きスタッドと孔あき鋼板ジベルとの差異についても検討を行っていない.

そこで本研究では, 複合ラーメン剛結部などに利用される頭付きスタッドおよび孔あき鋼板ジベルに対し, 実験的に拘束効果と耐力の関係を明らかにする. 特に, 孔あき鋼板ジベルに関しては, 拘束鋼板の厚さを変化させて, 詳細な検討を行った.

以下にこれらの実験で得られた知見を示す.

2. 単純引抜き試験

本研究では, 拘束効果を適切に表現するため, ずれ止め構造を含むコンクリート部を鋼製筒が周面で拘束する供試体を作成し, 引抜き試験を実施した. ここでは, 拘束量と耐力の関係について検討を行った.

2.1 供試体概要

前述の通り、供試体形状は日本鋼構造協会(JSSC)で規定されている押抜き試験体¹⁾とは異なり、引抜き型の供試体である。供試体は、構造形式として頭付きスタッド供試体と孔あき鋼板ジベル供試体の二種類を用意し、また孔あき鋼板ジベル供試体については、鋼製筒の鋼板厚を変化させた。鋼製筒はSS400材である。表-1に供試体一覧を示す。また表-2に鋼材の材料特性を示す。なお、孔あき鋼板を溶接する鋼板および孔あき鋼板にはSM490A材を用いた。実験で用いたコンクリートの圧縮強度は55.7MPa、ヤング率 $E_c=26.7\text{GPa}$ であった。コンクリートの種類は早強コンクリートであり、引抜き試験時の材令は24ヶ月、圧縮試験実施時の材令は26ヶ月である。図-1および図-2に頭付きスタッド供試体および孔あき鋼板供試体の概略を示す。頭付きスタッドまたは孔あき鋼板を厚さ25mmの鋼板に溶接後、内寸法 $400\text{mm}\times 405\text{mm}\times 400\text{mm}$ の鋼製の筒状の枠を鋼板中央に設置し、コンクリートを引抜き鋼板と平行な方向から打設した。また打設底面を引抜き側とした。

頭付きスタッドは、 $\phi 13\text{mm}$ 、呼び長さ100mmのスタッドを用い、鋼板片側に横並びに2本、両側で合計4本を配置した。この場合、頭付きスタッド基部での予想せん断耐力は、スタッド1本分で40kNである。孔あき鋼板ジベルについては、図の鋼板片側に1枚、両側で2枚配置した。孔あき鋼板供試体のせん断耐力は165kNと、頭付きスタッドの供試体と同程度のせん断耐力となるように設計した。また、ジベル鋼材の降伏以降の挙動を確認するため、ジベル鋼板がコンクリート圧壊よりも先行させるよう設計している。算定値の詳細は付録に示す。ただし、荷重方向のジベル側面にスペーサーは入れておらず、ここでの抵抗力が発生する可能性がある。通常、孔あき鋼板ジベルは、孔部に含まれるコンクリートのせん断抵抗により、ずれ止め性能を発揮するよう設計されている。しかし本研究のように、ジベル端部(図-2中A赤線部)が直接コンクリートと当たる場合、孔部の抵抗力以外に端部での抵抗力が発生する。そのため設計以上の耐力が発生する可能性があるが、本研究ではその効果も含めて検討した。

表-1 引抜き試験供試体一覧

供試体名	ジベルの種類	拘束鋼板厚
ST-1	頭付きスタッド	なし
ST-2		6.0mm
PBL-1	孔あき鋼板	なし
PBL-2		1.2mm
PBL-3		2.3mm
PBL-4		3.2mm
PBL-5		4.5mm
PBL-6		6.0mm

表-2 鋼材の特性値

構造要素	降伏点 or 0.2%耐力 MPa	引張強さ MPa	伸び %
頭付きスタッド	359	492	36
孔あき鋼板 SM490A(t=25)	341	509	28

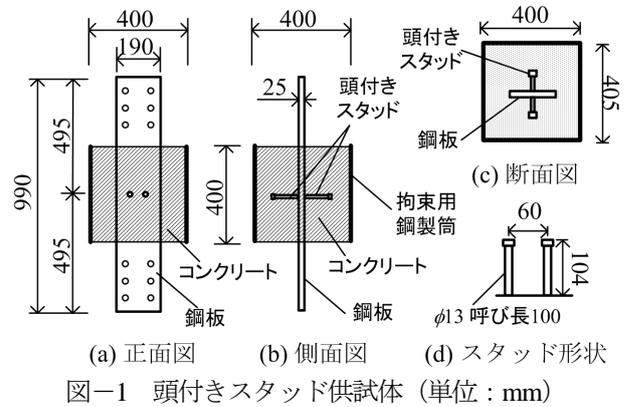


図-1 頭付きスタッド供試体 (単位: mm)

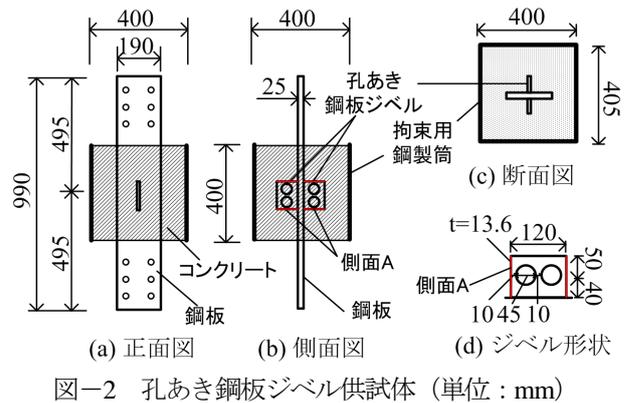


図-2 孔あき鋼板ジベル供試体 (単位: mm)

2.2 荷重装置および測定方法

荷重装置の配置の概略を図-3に示す。供試体固定のため、供試体の両側を厚さ25mmの鋼板ではさみ、鋼板の四隅に開けた孔にPC鋼棒を通し、反力壁に固定した。引抜き側は、鋼板部分を荷重梁(H鋼)に治具を介して固定した。荷重梁の両側に荷重能力392kNのジャッキ1基ずつを設置し、ジャッキを伸ばすことにより、供試体の鋼板を引抜く荷重方法をとった。なお、変位制御、単調増加で荷重を行った。また、供試体をはさむ鋼板と引き抜かれる鋼板の相対量を計測して、鋼板の引抜き変位とした。

各供試体におけるひずみ計測位置を図-4に示す。頭付きスタッド供試体におけるひずみ計測では、鋼板の表裏に1軸ゲージを6枚ずつ等間隔に貼付し計測を行った。また4本の頭付きスタッドについて、それぞれ頭部先端から25mmと79mmの位置で荷重方向の前後両面に、1軸ゲージを配置してひずみを測定した。孔あき鋼板ジベル供試体については、1軸ゲージを鋼板に表裏に6枚ず

つ、ジベルの最も応力集中が起ると予想される孔のサイドの部分に3軸ゲージを表裏3枚ずつ配置した。また拘束がある供試体については、拘束鋼製筒の4箇所を周方向のひずみゲージを貼付し、計測を行っている。これらのひずみゲージ貼付位置をまとめて図-5に示す。

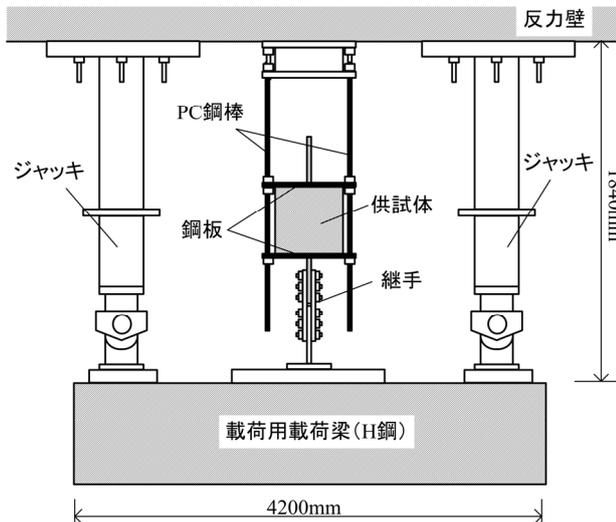


図-3 荷装置

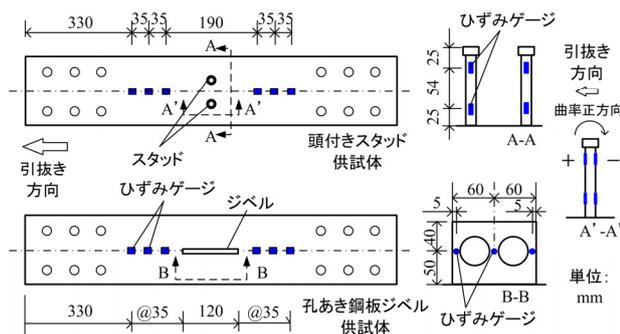


図-4 鋼板およびジベルのひずみゲージ配置

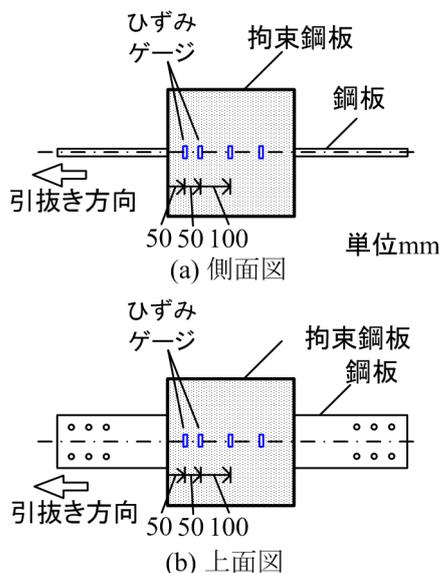


図-5 拘束鋼製筒のひずみゲージ配置

2.3 頭付きスタッド供試体における実験結果

(1) せん断荷重一ずれ変位関係

頭付きスタッド供試体における、スタッド一本あたりのせん断荷重一ずれ変位関係を図-6に示す。ここでの最大せん断荷重は、拘束厚さ $t=6\text{mm}$ (以下 $t=6\text{mm}$) の場合で 148kN 、無拘束の場合で 48kN であった。すなわち、鋼板で拘束を与えた場合、無拘束の場合に比べて最大せん断荷重が3倍程度向上した。また最大荷重時の変位に着目すると、無拘束の場合 2mm 程度となっているのに対し、 $t=6\text{mm}$ では 16mm 程度となっている。ただし、 $t=6\text{mm}$ では最大荷重以降で荷重が急激に低下したが、無拘束の場合ならかに低下している。また両者とも、荷重 35kN 付近までは線形挙動を示し、それ以降非線形挙動を示している。初期剛性に関しては、 30kN に対し拘束がある場合 0.02mm 程度の変位が発生し、拘束がない場合 0.04mm 程度の変位が発生している。すなわち拘束の有無により剛性が倍程度異なっているが、発生している変位も微小であり、測定誤差も多く含まれていたため、本実験の計測では適切に初期剛性を評価することができなかった。

(2) 破壊性状

無拘束の供試体に対し、実験終了後に内部の様子を確認した。その様子を写真-1に示す。これより、頭付きスタッドは2本とも基部から大きく変形していることがわかる。またコンクリート表面のひび割れは、最初に引抜き側の最もかぶりの薄い位置(写真A位置)に、引抜き方向に発生し、その後周方向のひび割れと一体化した。一方、 $t=6\text{mm}$ の供試体では、拘束鋼板を外して観察すると、写真-2に示すとおり引抜き方向に大きなひび割れが生じていた。また、引抜き側のコンクリートは引抜き鋼板を中心として、引抜き鋼板に平行な方向に2分割され(図中A)、さらに、垂直方向にも2分割され(図中B)、計4分割されるように壊れていた。これは、コンクリートブロックにおいて、最もかぶりの薄い箇所(図中A)および頭付きスタッド周囲(図中B)からひび割れが進展したものと考えられる。またこの場合も、スタッドは基部で大きく変形していた。無拘束の場合、なだらかな荷重低下はスタッドが降伏し塑性変形を生じているためだと考えられる。これは、スタッドの降伏により規定される設計耐力と、拘束なしの実験結果が近いことから裏付けられる。

(3) スタッドの曲率

拘束なしの場合の頭付きスタッドの頭部と基部における曲率と荷重の関係を、一例として図-7に示す。ただしこの曲率は、スタッドの前後で貼付されたひずみゲージの値を差し引き、スタッドの軸径($=13\text{mm}$)で割った値である(図-4参照)。頭部について、曲げ曲率は 35kN まで線形的に増加している。一方基部については、 10kN 程度までは頭部同程度の剛性で直線的に増加しているが、それ以降 35kN までは緩やかに剛性を変化させて増

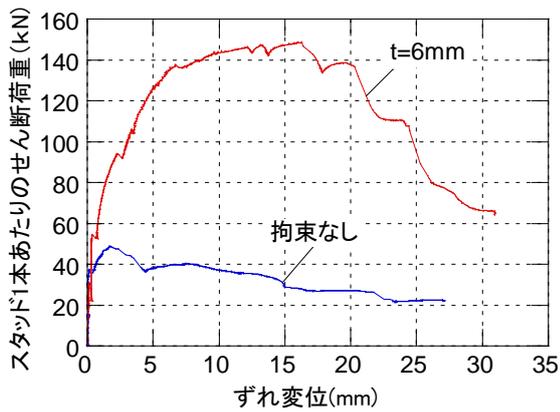


図-6 頭付きスタッド供試体のせん断荷重—ずれ変位関係

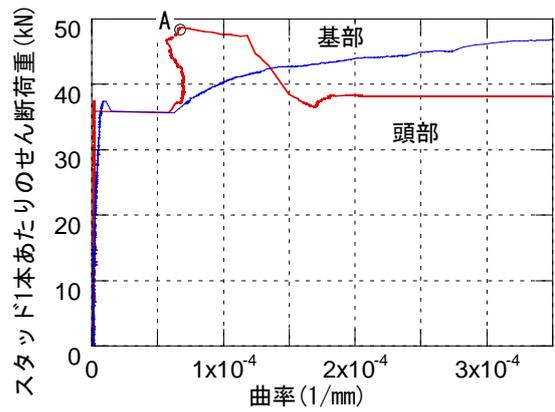


図-7 頭付きスタッドの曲率—荷重関係

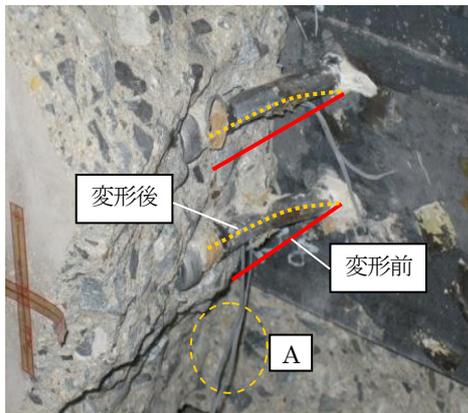


写真-1 頭付きスタッド供試体の破壊状況(拘束無し)

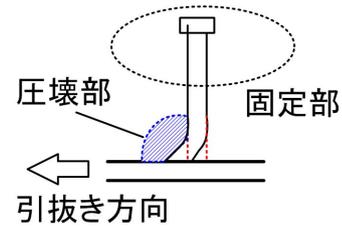
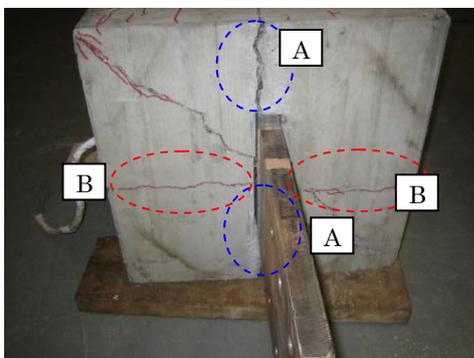
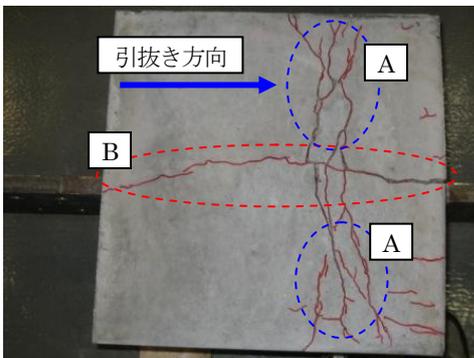


図-8 頭付きスタッド供試体の破壊機構

加している。35kNでの割線剛性は、10kNでの剛性と比べて1/10程度である。また35kNに至る直前までは、基部においても発生しているひずみは300 μ 以下であり、降伏に至っていない。その後急激にひずみが増加し、一挙に1300 μ まで増加している。そのため、この急激な曲率の増加(35kN付近)はスタッドの降伏に起因するものではない。この35kN付近の大きな曲率の変化は、基部付近のコンクリートの圧壊に起因すると考えられる。頭部付近では、35kNから最大荷重時(図中A点)まで曲率に変化がないことから、この周辺でのコンクリートの圧壊はなく、基部のコンクリート圧壊により基部が大きな曲げ変形を生じていると考えられる。破壊機構の模式図を図-8に示す。なお、他のスタッドについてもほぼ同様なせん断荷重—曲げ曲率関係を示した。



(a) 引抜き側正面(拘束あり)



(b) 側面(拘束あり)

写真-2 頭付きスタッド供試体の破壊状況(拘束あり)

2.4 孔あき鋼板供試体における実験結果

(1) せん断荷重—ずれ変位関係

孔あき鋼板供試体のせん断荷重—ずれ変位関係を図-9に示す。なお、 $t=6.0\text{mm}$ の供試体においては、ジャッキ容量約800kNに対し、最大せん断荷重763kNでも終局に至らなかったため、荷重を途中で終了した。このときのずれ変位は2.9mmであった。図より、拘束鋼板がある供試体では、いずれも拘束がない供試体と比べて最大せん断荷重が2倍以上に向上していることがわかる。さらに、拘束鋼板が厚くなるにつれて、最大せん断荷重も向上することが確認された。また、拘束鋼板がある供試体においては、最大荷重に達した後、緩やかに荷重が下がっていき、15mm程度変位した後も孔1つ当たりで100kN前後のせん断耐力を受け持っていた。拘束がない供試

体、 $t=1.2\text{mm}$ 、 $t=2.3\text{mm}$ および $t=3.2\text{mm}$ の供試体においては、ずれ変位約 $0.5\sim 1.0\text{mm}$ で一度荷重が下がるとともに、ずれ変位が急に大きくなった。生じたずれ変位は、拘束がない供試体よりも、拘束鋼板がある供試体のほうが小さく、さらに、拘束鋼板の板厚が大きいほど生じるずれ変位は小さくなっていった。その後、拘束がない供試体においては、荷重が多少回復したが、ずれ変位が急に増大したときの荷重値までには至らず、荷重は下がっていった。一方、 $t=1.2\text{mm}$ 、 $t=2.3\text{mm}$ および $t=3.2\text{mm}$ の供試体においては、荷重は再び大きくなり、最大荷重を迎えた後、降下していった。なお、 $t=4.5\text{mm}$ および $t=6.0\text{mm}$ の供試体においては、最大荷重を迎えるまで、ずれ変位は一様に増大していった。

また 35kN 以下までの初期剛性については、 $t=1.2\text{mm}$ および $t=4.5\text{mm}$ を除いてほぼ同程度であった。ただし、これらの変位は 0.01mm 程度と微小であるため、必ずしも正しく剛性を評価しているとはいえない。一方、 35kN 以降の剛性については、いずれの供試体もほぼ同程度となっていた。

(2) 破壊性状

以上のように、拘束鋼板厚が 2.3mm 以下では、急激なずれ変位の増分が生じるが、拘束鋼板厚がそれよりも大きい場合、急激な変位増分は生じていない。このような拘束鋼板の厚さによる破壊形状の違いは、拘束鋼板が塑性変形を生じるか否かにより生じるものと思われる。拘束鋼板の厚さが $1.2\sim 3.2\text{mm}$ のケースでは、ひずみゲージなどの値から拘束鋼板が塑性変形を生じていることが確認されている。すなわち、拘束鋼板の塑性変形によりコンクリートの圧壊膨張が増大し、ジベル周辺のコンクリートの拘束力が低下し、急激なずれ変位が生じたものと考えられる。また拘束鋼板の厚さが 4.5mm 以上の場合、拘束鋼板は最大せん断荷重時でも降伏せず、コンクリートの膨張を抑制し続けているため、急激な変位増加は発生していないと考えられる。

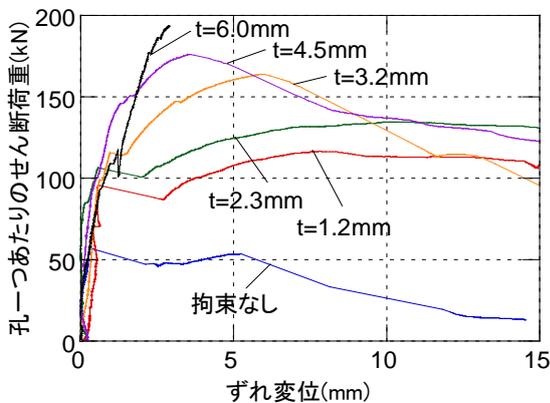
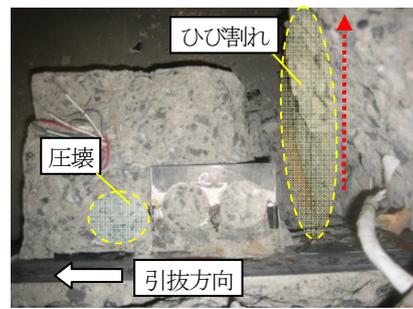
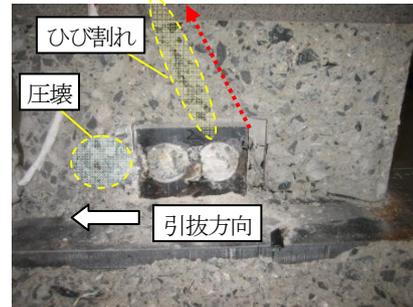


図-9 孔あき鋼板ジベルのせん断荷重-ずれ変位関係

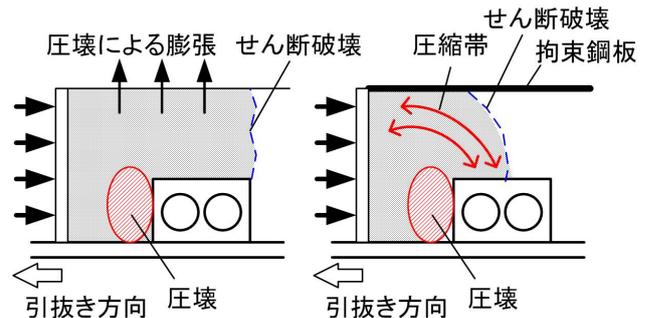


(a)拘束無し



(b)t=1.2mm

写真-3 孔あき鋼板の破壊状況



(a) 無拘束の場合

(b) 拘束鋼板がある場合

図-10 破壊性状の模式図

写真-3(a)は拘束がない供試体において、実験終了後に供試体を割り、孔あき鋼板付近の破壊状況を示したものである。孔あき鋼板に対して引抜き方向のコンクリートが非常に細かく砕かれており、引抜き側全面でコンクリートが圧壊している様子が観察できた。また、孔あき鋼板側面から直角にひび割れが生じており、引抜き方向に引張りが発生していることが推察される。一方、写真-3(b)右は $t=1.2\text{mm}$ の鋼板で拘束を与えた供試体であり、拘束がない供試体と同様、孔あき鋼板に対して引抜き方向のコンクリートが非常に細かく砕かれており、引抜き側全面でコンクリートが圧壊している様子が観察できた。さらに、孔あき鋼板側面から拘束鋼板に斜めに向かって延びるひび割れが観察された。これは、その他の $t=2.3\text{mm}$ 、 $t=3.2\text{mm}$ など拘束を与えた供試体に共通して見られた。このことから、本実験に用いた形式の供試体においては、拘束が無い場合、コンクリート圧壊部の膨張に伴うせん断破壊によりひび割れが発生したと考えられる。また拘束鋼板がある場合、拘束鋼板の拘束効果

でコンクリートに圧縮帯が発生し、強い抵抗力を発揮していると考えられる。破壊性状の模式図を図-10に示す。さらにコンクリートを拘束する力は、拘束鋼板厚が増加するほど大きくなるため、本実験においては、拘束鋼板厚が大きくなるほどせん断耐力が大きくなる結果が得られたと考えられる。また $t=4.5\text{mm}$ 、 $t=6.0\text{mm}$ のものについても、同様の機構が発生していると考えられるが、圧縮帯による引抜き抵抗が大きく、載荷過程での大きなずれ変位が発生しなかったものと考えられる。

(3) 拘束鋼板におけるひずみ

拘束鋼板には、コンクリートの膨張を拘束する効果があり、この効果は拘束鋼板厚さによって異なると考えられる。本実験では、 $t=1.2\text{mm}$ および $t=2.3\text{mm}$ の供試体においては、最大荷重に達する前後で、拘束鋼板が降伏していたが、それ以上の厚みになると、最大荷重に達しても拘束鋼板のひずみは降伏までには至っていないことが確認された。図-11に $t=2.3\text{mm}$ の供試体の各変位における拘束鋼板のひずみ分布を、図-12に $t=3.2\text{mm}$ の供試体の各変位における拘束鋼板のひずみ分布を示す。図中の数字(mm)は発生ずれ変位を表す。両供試体ともに最大荷重(図中 Max)までは各変位において、位置が引抜き側に近くなるにつれて周方向に発生する引張ひずみも大きくなっていることがわかる。また、変位が大きくなるにつれ、引張ひずみも大きくなっている。 $t=2.3\text{mm}$ の供試体においては変位 6.8mm のときに拘束鋼板の引抜き側 50mm の位置では降伏に達しており、最大荷重付近(変位 10mm)では引抜き側 100mm の位置でも降伏に達していた。最大荷重後は、引抜き側 50mm 付近では多少引張ひずみが増加したが、100mm 以上離れたとひずみはわずかながら小さくなった。これは、供試体内部の鋼板が引抜かれることで引抜き側に割裂したコンクリートなどが密集し、体積が増加することで鋼板が周方向に力を受ける一方で、ジベルより反対側ではひび割れにより応力伝達がなくなり、周方向の拘束力が小さくなるからであると考えられる。 $t=3.2\text{mm}$ の供試体においては最大荷重 1 孔当り 164 kN においても拘束鋼板は降伏に達しなかった。最大荷重(変位 6mm)後は、 $t=2.3\text{mm}$ の供試体とは逆に引抜き側に近い箇所では引張ひずみが減少していた。さらに、1 孔当り 50 kN においては、引抜き側端部から 200mm までの間で引張ひずみがほぼ一定となっていた。このことより、引抜き側端部から 200mm までの間でコンクリートに亀裂が入り、コンクリートが大きく分割されていることで、拘束鋼板とコンクリートの付着が切れ、この区間でひずみが等しくなっていると推測される。実験後、拘束鋼板をグラインダーにより除去したが、拘束鋼板が大きな変形音とともに外れたため、コンクリートから大きな力を受けていたことが確認された。また、 $t=1.2\text{mm}$ の供試体においては、拘束鋼板がコンクリートの圧力によって変形しているのが目視できた。

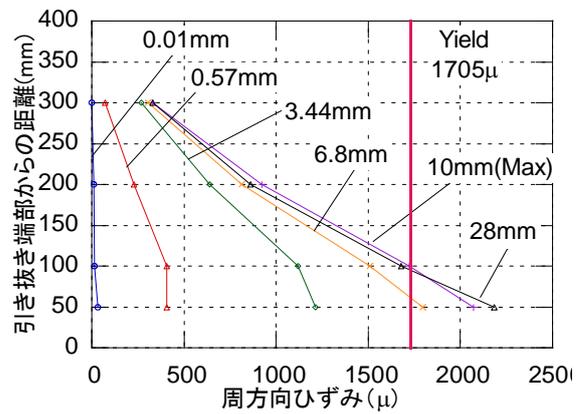


図-11 拘束鋼板のひずみ ($t=2.3\text{mm}$)

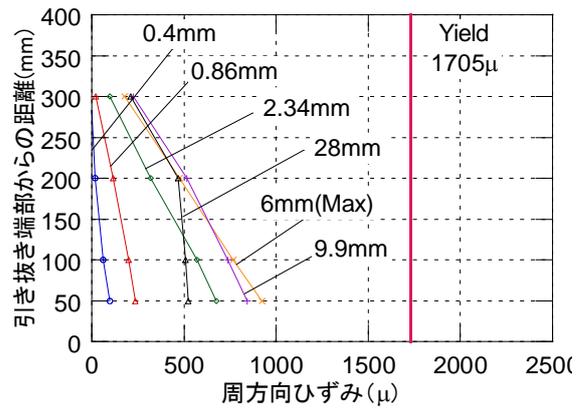


図-12 拘束鋼板のひずみ ($t=3.2\text{mm}$)

(4) 拘束厚—耐力関係

孔あき鋼板ジベルにおける最大せん断荷重を表-3にまとめる。孔あき鋼板ジベルにおいて、設計上想定されるせん断耐力以上に荷重が増加する要因としては、孔内部の貫通鉄筋の有無、鋼板端部の影響の有無(スペーサーの有無)、拘束の有無などが挙げられる³⁴⁾⁵⁾。ここでは、スペーサーのない供試体における、拘束鋼板の鋼材量とせん断耐力の関係に着目する。ただし、実験時の最大せん断荷重をせん断耐力と定義する。単位長さ当りのコンクリート量に対する鋼材量の割合(以下鋼材比)と最大せん断荷重の関係について図-13に示す。図より、鋼材比が増加していくと、せん断耐力も直線的に増加していくことが明らかとなった。このせん断耐力の増加は、コンクリートブロックと拘束鋼板のアーチ効果(圧縮帯による抵抗力)によるものと考えられる。今回実施した実験の範囲内では、ジベルのせん断耐力 P と鋼材比 α との関係は、最小二乗法により次式で表すことができる。

$$P = 25.0\alpha + 72.1 \quad (1)$$

ここで、せん断耐力 P は孔 1 つ当りのせん断耐力 (kN)、 α は鋼材比 (%) である。しかし、この式はあくまで単位長さ当りの鋼材量がコンクリート量に比べて少ない場合であり、鋼材量が多くなると、ある値に漸近していくと

予想される。拘束状況によるせん断耐力の変化をより広い範囲で予測可能とするためにも、さらに単位長さあたりの鋼材量を多くした実験が今後必要であると考えられる。ただし以上の定式化は、ある限られた条件でのものであるため、実構造物へ適用するためには、実構造物における拘束効果と拘束鋼板の拘束効果との相関を明確にする必要がある。

表-3 孔あき鋼板ジベルにおける最大せん断荷重

拘束鋼板厚 t(mm)	最大せん断荷重 Q _{max} (kN)	ずれ変位 δ _{max} (mm)	15%耐力低下時のずれ変位 δ _{85%} (mm)
0	231	0.306	1.80
1.2	466	7.83	12.9 以上
2.3	539	10.0	17.3
3.2	656	5.92	3.32
4.5	705	3.30	3.78
6.0	774(参考値)	2.90	測定不可

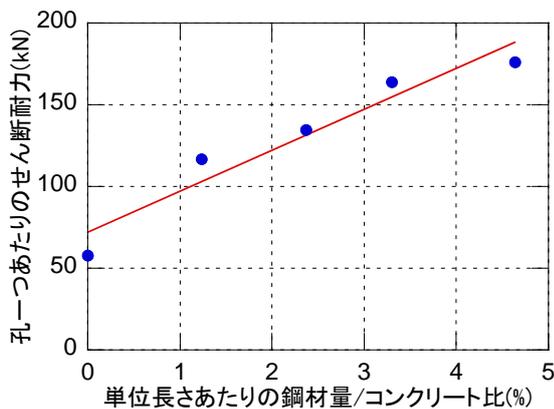


図-13 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力・鋼材比関係

3. 結論

本研究では、頭付きスタッドおよび孔あき鋼板ジベルのずれ止め構造における、周辺拘束による耐力上昇効果について検討を行った。ここで得られた知見を以下にまとめる。

1. 孔あき鋼板ジベルおよび頭付きスタッドに対し、これらずれ止め部の周りにコンクリートを配置し、さらに周囲を鋼製筒枠で覆った供試体を作成し、引抜き試験を行った。その結果、実験で得られた耐力は、拘束鋼板の効果を考慮していない設計耐力を大きく上回る結果となった。これは、拘束鋼板がコンクリートの変形を抑制するとともに、ずれ止め部周辺に圧縮帯を形成するためだと考えられる。
2. 孔あき鋼板ジベル供試体では、拘束鋼板厚が大きくなるほど、せん断耐力が線形的に大きくなるという

結果が得られた。これは、拘束鋼板厚が増加するほどコンクリートを拘束する力が大きくなるためと考えられる。また、拘束鋼板厚が小さく、載荷過程で拘束鋼板が塑性化する場合、急激なずれ変位の増加が生じること確認された。

3. 孔あき鋼板ジベルに対して、拘束効果と耐力に関する簡易式を提案した。

本研究により、頭付きスタッドと孔あき鋼板ジベルでは、ともに拘束鋼板によって耐力が向上することが確認された。しかし孔あき鋼板ジベルにおいては、ジベル端部の抵抗力により耐力が過剰に発生しており、本来期待されるジベル抵抗とは別のメカニズムが発生しているとも考えられる。そのため、ジベル部端部にスペーサーなどを有する供試体を用いて、鋼板孔部のコンクリートせん断抵抗によりずれ止め効果を発揮させるメカニズムにおいて、同様の検討を行う必要がある。

謝辞

本研究の遂行にあたり、京都大学技術職員の桧垣義雄氏および有馬博人氏には、様々な点でご協力頂きました。ここに記して謝意を表します。

付録 各ジベルの耐力算定

頭付きスタッド供試体の設計耐力 V_{sud} は、以下の式を用いた⁶⁾。

$$V_{sud} = \left(3I_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} - 22000 \right) / \gamma_b \quad (2)$$

あるいは、

$$V_{sud} = 0.7 A_{ss} f_{sy} \quad (3)$$

のいずれか小さい方。ただし、 $h_{ss}/d_{ss} > 4$ 。ここに、 V_{sud} :スタッドの設計せん断耐力(N)、 A_{ss} :スタッドの断面積(mm^2)、 d_{ss} :スタッドの軸径(mm)、 h_{ss} :スタッドの高さ(mm)、 f'_{cd} :コンクリートの設計圧縮強度(N/mm^2)、 f_{sy} :0.2%永久ひずみ時のスタッドの引張応力(N/mm^2)、 γ_b :部材係数で一般に1.3。

頭付きスタッド供試体では、孔あき鋼板ジベル供試体と同程度のせん断耐力を設定するため、φ13mm、呼び長さ100mmのスタッドを鋼板片側に横並びに2本、両面で合計4本を配置した。この場合、頭付きスタッドジベル基部での予想せん断耐力は、式(2)および式(3)を用いて、160kNである。なお、この時コンクリート圧縮強度 $f_{ca}=42\text{MPa}$ を仮定している。

一方、孔あき鋼板ジベルでは、鋼板の非弾性特性の影響も考慮するため、孔あき鋼板のせん断で終局状態に至るように設計条件を設定し、孔内コンクリートのせん断破壊並びに支圧破壊が先行して起こらないよう配慮した。まず、鋼板のせん断耐力 Q_{us} を以下の式⁸⁾で求める。

$$Q_{u,s} = \frac{5}{3} f_{st} / \sqrt{3} A_s \quad (4)$$

次に、孔内コンクリートのせん断耐力は以下の式で求める⁹⁾。

$$Q_{u,c} = 3.38 d^2 \left(\frac{t}{d} \right)^{\frac{1}{2}} f'_{cu} - 39.0 \quad (5)$$

また、孔内コンクリートの支圧耐力については、孔内コンクリートの割裂強度評価式を用いて、以下で与えられるものとする⁷⁾。

$$Q_{u,b} = 7.5 f'_{cu} dt / \gamma_b \quad (6)$$

ここで、 $Q_{u,s}$ ：鋼板の設計せん断耐力(N)、 f_{st} ：鋼材降伏応力(N/mm²)、 A_s ：鋼材せん断負担面積(mm²) (鋼板最薄部の面積)、 $Q_{u,c}$ ：コンクリートの設計せん断耐力(N)、 d ：孔径(mm)、 t ：鋼板ジベル板厚(mm)、 f'_{cu} ：コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)、 $Q_{u,b}$ ：コンクリートの支圧耐力(N)、 γ_b ：部材係数で、ここでは1.15とした。

以上より、コンクリート圧縮強度 $f'_{cu}=42\text{MPa}$ とすると、孔間の鋼板のせん断耐力は式(4)を用いて165kN、孔内コンクリートのせん断耐力は式(5)を用いて238kN、支圧耐力は式(6)を用いて334kNとなるため、ジベルの耐力は165kNと求められる。

参考文献

- 1) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状，テクニカルレポート No.35，1996.11.
- 2) 土木学会：孔あき鋼板設計マニュアル(案)，2002.11.
- 3) 西海健二，富永知徳，室井新次，古市耕輔：拘束条

件を考慮した孔あき鋼板のずれ止め特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.865-870，1998.

- 4) 富永知徳，西海健二，室井新次，古市耕輔：拘束条件を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に関する報告，土木学会第53回年次学術講演会，1998.10.
- 5) 豊田正，藤井堅，岩崎初美，深田和宏：孔あき鋼板ジベルのせん断耐力に影響を及ぼす拘束因子に関する実験的研究，土木学会第59回年次学術講演会，2004.9.
- 6) 土木学会：複合構造物の性能照査指針(案)(構造工学シリーズ11)，2002.10
- 7) 望月秀次，安藤博文，宮地真一，柳澤則文，高田嘉秀：孔あき鋼板ジベルを用いた混合桁接合部の静的力学特性に関する実験的検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A，pp.1479-1490，2000.3.
- 8) 保坂鐵矢，光木香，平城弘一，牛島祥貴：孔あき鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1593-1604，2002.3
- 9) 保坂鐵矢，光木香，平城弘一，牛島祥貴，橘吉宏，渡辺滉：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1265-1272，2000.3

(2008年9月18日受付)