

孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究

An Experimental Study on Shear Characteristics of Perfobond Strip and it's Rational Strength Equations

保坂鐵矢*, 光木 香**, 平城弘一***, 牛島祥貴****, 橘 吉宏*****, 渡辺 滉*****

Tetsuya HOSAKA, Kaoru MITSUKI, Hirokazu HIRAGI, Yoshitaka USHIJIMA,

Yoshihiro TACHIBANA, Hiroshi WATANABE

- | | | |
|-------|-----------------------|---------------------------------|
| * | 日本鉄道建設公団, 設計技術室 | (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2) |
| ** | 日本鉄道建設公団, 長野新幹線建設局 | (〒380-0985 長野県長野市大字中御所字園田 45-1) |
| *** | 工博 摂南大学工学部土木工学科, 助教授 | (〒572-0074 大阪府寝屋川市池田中町 17-8) |
| **** | 川田工業株式会社技術開発本部技術研究室 | (〒550-0014 大阪府大阪市西区北堀江 1-22-19) |
| ***** | 工博 川田工業株式会社橋梁事業部東京設計部 | (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11) |
| ***** | 川田工業株式会社橋梁事業部 | (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11) |

This paper deals with shear characteristics on the slip behavior, carrying capacity and strength equations of shear connectors called Perfobond Strip (concrete dowel) used in composite continuous girders for railway bridges. The experimental study consists of the investigation of the influence parameters (strip thickness, existence and behavior of reinforcement, hole diameters and the number of strip) on push-out test. As a result, authors obtained the useful slippage data for Perfobond Strip. Through linear regression analysis by influence parameters with concrete, shear connectors and reinforcement, new rational equations of shear strength for Perfobond Strip could be derived based on previous test data including our test data.

Key Words: Perfobond Strip, slippage characteristics, influence parameters, strength equation

1. まえがき

現在, 鋼鉄道橋には列車走行時における騒音・振動の配慮から, 連続合成桁の建設が検討されつつある. これまでに多主桁橋を対象として鋼桁とコンクリート床版のずれ止めに関する多くの研究が行われている^{1), 2), 3)}. また, 今後の鉄道用連続合成桁は, 更なる合理化を推進するために, 床版支間の広い2主I断面桁橋に対する研究が行われている^{4), 5)}.

この形式におけるずれ止め構造として, これまでどおり鉄道橋で多用されている馬蹄形ジベルを適用した場合, 2主桁化に伴って桁から床版に伝達される水平せん断力が増加するため, 多くの馬蹄形ジベルを配置する必要が生じ, 物理的に配置が困難になることも予想される. 一方, スタッドジベルを適用した場合には, 中間支点部において鋼桁のフランジ面の疲労強度が低下することが懸念される. また, 2主I断面の桁橋では, 横桁付近のずれ止めに橋軸直角方向の版作用によるアップリフトが生じる. このアップリフトを減ずるために, 鉄道橋では横桁をフルウェブにしているが, 中間支点部には依然として橋軸方向の引張力が生じている. よって, 橋軸方向の引張力に強いずれ止め構造の開発が必要となる.

そこで, 鉄道橋では馬蹄形ジベルやスタッドジベルと同等の水平せん断力の伝達力を有し, 高い耐久性をも持ち合わせているドイツのLeonhardtら⁶⁾によって開発された孔あき鋼板ジベルの連続合成桁への適用を検討している. 既に北陸新幹線「北陸道架道橋」³⁾, 阿佐線「物部川橋梁」³⁾および常磐新線「小貝川橋梁」等の中間支点部には孔あき鋼板ジベルを採用している実績がある.

この孔あき鋼板ジベルは当初, 短い鋼板を鋼桁フランジに, かつ橋軸直角方向に設置するものであった. そして, 鋼板に設けられる孔は橋軸方向鉄筋(版作用としては配力筋)を通すためのものであった. Leonhardtら⁶⁾およびH.Andrä⁷⁾は, これを橋軸方向に配置して使用することを提案した. このずれ止め構造は鋼板にあけた孔部分のコンクリートにより合成効果が非常に高いずれ止めとして考えられ, 設計のための強度評価式も種々提案されている. Robertsら⁸⁾は, 上フランジを無くし, ウェブに孔を設ける合成桁としての実験, また, わが国においても, 最初に緒方ら⁹⁾が, 複合構造の橋脚に対する継手として鋼板に孔を設け, 橋脚に使用された場合の評価式を提案している. これまでの研究においては, 孔中のコンクリートがせん断破壊することを前提条件としている. そのために, 終局強度に影響する因子として孔径, コン

クリートの圧縮強度が考えられている。その後、日本においても Leonhardt の提案式の妥当性を検証するために、実験的研究が行われているものの^{5), 10), 11)}、孔あき鋼板の板厚や孔に通す鉄筋の有無、フランジ面に配置する孔あき鋼板の枚数、孔中に配置された鉄筋の挙動を明らかにした研究はいまだないと思われる。

そこで、本研究ではそれらの要因を含んだ8タイプの試験体を製作し、静的押抜きせん断試験を行った。特に、ずれ挙動の比較、せん断耐力特性とずれ定数の把握および破壊性状に着目し、比較検討を行った。

また、孔あき鋼板ジベルの設計上必要なせん断耐力の強度評価式を導くために、既往のせん断耐力に対する実験データ（本実験結果も含めて）を収集・整理および統計処理し、孔あき鋼板ジベルに関する知見をまとめることを目的とする。

2. 押抜きせん断試験

2.1 試験体

試験体は、孔あき鋼板ジベルの強度特性に及ぼす鉄筋の有無・板厚差・枚数の影響に着目した7タイプと、鉄筋のみの影響を調べる1タイプを製作した。その寸法諸元および着目要因を表-1に示す。

まずタイプ1は、Leonhardt⁶⁾らによる設計式を検証するためのもので、孔によるせん断伝達能力が鋼材の降伏耐力以上を確保することを期待し、板厚 16mm で鋼板1枚としたものである。この試験体から、孔に鉄筋（以下、

貫通鉄筋とする）を通さない場合の孔中コンクリートの影響を調べることができる。

タイプ2は、タイプ1の試験体と同形状とするが貫通鉄筋を全孔に配置したものである。タイプ1、2から貫通鉄筋の有無による違いを把握することができる。同じく、板厚 8mm の試験体タイプ4、5、板厚 16mm の試験体で鋼板2枚のタイプ6、7も鉄筋の有無について確認することができる。

タイプ3および4は板厚を 12mm および 8mm とし、タイプ1の板厚 16mm に対して貫通鉄筋がない場合の板厚の影響を調べる試験体である。

タイプ6は、板厚 16mm で鋼板を並列に2枚とし、タイプ1との比較においては貫通鉄筋がない場合の枚数の影響について確認するためのものである。貫通鉄筋を配置する場合においては、タイプ2、7で確認することができる。ここで、孔あき鋼板の間隔は、Leonhardt⁶⁾が提唱している板高の3倍程度とした。

タイプ8は、孔径を細くし、孔と貫通鉄筋との隙間を少なくしたものであり、タイプ2と比較することにより貫通鉄筋が分担するせん断力の影響を確認するためのものである。

押抜きせん断試験の試験体は、同一の製作条件と形状寸法で、表-1に示した試験体についてタイプごとに3体ずつ、計 24 体を製作した。試験体の形状寸法および構造細部の概略形状を図-1に示す。ここで試験体は、実橋の主桁上に設置した床版を想定して、文献 12)を参考にH形鋼のウェブを縦方向に切断した後、孔あき鋼板ジ

表-1 孔あき鋼板ジベルの諸元および着目要因

	タイプ1	タイプ2	タイプ3	タイプ4	タイプ5	タイプ6	タイプ7	タイプ8
概略図								
諸元	板厚：16mm 鋼板数：1枚 孔径：35φ×3 貫通鉄筋：なし	板厚：16mm 鋼板数：1枚 孔径：35φ×3 貫通鉄筋：3本	板厚：12mm 鋼板数：1枚 孔径：35φ×3 貫通鉄筋：なし	板厚：8mm 鋼板数：1枚 孔径：35φ×3 貫通鉄筋：なし	板厚：8mm 鋼板数：1枚 孔径：35φ×3 貫通鉄筋：3本	板厚：16mm 鋼板数：2枚 孔径：35φ×3 貫通鉄筋：なし	板厚：16mm 鋼板数：2枚 孔径：35φ×3 貫通鉄筋：3本	板厚：16mm 鋼板数：1枚 孔径：16φ×3 貫通鉄筋：3本
着目要因	板厚差 ● 16mm	● 16mm	● 12mm	● 8mm	● 8mm			
	鉄筋の有無 ● 無し	● 有り		● 無し	● 有り	● 無し	● 有り	
	枚数の影響 ● 1枚	● 1枚				● 2枚	● 2枚	
	鉄筋の影響	● 孔と鉄筋との隙間有り						● 孔と鉄筋との隙間無し
備考	鋼板の板高はすべて70mmとし材質はSS400を使用、鋼板とフランジ面の取付方法は6mmの全周すみ肉溶接 鋼板1枚につき3個の孔を設ける。鋼板の寸法はPL 60×厚さ×450を使用 貫通鉄筋があるものはD13(SD295)を使用し、全孔に貫通鉄筋配置 鋼板2枚のタイプ6、7は鋼板間隔を板高の2.9倍としている							

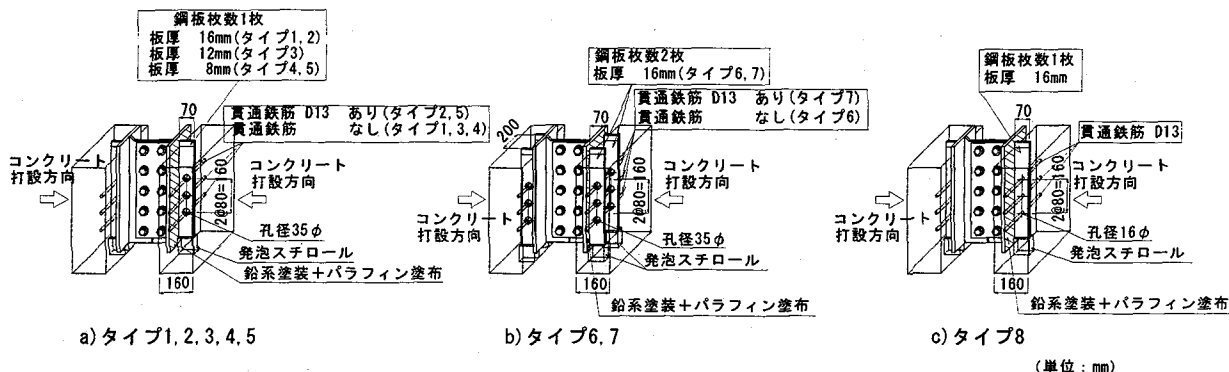


図-1 試験体概略形状

ペルを正立の状態にしてコンクリートを打設した。コンクリート硬化後に9mmの添接板を用いて、切断されたウェブを高力ボルトで接合した。また、試験時の鋼板端部への影響を除外するために、鋼板下側には予め発泡スチロールをセットし、フランジとコンクリートの接触面には鉛系塗装およびパラフィン塗布を施すことにより付着力を完全に除去し、載荷初期からせん断力が孔あき鋼板ジベルに伝達されるように工夫した。ここで、鋼板ジベル部分の表面は上述に示すコンクリートの付着の除去は行わなかった。なお、使用したコンクリートは、最大粗骨材寸法を25mm、コンクリートの目標設計基準強度を30N/mm²、その実測圧縮強度は試験直前(材令28日で現場養生)で37N/mm²、全試験体終了時に40N/mm²(材令82日で現場養生)であった。鋼材・鉄筋はそれぞれSS400・SD295Aのものを使用した。

2.2 試験方法

押抜きせん断試験は万能試験機を用い、図-2に示すような載荷・計測システムで行うこととした。なお、コンクリートブロック下面には速乾性の無収縮モルタルを敷いて試験体が水平に保持できるようにした。また、載荷部は均等な加力がかかるよう鋼ブロックに球座を設け、フランジのみに荷重が作用するようにウェブ部を切削加工した。

H形鋼とコンクリートブロックの相対ずれ変位量は鋼とコンクリートの接合部の中央に取り付けた4台の高感度変位計(250×10⁻⁶/mm)、載荷荷重はロードセルを用いて計測した。

載荷方法は、変位が0.1mmに達するまで荷重制御による単調増加載荷法、その後、変位制御による漸増繰返し載荷法で行った。載荷荷重が最大せん断耐力に達した後もジベルの変形性能・破壊形式が確認できるまで載荷を行った。

各タイプごとの最大せん断耐力(Q_{max})は、相対ずれ変位10mm以内に示した最大荷重(押抜き試験は2面せん断で行われるので載荷荷重の1/2である)であり、タイプ8の試験体においては載荷初期の段階でせん断力が貫通鉄筋に分担されるので、荷重と相対ずれ量の関係が他のタイプの結果と異なっていた。そのため、このタイプに関しては実験終了近くで示した最大荷重の値とした。ずれ定数(K)はQ_{max}/3荷重点の初期割線の傾き

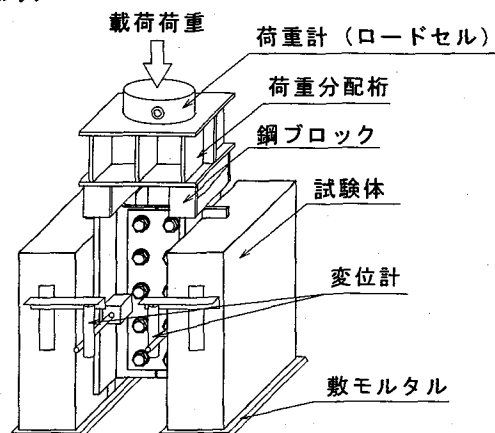


図-2 載荷・計測システム

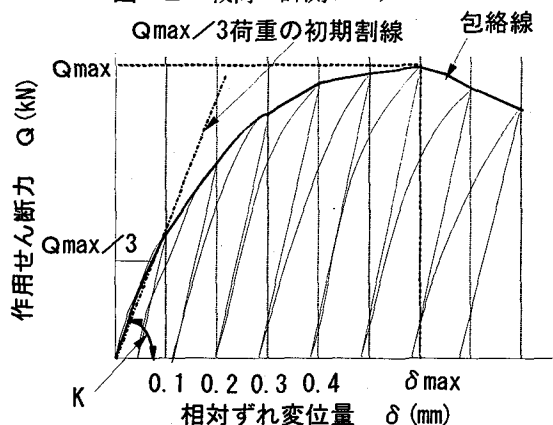


図-3 せん断耐力-ずれ変位曲線例

とし^{1,2)}(図-3参照)、ここに示すQ_{max}/3荷重点は、今回の実験結果では0.5mm以下のずれ量であり、疲労に対して問題のない領域となる¹⁾。

3. 押抜きせん断試験結果

せん断耐力(Q_{max})とずれ性状(各タイプの代表的な作用せん断力と相対ずれ関係)、ずれ定数および試験終了後の破壊状況について比較した結果を以下に述べる。

3.1 せん断耐力とずれ性状

ここで示す曲線は、変位制御による漸増繰返し載荷法の各変位ステップでの最大せん断力のみをプロットして描かれた包絡線である。図-3に定義した最大せん断耐

表-2 押抜きせん断試験のずれ性状

タイプ	諸 元	供試体	最大せん断耐力 ^{※1)} Q _{max} (kN)	最大ずれ量 ^{※4)} δ _{max}	ずれ定数 ^{※5)} K (kN/mm)	
		No.	(/鋼板 ^{※2)}) ① (/孔 ^{※3)}) ②	(mm/面)	(/鋼板 ^{※2)}) ① (/孔 ^{※3)}) ②	
タイプ1	板厚: 16mm, 鋼板数: 1枚 孔径: 35φ, 貫通鉄筋: なし	No. 1	227.9	76.0	0.62	—
		No. 2	165.1	55.0	0.42	5500.0
		No. 3	181.8	60.6	0.53	6027.0
		平均	191.6	63.9	0.52	5763.5
タイプ2	板厚: 16mm, 鋼板数: 1枚 孔径: 35φ, 貫通鉄筋: あり	No. 1	270.0	90.0	1.72	—
		No. 2	286.2	95.4	1.33	3958.5
		No. 3	272.4	90.8	2.14	3103.4
		平均	276.2	92.1	1.73	3531.0
タイプ3	板厚: 12mm, 鋼板数: 1枚 孔径: 35φ, 貫通鉄筋: なし	No. 1	109.8	36.6	0.57	—
		No. 2	171.5	57.2	0.83	3437.5
		No. 3	181.3	60.4	0.25	6010.5
		平均	154.2	51.4	0.55	4724.0
タイプ4	板厚: 8mm, 鋼板数: 1枚 孔径: 35φ, 貫通鉄筋: なし	No. 1	164.6	54.9	0.74	—
		No. 2	154.4	51.5	0.70	2100.0
		No. 3	165.6	55.2	0.79	2291.9
		平均	161.5	53.8	0.74	2196.0
タイプ5	板厚: 8mm, 鋼板数: 1枚 孔径: 35φ, 貫通鉄筋: あり	No. 1	289.6	96.5	3.07	—
		No. 2	291.6	97.2	1.41	3568.5
		No. 3	307.2	102.4	1.65	1295.9
		平均	296.1	98.7	2.04	2432.2
タイプ6	板厚: 16mm, 鋼板数: 2枚 孔径: 35φ, 貫通鉄筋: なし	No. 1	380.7	63.5	0.58	—
		No. 2	373.4	62.2	0.61	5015.5
		No. 3	399.8	66.6	0.76	6281.8
		平均	384.7	64.1	0.65	5648.7
タイプ7	板厚: 16mm, 鋼板数: 2枚 孔径: 35φ, 貫通鉄筋: あり	No. 1	596.8	99.5	1.59	—
		No. 2	608.1	101.3	1.55	3094.8
		No. 3	616.4	102.7	1.48	5507.1
		平均	607.1	101.2	1.54	4301.0
タイプ8	板厚: 16mm, 鋼板数: 1枚 孔径: 16φ, 貫通鉄筋: あり	No. 1	419.4	139.8	20.26	—
		No. 2	379.3	126.4	19.44	3375.3
		No. 3	417.5	139.2	19.77	857.3
		平均	405.4	135.1	19.82	2116.3

※1) 最大せん断耐力 (Q_{max}) は最初のピーク時の荷重とする。

※2) 鋼板当たりを示す。なお、2枚 (タイプ6、7) の場合2枚分を示す。

※3) 孔1個当たりを示す。タイプ1～5、8は②=①/3孔、タイプ6、7は②=①/6孔となる。

※4) 最大ずれ量 (δ_{max}) は最大せん断耐力の到達時に発生するずれ量とする。※5) ずれ定数はせん断耐力-ずれ曲線 (包絡線) におけるQ_{max}/3の初期割線の傾き (初期ずれ剛性とも言う) とする。

力 (Q_{max})、最大ずれ量 (δ_{max}) およびずれ定数 (K) が、表-2に各タイプごとにまとめられている。

(1) 板厚の影響

貫通鉄筋が無く、板厚を 8, 12, 16mm と変化させた場合の試験体の相対ずれ変位量を図-4に、貫通鉄筋がある場合の相対ずれ変位量を図-5に示す。

板厚の影響については、貫通鉄筋がない場合 (タイプ1, 3, 4)、ある場合 (タイプ2, 5) をそれぞれについて比較すると、板厚の影響は僅かであるが、貫通鉄筋がない場合に板厚が薄いと若干ながらせん断耐力が下がる傾向が見られた。最大せん断耐力に達したときのずれをあらわす最大ずれ量においては、板厚の薄い8mmの試験体 (タイプ4) のずれ量が大きく、板厚が厚くなるにつれてずれ量が小さくなる傾向を示すことがわかった。この要因として後述 3.3 節で示すように、孔中コンクリートのせん断と支圧による破壊性状の過程が関係しているものと考えられる。なお、鋼板の板厚が薄い8mmの試験体でもせん断耐力の低下が認められなかったのは、設計計算上鋼材の降伏強度 $\sigma_y = 245\text{N/mm}^2$ で規定しているのに対し、実際の鋼板では降伏強度が $\sigma_y = 304\text{N/mm}^2$ および終局強度が $\sigma_u = 450\text{N/mm}^2$ (ミルシート値) であり、実際のところ孔あき鋼板ジベルのせん断耐力はコンクリートのせん断強度で決まっているためであると考えられる。また、鋼板ジベル部分の付着の影響においては、初期の載荷荷重で繰り返しているため、実験では影響が少

なかったものと考えられる。

(2) 貫通鉄筋による影響

鉄筋の有無による相対ずれ変位量の違いを比較した結果を図-6～8に示す。ここで、図-6は板厚16mmでフランジ面に鋼板1枚 (タイプ1, 2)、図-7は板厚8mmでフランジ面に鋼板1枚 (タイプ4, 5) および図-8は板厚16mmで鋼板2枚 (タイプ6, 7) の試験体を比較したものである。

表-2および図-6～8より明らかなように、貫通鉄筋を有することによって、最大せん断耐力が向上していることが確認できる。これらの要因として、孔中コンクリートが分担するせん断力を貫通鉄筋がうまく再配分する。この再配分による伝達がせん断耐力を向上させたものと考えられる。また、貫通鉄筋を有する場合の最大ずれ量は、無筋の場合に比べて、相対的に大きくなる傾向を示し、最大せん断耐力を示した以降の耐荷能力の減少が少なく、大きな変形性能が期待できることが確認できた。

(3) 枚数の影響 (並列配置の影響)

フランジ面に鋼板高 (ジベル高さ) の3倍程度離して溶接された鋼板2枚の試験体と鋼板1枚のみの試験体の比較結果について、貫通鉄筋なしの場合を図-9 (タイプ1, 6) および貫通鉄筋ありの場合を図-10 (タイプ2, 7) に示す。ここで鉄筋の有無に関係なく、鋼板2枚の試験体に対しては、鋼板1枚に相当するせん断耐

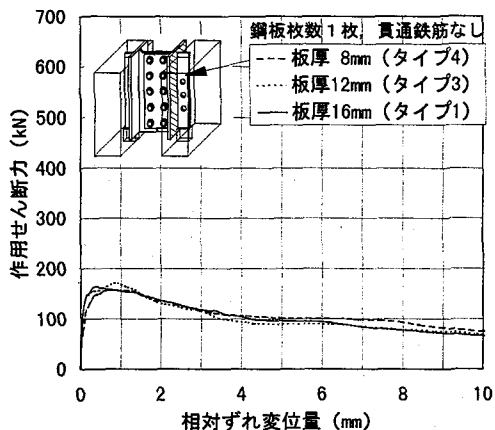


図-4 せん断耐力-相対ずれ変位量(板厚差その1)

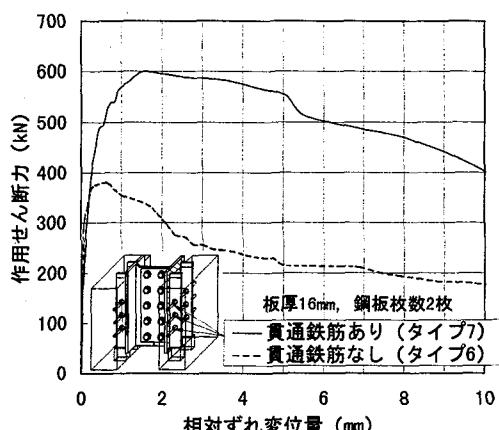


図-8 せん断耐力-相対ずれ変位量(鉄筋の有無その3)

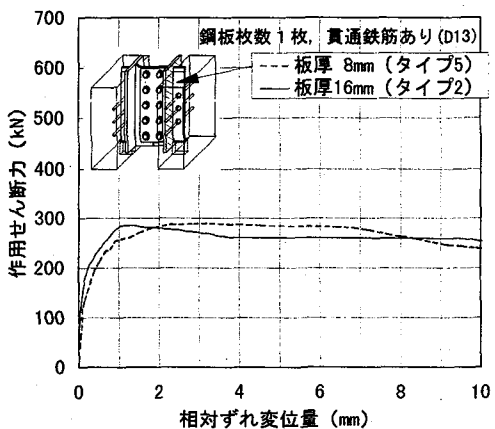


図-5 せん断耐力-相対ずれ変位量(板厚差その2)

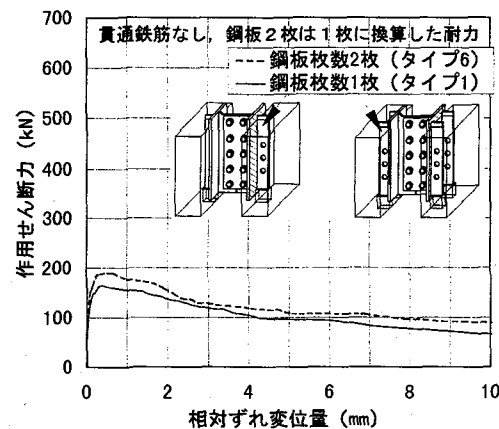


図-9 せん断耐力-相対ずれ変位量(枚数の影響その1)

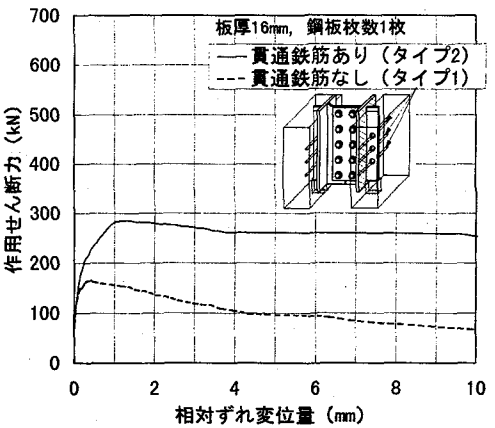


図-6 せん断耐力-相対ずれ変位量(鉄筋の有無その1)

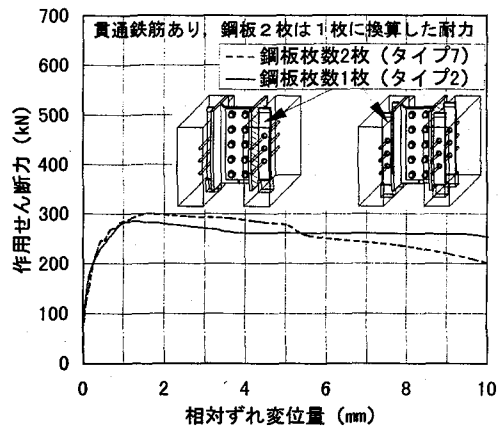


図-10 せん断耐力-相対ずれ変位量(枚数の影響その2)

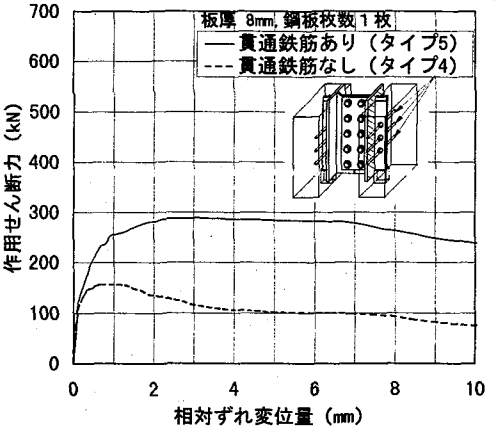


図-7 せん断耐力-相対ずれ変位量(鉄筋の有無その2)

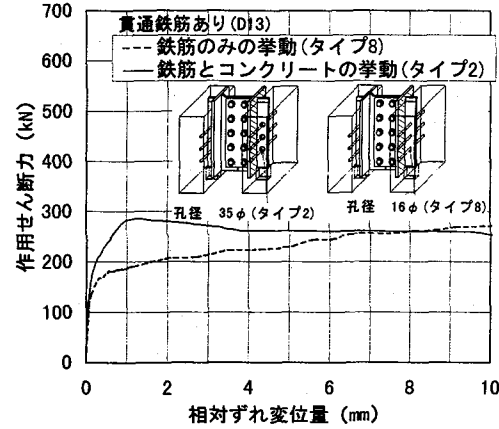


図-11 せん断耐力-相対ずれ変位量(鉄筋の挙動)

力に換算して比較を行った結果、鋼板2枚を使用することによる耐荷能力の低下はそれほど顕著ではなかった。本実験では、板高に対し2.9倍の間隔で鋼板を配置しており、この程度の間隔保持であるならば耐力低下はないと考えられる。

(4) 貫通鉄筋の挙動

貫通鉄筋と孔の直径の差が大きい試験体とその差異がほとんどない試験体の場合の相対ずれ変位量を比較した結果(タイプ2, 8)を図-11に示す。

孔と貫通鉄筋の直径の差が大きい試験体(タイプ2)の挙動(作用せん断力と相対ずれ変位量の関係)は、図-6および図-11から明らかなように、孔中のコンクリートが支配的な試験体(タイプ1)の挙動と貫通鉄筋が支配的な試験体(タイプ8)の挙動とが組合わさった挙動を示していることが確認できる。このことより、後述4.2節の強度評価式において鉄筋を影響因子に加える結果となった。なお、図中に示していない10mm以降のずれについて、貫通鉄筋と孔の隙間を設けた試験体(タイプ2)でも鉄筋が支配的な挙動を示す試験体(タイプ8の挙動)と同様の挙動を示しており、貫通鉄筋が孔の内側面に接触し、その後、鉄筋のせん断挙動を呈し、曲げ変形を伴うダウエル作用⁵⁾が生じたものと考えられる。

3.2 ずれ定数

ずれ定数とは、鋼板1面あたりの載荷初期におけるジベル部の単位ずれ量に対するせん断耐力の比で、コンクリートと鋼桁の合成効果の強さを表し、コンクリートと鋼桁の間に働く水平せん断力の分布や合成桁各部の応力に影響を与える指標となる¹⁾。表-2には各タイプの押抜きせん断試験のずれ性状から得られたずれ定数を示す。ここで、ずれ変位量0.1mmまで変位計測を行っていないものに対しては省くこととした。

その結果、孔あき鋼板ジベルのずれ定数は孔3個当たり2000~6000kN/mmで、馬蹄形ジベル1個当たりの2000kN/mm¹⁾とほぼ同じで、スタッドジベルの3本当たりのずれ定数671kN/mm⁵⁾に比べても、3~8倍程度高いことがわかる。孔あき鋼板ジベルはスタッドジベルに比べて合成作用が非常に高いことが確認された。次に各要因ごとに比較検討した結果を示す。

(1) 板厚の影響

鋼板の板厚が薄くなるにつれてずれ定数は小さくなり、特に板厚8mm(タイプ4)の場合においては板厚12,16mm(タイプ3, 1)に比べてずれ定数が低い結果となった。

(2) 貫通鉄筋による影響

板厚16mmの試験体(タイプ1, 2)においては、貫通鉄筋の有無により大きくずれ定数が異なり、貫通鉄筋がないタイプ1は、非常に載荷初期の合成効果が高いことが確認された。上述に示すタイプ1とは異なり、タイプ2および板厚8mmの場合(タイプ4, 5)においては貫通鉄筋の有無に関係なく、ずれ定数は同程度であった。

(3) 枚数の影響(並列配置の影響)

孔あき鋼板ジベル枚数の影響において、鋼板当たりのずれ定数(タイプ1, 2においては1枚分、タイプ6,

7においては2枚分を示す)は、貫通鉄筋のない試験体(タイプ1, 6)の場合、ほぼ同等の値を示す。しかし、孔1個あたりに換算した場合、鋼板2枚の試験体のずれ定数は、鋼板1枚の試験体に対して2倍の孔数となり、その結果、表-2に示すように1/2程度の値になることが確認された。また、貫通鉄筋を有する試験体(タイプ2, 7)の場合、鋼板当たりの結果から鋼板2枚の試験体(タイプ7)のずれ定数の方が鋼1枚のもの(タイプ2)より高くなることが確認された。鋼板を2枚配置した試験体に対しては、孔数が2倍になり、それに伴いずれ定数も比例して高くなるものと考えられたが、今回そのような傾向を示さず、鋼板を並列に配置した場合のずれ定数においては、孔径および鋼板の配置間隔など異なる検討が必要であるものと考えられる。

(4) 貫通鉄筋の挙動

貫通鉄筋と孔の直径の差がほとんどない試験体(タイプ8)の鋼板当たりのずれ定数は、直径の差が大きい試験体(タイプ2)と比較して低く、孔と貫通鉄筋との隙間にあるコンクリートが載荷初期に破壊するため、ずれ定数が低下するものと考えられる。

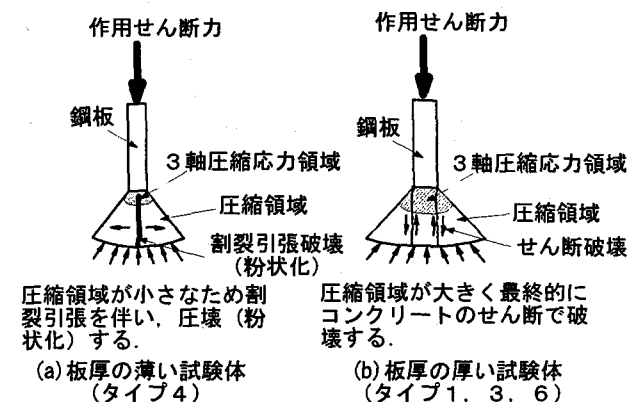
3.3 破壊状況

試験終了後、コンクリートのひび割れ状態を把握するため、試験体のコンクリートブロック部を切断し、最終破壊状態を目視観察した。

(1) 板厚の影響

ここでは、貫通鉄筋のない場合の試験体について示すこととする。最初に板厚の薄い8mmの試験体(タイプ4)において、孔中のコンクリートが粉状に圧壊しており、それに対して板厚が厚い試験体(タイプ1, 3, 6)においては鋼板の両側面部でコンクリートがせん断破壊していた。

板厚による破壊現象の違いは図-12に示すように、板厚が薄い場合圧縮領域が小さくなり、集中して力が作用する。その力の集中が、割裂引張を生じさせたものと考えられる。一方、板厚が厚い場合、圧縮領域が大きく分散して力がコンクリートに働いているものと考えられる。この分散している力が最終的に鋼板両側面の延長線上でコンクリートの最大せん断耐力に達し、その後せん断破壊するものと考えられる(写真-1, 2参照)。貫



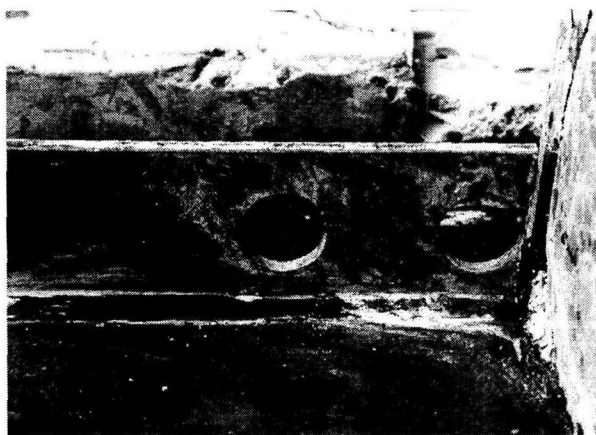


写真-1 破壊状況 (板厚 8mm, 貫通鉄筋なし)
(タイプ4)

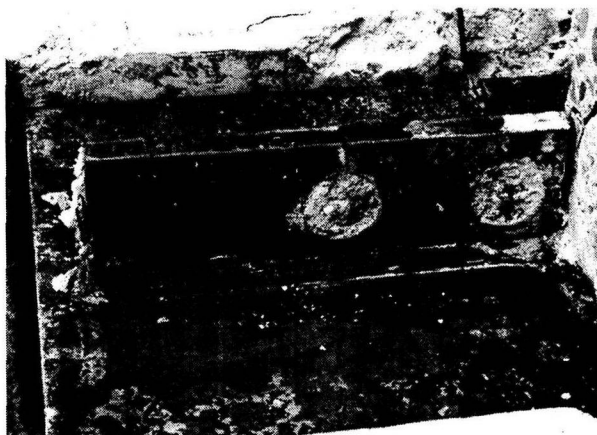


写真-2 破壊状況 (板厚 16mm, 貫通鉄筋なし)
(タイプ1)

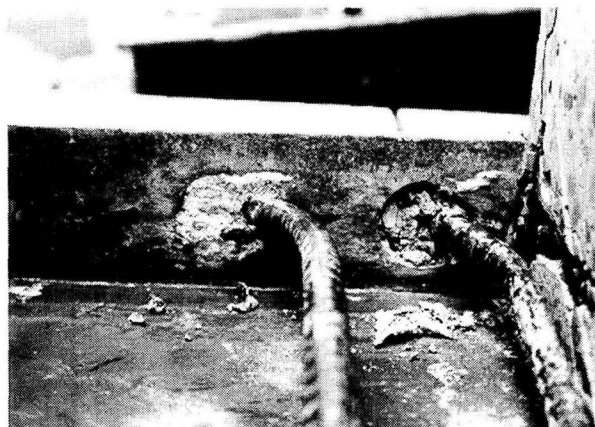


写真-3 破壊状況 (板厚 8mm, 貫通鉄筋あり)
(タイプ5)



写真-4 破壊状況 (板厚 16mm, 貫通鉄筋あり)
(タイプ2)

通鉄筋を有する試験体については後述 (2) に示す。なお、図-12, 13に示す3軸圧縮応力領域とは、コンクリートが完全に引張をおこさない領域 (図中の領域は仮定である) とした。

(2) 貫通鉄筋の有無による影響

貫通鉄筋がない試験体は、上述のように板厚差により最終破壊状態が異なることを明確にした。貫通鉄筋を有する 8,16mm の試験体 (タイプ5, 2) では、どちらも同様に、孔中のコンクリートが粉状に圧壊するに至っていた。鉄筋を有することによって最終破壊状態が同傾向を示した要因として、図-13に示すように図-12(a)の各領域を貫通鉄筋が拘束し、それと同時にせん断耐力の向上にも寄与していることが考えられる (写真-3, 4参照)。ここで、貫通鉄筋を有する試験体 (タイプ5) においては、鉄筋が接触している孔の内側面で局部変形も確認された。

(3) 枚数の影響 (並列配置の影響)

文献7) に示すように鋼板高 (70mm) の3倍程度の鋼板間隔を設けた試験体 (タイプ6, 7) について、最終破壊状態を確認した。その結果、貫通鉄筋のない試験体 (タイプ6) において鋼板の先端部を結ぶ線で破面を形成しせん断破壊に至ったものの、2枚の鋼板の間にあるコンクリートは一体とならずれを生じていた。貫通鉄

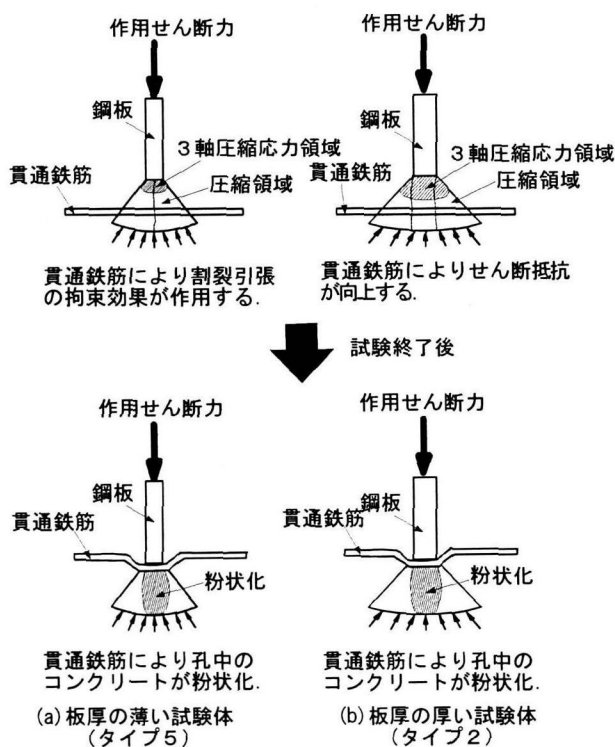


図-13 破壊状態 (鉄筋の有無による影響)

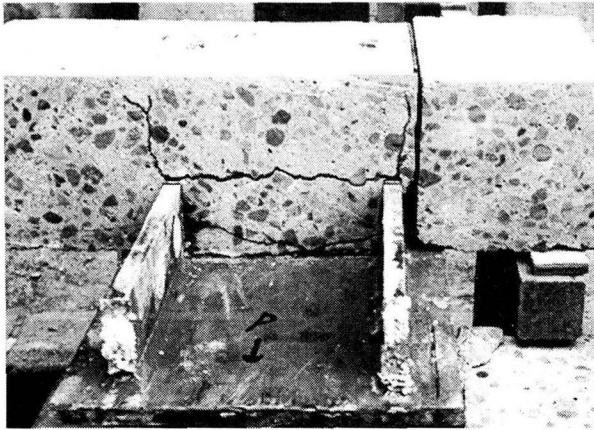


写真-5 破壊状況（鋼板枚数2枚,貫通鉄筋なし）
（タイプ6）

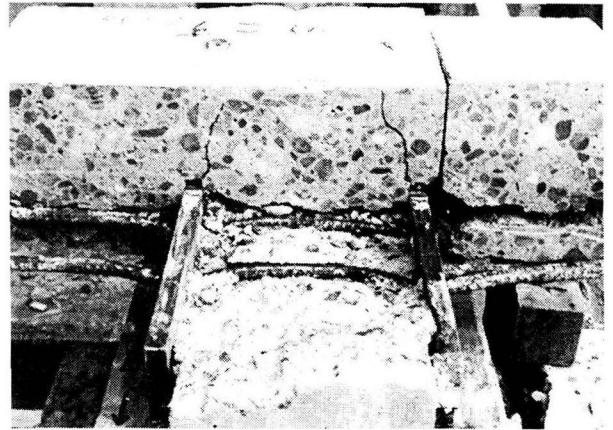


写真-6 破壊状況（鋼板枚数2枚,貫通鉄筋あり）
（タイプ7）

筋を有する試験体（タイプ7）は鋼板の先端部を結ぶ面と貫通鉄筋上面においてせん断破壊し、鋼フランジ面と貫通鉄筋との間のコンクリートが貫通鉄筋により抱えられるような形で破壊に至っていた（写真-5、6）。

（4）貫通鉄筋の挙動

貫通鉄筋と孔の直径の差が大きい試験体（タイプ2）と差が小さい試験体（タイプ8）においては、最終破壊状態に差異はなく、タイプ8の試験体においては、載荷初期から貫通鉄筋が孔の内側面に接触することで、最大せん断耐力に達した後に鉄筋がせん断破断したものと考えられる。なお、タイプ2は試験時に破断することはいなかった。

4. 強度評価式に関する考察

表-3で明らかなように、孔あき鋼板ジベルに関する既往の押抜きせん断強度評価式は研究者らによって異なっていて、いまだ合理的な強度評価式が導かれていないようである。

そこで、本研究では筆者らの表-2に示す最大せん断耐力における実験値も含め、既往の孔あき鋼板ジベルの実験データを収集・整理することにし、貫通鉄筋を有する場合と有さない場合に対して、新しい合理的な強度評価式を誘導することにした。

4.1 既往の強度評価式

孔あき鋼板ジベルのせん断に対する既往の終局せん断強度（ Q_u ）評価式を表-3に示す。表-3より明らかなように、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力に及ぼす影響因

子は、種々存在すると考えられて、統一されていないようである。ここで、表-3の式(1)~(3)に用いられている影響因子($d^2 \cdot f_{cu}$, d :孔径, f_{cu} :コンクリートの円柱体圧縮強度)と孔1個当たりのせん断耐力実験値 (Q_{max}) の関係を図-14に示す。ここで、Leonhardt らによる提案式は孔の貫通鉄筋を考慮していない提案式であり、図-14から明らかなように全試験データをうまく整理できていない様子がわかる。また、H.Andrá⁷⁾においても式(1)を拡張して式(2)を提案している。日本においても1994年に、緒方ら⁹⁾により、橋脚に用いる孔あき鋼板ジベルとして、式(3)を提案している。これまでに提案された強度式においては、コンクリートのせん断破壊が先行することを前提条件としているため、終局せん断強度に影響する因子は、孔径 (d)、コンクリートの円柱体圧縮強度 (f_{cu}) と考えられている。なお、式(1)および(2)

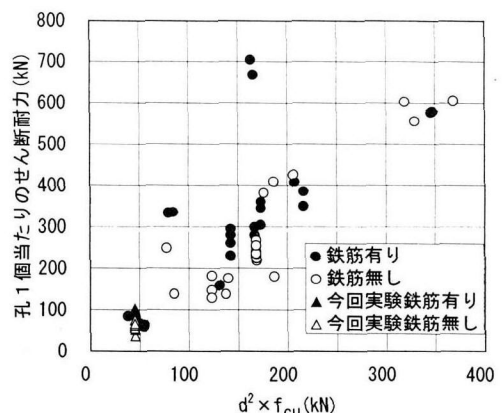


図-14 $d^2 \cdot f_{cu}$ に基づく整理式(1)~(3)

表-3 既往の押抜きせん断強度評価式

Leonhardt, W. Andr�, H. Andr� and Harre(1987)	$Q_u = 1.79d^2f_{cu}$ (1)
H. Andr� (1990)	$Q_u = 1.58d^2f_{cu}$ (2)
緒方, 村山, 沖本, 今西(1994)	$Q_u = 1.767d^2f_{cu}$ (3)
Kraus and Wurzer(1997)	$Q_u = 6.8d \cdot t \cdot f_{cu}$ ($d=70\text{mm}$, $t=10\text{mm}$ の場合に限定) (4)
新谷, 蛭名, 上平, 柳下(1999)	$Q_u = 1.1d^2 \{ -0.818(d/d_{(40)}) + 2.691 \} f_{cu}$ (5)
Q_u : 孔1個あたりの終局せん断強度, d : 孔径, f_{cu} : コンクリートの円柱体圧縮強度, t : 板厚, $d_{(40)}$: 直径40mmの孔径	

表-4 既往の実験結果一覧

参考文献	著者名	n	d	p	t	h	A	$\phi_{st}^{*1)}$	fcu	fst	D	PL	do	実験内容 ^{*2)}	Qmax
5	保坂・平城・小枝ら 1998	16	35	50	12	70	孔4個に1本	6.4	45.3	440	20	4	あり	C(変位制御)	62.48
		16	35	50	12	70	孔4個に1本	6.4	45.3	440	20	4	あり	C(変位制御)	64.69
		16	35	50	12	70	孔4個に1本	6.4	45.3	440	20	4	あり	C(変位制御)	58.80
6	Leonhardt 1987	20	40	50	10	60	孔5個に1本	5.4	31.7	500	32	4	あり	S後、F後、S	67.50
		22	35	50	12	60	孔5.5個に1本	5.1	38.3	500	32	4	あり	S後、F後、S	83.18
		22	35	50	12	60	孔5.5個に1本	5.1	31.7	500	32	4	あり	S後、F後、S	85.00
10	平・天野・大塚 1997	22	35	50	12	60	孔5.5個に1本	5.4	39.1	490	22	4	あり	S	66.91
		22	35	50	12	60	孔5.5個に1本	5.4	41.3	490	22	4	あり	F後、S	63.95
		22	35	50	12	60	孔5.5個に1本	5.4	—	490	22	4	あり	F後、S	59.32
11	蛭名・高橋・上平・柳下 1998	2	80	—	22	150	なし	—	57.6	—	20	2	—	C(荷重制御)	605.64
		2	80	—	22	150	あり	15.9	54.1	440	20	2	—	C(荷重制御)	576.24
		2	80	—	22	150	あり	15.9	54.4	440	20	2	—	C(荷重制御)	580.16
		2	60	—	22	150	なし	—	57.3	—	20	2	—	C(荷重制御)	426.30
		2	60	—	22	150	あり	15.9	57.7	440	20	2	—	C(荷重制御)	407.68
13	Dieter, K and Otto Wurzer 1997	4	70	—	10	90	あり	9.8	29.2	500	—	2	—	S	230.00
		4	70	—	10	90	あり	9.8	29.2	500	—	2	—	S	260.00
		4	70	—	10	90	あり	9.8	34.2	500	—	2	—	S	280.00
		4	70	—	10	90	あり	9.8	35.4	500	—	2	—	S	305.00
		4	70	—	10	90	あり	9.8	44.2	500	—	2	—	S	350.00
		4	70	—	10	90	あり	12.6	29.2	500	—	2	—	S	280.00
		4	70	—	10	90	あり	12.6	29.2	500	—	2	—	S	295.00
		4	70	—	10	90	あり	12.6	34.2	500	—	2	—	S	300.00
		4	70	—	10	90	あり	12.6	35.4	500	—	2	—	S	345.00
		4	70	—	10	90	あり	12.6	35.4	500	—	2	—	S	360.00
14	富永・西海・室井ら 1998	4	70	—	10	90	あり	12.6	44.2	500	—	2	—	S	385.00
		12	60	100	12	100	なし(外配置)	—	34.3	—	20	4	あり	S	148.33
		12	60	100	12	100	なし(外配置)	—	38.9	—	20	4	あり	S	175.92
		12	60	100	12	100	なし(外配置)	—	38.3	—	20	4	あり	S	138.25
		12	60	100	12	100	孔3個に1本	11.0	36.5	490	20	4	あり	S	159.50
15	新谷・蛭名・上平・柳下 1999	2	80	—	22	150	なし	—	50.0	—	20	2	—	C(荷重制御)	602.70
		2	60	—	22	150	なし	—	51.9	—	20	2	—	C(荷重制御)	409.64
		2	80	—	22	150	なし	—	51.5	—	20	2	—	C(荷重制御)	555.66
		2	60	—	22	150	なし	—	49.0	—	20	2	—	C(荷重制御)	382.20
		2	40	—	22	150	なし	—	48.9	—	20	2	—	C(荷重制御)	248.92
		2	40	—	22	150	あり	15.9	52.8	440	20	2	—	C(荷重制御)	335.16
		2	40	—	22	150	あり	15.9	49.9	440	20	2	—	C(荷重制御)	334.18
		2	60	—	22	150	あり(2本)	27.0	45.5	440	20	2	—	C(荷重制御)	704.62
		2	60	—	22	150	あり	28.6	46.1	440	20	2	—	C(荷重制御)	668.36
		12	60	100	12	100	なし	—	34.3	—	20	4	あり	C(荷重制御)	445.00
16	平・古市・山村・西海 1998	12	60	120	12	100	なし	—	34.3	—	20	4	あり	C(荷重制御)	548.00
		12	60	80	12	100	なし	—	34.3	—	20	4	あり	C(荷重制御)	390.00
		12	60	100	12	100	なし	—	51.9	—	20	4	あり	C(荷重制御)	543.00
		12	60	100	12	150	なし	—	23.8	—	20	4	あり	C(荷重制御)	418.00
		1	70	—	19	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	234.70
17	永田・明橋・渡辺 1999	1	70	—	19	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	254.80
		1	70	—	19	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	S	267.10
		1	70	—	19	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	219.70
		1	70	—	19	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	227.70
		1	70	—	19	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	S	224.80
		1	70	—	22	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	240.70
		1	70	—	22	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	253.50
		1	70	—	22	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	S	224.30
		1	70	—	22	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	234.10
		1	70	—	22	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	C(荷重制御)	235.50
		1	70	—	22	200	なし	—	34.5	—	20	1	—	S	255.20
今回実験	タイプ2-1 タイプ2-2 タイプ2-3 タイプ5-1 タイプ5-2 タイプ5-3 タイプ7-1 タイプ7-2 タイプ7-3 タイプ1-1 タイプ1-2 タイプ1-3 タイプ3-1 タイプ3-2 タイプ3-3 タイプ4-1 タイプ4-2 タイプ4-3 タイプ6-1 タイプ6-2 タイプ6-3	6	35	80	16	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	2	あり	C(変位制御)	90.00
		6	35	80	16	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	2	あり	C(変位制御)	95.40
		6	35	80	16	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	2	あり	C(変位制御)	90.80
		6	35	80	8	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	4	あり	C(変位制御)	96.53
		6	35	80	8	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	4	あり	C(変位制御)	97.20
		6	35	80	8	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	4	あり	C(変位制御)	102.40
		12	35	80	16	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	4	あり	C(変位制御)	99.50
		12	35	80	16	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	4	あり	C(変位制御)	101.33
		12	35	80	16	70	全孔にあり	13.0	37.0	440	22	4	あり	C(変位制御)	102.73
		6	35	80	16	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	76.00
		6	35	80	16	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	55.00
		6	35	80	16	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	60.33
		6	35	80	12	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	36.60
		6	35	80	12	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	57.17
		6	35	80	12	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	60.43
		6	35	80	8	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	54.92
		6	35	80	8	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	51.45
		6	35	80	8	70	なし	—	37.0	—	22	2	—	C(変位制御)	55.20
		12	35	80	16	70	なし	—	37.0	—	22	4	—	C(変位制御)	63.50
		12	35	80	16	70	なし	—	37.0	—	22	4	—	C(変位制御)	62.25
		12	35	80	16	70	なし	—	37.0	—	22	4	—	C(変位制御)	66.63

n: 試験体の孔の数, d: 孔径(mm), p: 孔の間隔(mm), t: 板厚(mm), h: 板高さ(mm), A: 貫通鉄筋の有無, ϕ_{st} : 換算貫通鉄筋径(mm), fcu: コンクリートの円柱体圧縮強度(N/mm²), fst: 貫通鉄筋の引張強度(N/mm²), D: 粗骨材の最大寸法, PL: 試験体の孔あき鋼板ジベルの枚数, do: 並列配置の有無, Qmax: 孔1個当たりの耐力(kN)

*1) ここの貫通鉄筋径はすべての孔に鉄筋が配置されていない場合は、孔1個当たりに換算した鉄筋径である

*2) 試験内容でS: 単調載荷実験, C: 漸増載荷実験, F: 疲労実験とする。

においては今回の実験で用いているコンクリート強度と同条件となるように、立方体強度から円柱体強度に換算して係数を変えた評価式を表している。その後、Krausら¹³⁾は、孔径、板厚(t)を限定($d=70\text{mm}$, $t=10\text{mm}$)して、影響因子にtを加えた式(4)を提案している。1997年には平ら¹⁰⁾、1998年には保坂・平城・小枝ら⁵⁾、富永・西海ら¹⁴⁾が試験体に配置する孔数、孔径および鉄筋の配置などを変えて実験を行っている。蛭名ら¹¹⁾においては波形ウェブPC橋の下床版に用いるジベル構造として実験が行われ、また上平ら¹⁵⁾も、同様に式(5)を提案している。その他、2～3の文献¹⁶⁾、¹⁷⁾、¹⁸⁾の中には、橋脚と桁との剛結構造の適用としての実験報告がある。そこで、本研究では可能な限り試験データの収集に努め、上述に示す実験値のうち各諸元が明確な実験結果についてのみ抜粋して表-4にまとめた。これまで提案されているせん断耐力に関する強度式の関係を使って、本研究で収集・整理した試験データを再整理してみた。それらの結果について、図-14～16に示す。なお、表-4に示す試験データの主な影響因子の平均値、最大値および最小値を表-5に示す。

4.2 強度評価式の提案

既往の研究成果と今回実施した実験結果とを用い、せん断耐力実験値(孔1個当たりのQmax)に対する各影響因子としてd, t, fcu, fst等を選び、文献19)に示す統計処理法を用いて、強度評価式の提案を試みた。

(1) 影響因子 $d^2 \cdot f_{cu}$ に基づく整理

本実験結果の3.3節に示す破壊状況で、鉄筋がない場合と有する場合で破壊性状が異なるものと考えられた。そこで、図-15に貫通鉄筋がない実験データのみ、図-16に貫通鉄筋が配置された実験データのみプロットした。これらの図中には、各々式(1)～(3)の評価式も併記している。また、図中に示す相関係数とはこれらの整理法に対して実験値のばらつきを表す指標であり、今回の試験データは正の相関を示すものとなっている。その結果、図-15に示すように貫通鉄筋を有さない実験デー

表-5 孔あき鋼板ジベル試験データの平均値と変動範囲

	平均値	最大値	最小値
d(mm)	58.9	80.0	35.0
t(mm)	17.1	22.0	8.0
fcu(N/mm ²)	39.0	57.6	23.8
φst(mm)	11.9	28.6	5.1
fst(N/mm ²)	468.1	500.0	440.0

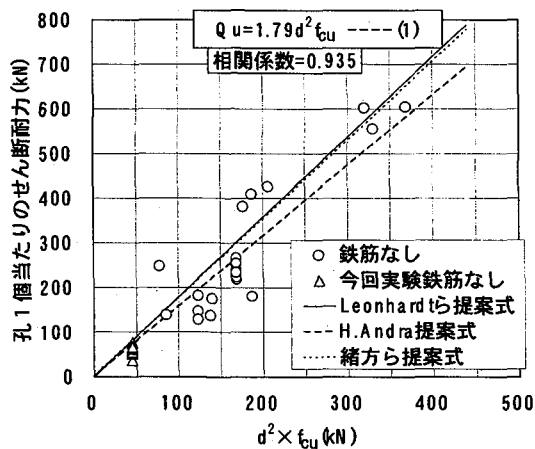


図-15 $d^2 \cdot f_{cu}$ に基づく整理(貫通鉄筋なしのみ)

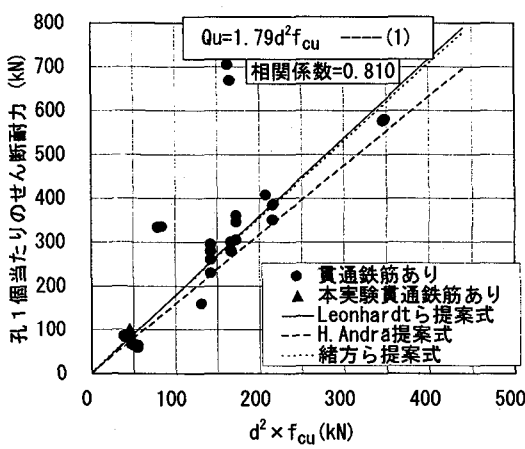


図-16 $d^2 \cdot f_{cu}$ に基づく整理(貫通鉄筋ありのみ)

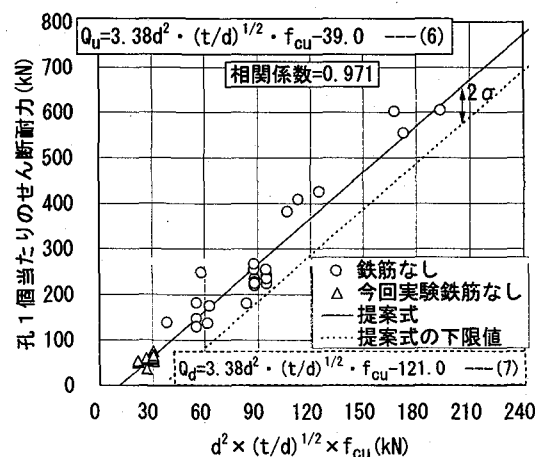


図-17 合理的な評価式による整理
(貫通鉄筋なし)

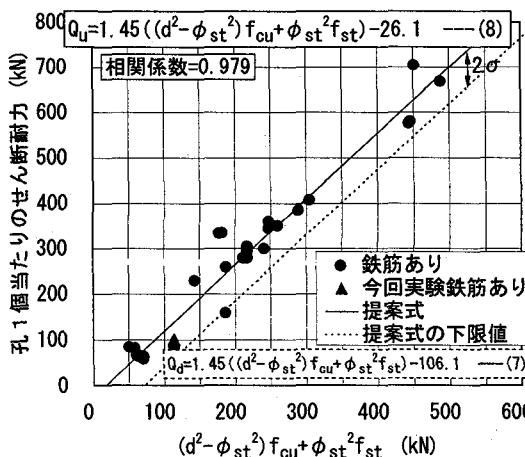


図-18 合理的な評価式による整理
(貫通鉄筋あり)

タは相関係数が 0.935 とかなり高いものの、実験データの全領域において僅かであるがばらついていることが確認できる。その要因として、3.3 節の図-12 に示す板厚の影響による破壊性状の進行過程が考慮されていないからであると思われる。一方、図-16 に示す貫通鉄筋を有する実験データは、相関係数において 0.810 であり、この整理法に対してばらつきが大きいことが確認された。この要因として、本実験結果 3.1 節の図-6～8 においても確認されているように、貫通鉄筋がせん断耐力の向上に寄与しており、式(1)は貫通鉄筋の影響を考慮した式となっていないためであると考えられる。このことより、孔あき鋼板ジベルの強度評価式は破壊性状を考慮して、貫通鉄筋の有無により、2 種類の強度式で提案すべきものであると結論づけた。

(2) 貫通鉄筋を有さない場合の合理的な強度評価式

貫通鉄筋がない場合の破壊状態は、板厚 8mm の試験体(タイプ 4)の実験結果で、せん断破壊の他に支圧割裂破壊も見られた。よって、貫通鉄筋がない場合の破壊性状はせん断と支圧の進行過程が連成して起こるものと考えられる。板厚の差異によるこの進行過程の違いは、終局時にはせん断破壊するものの孔の寸法効果すなわち板厚(t)と孔径(d)の寸法比が影響するものと考えられる。そこで、Leonhardt らの式(1)に径厚比(t/d)の影響を加えるべく、本研究で収集・整理した全試験データ(貫通鉄筋を有さない)を用いて重回帰分析¹⁾⁹⁾を行った。その結果、孔 1 個当たりの終局せん断耐力に関する合理的な評価式として、式(6)が導かれた。

$$Q_u = 3.38d^2 \left(\frac{t}{d} \right)^{1/2} \cdot f_{cu} - 39.0 \quad (6)$$

なお、実験値を考慮して適用範囲を、

$$22.0 < d^2 \left(\frac{t}{d} \right)^{1/2} \cdot f_{cu} < 194.0$$

とする。

評価式(6)の影響因子により再整理したものを図-17 に示す。その結果、Leonhardt らの表現法に比べ、実験データとの相関性がさらに高くなり、相関係数においては 0.971 となった。ここで、式(6)において板厚 t が厚くなると径厚比(t/d)が大きくなり、せん断破壊が卓越することが再現でき、また t が薄くなることにより径厚比(t/d)が小さくなり、せん断破壊に先行して支圧割裂破壊が卓越する傾向を再現できる。また、設計で用いるせん断強度(Q_d)式として、実験値のばらつきの下限値を包括する形で標準偏差の 2 倍低い方にシフトした式(7)を示す。

$$Q_d = 3.38d^2 \left(\frac{t}{d} \right)^{1/2} \cdot f_{cu} - 121.0 \quad (7)$$

(3) 貫通鉄筋を有する場合の合理的な強度評価式

貫通鉄筋を有する場合においては、3.1 節の図-6～8 および 3.3 節からも貫通鉄筋がせん断強度に寄与するこ

とが確認されている。そこで、貫通鉄筋の影響因子である貫通鉄筋径(ϕ_{st})および鉄筋の引張強度(f_{st})を加えて、上述と同様に重回帰分析を行った。その結果、最終的に図-18 に示すような関係を導き出した。ここで、図中に示す実験値の ϕ_{st} は、孔に挿入されている貫通鉄筋の直径であり、すべての孔に鉄筋が配置されていない場合は、孔 1 個当たりに換算した鉄筋径を用いている。その結果、孔 1 個当たりの終局せん断耐力に関する評価式として、式(8)が導かれる。

$$Q_u = 1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f_{cu} + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} - 26.1 \quad (8)$$

なお、実験値を考慮して適用範囲を、

$$51.0 < (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f_{cu} + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} < 488.0$$

とする。

式(8)における { } 中の第 1 項目は、孔と貫通鉄筋の間にあるコンクリートの実面積(孔面積から鉄筋断面積を差引いた値)に対するせん断耐力、第 2 項目は、貫通鉄筋の引張耐力に相当する因子である。その影響因子を重ね合わせることで相関性が高く、相関係数においても 0.979 である整理法を導くに至った。このことより、図-13 に示す破壊状況の説明を裏付ける結果となった。また、設計で用いるせん断強度式として実験値のばらつきの下限値を包括する形で標準偏差の 2 倍低い方にシフトした式(9)を示す。

$$Q_u = 1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f_{cu} + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} - 106.1 \quad (9)$$

以上の結果から、孔あき鋼板ジベルに関する貫通鉄筋を有さない場合および有する場合の終局せん断強度について、相関性の高い合理的な強度評価式が得られたものと判断できる。

5. まとめ

本論文では、孔あき鋼板ジベルの重要な要因である板厚、貫通鉄筋の有無および枚数の影響に着目し、基本的な押抜きせん断試験の結果を述べた。また、その結果を含めた既往の実験結果に基づいて、せん断強度における合理的な強度評価式を提案した。本実験で得られた主な結果を以下にまとめる。

(1) 最大せん断耐力実験値(Q_{max})は、総じて貫通鉄筋の有無に関係なく板厚の影響は少なかった。また、ずれ性状においても板厚の影響は僅かであった。しかしながら、試験終了時に破壊面を詳細に観察した結果、破壊メカニズムの進行過程が違うことにより、板厚の影響も表れていた。

(2) 貫通鉄筋は板厚の変化に関係なく最大せん断耐力実験値(Q_{max})を向上させていた。そして、貫通鉄筋は最大せん断耐力以降の急激な変形性能の低下を防いでいた。また、貫通鉄筋の有無が及ぼすずれ性状への影響は顕著であった。しかしながら、ずれ定数は、貫通鉄筋の存在により、厚い板厚では低下させることになったが、

板厚が薄くなると、その低下は確認することができなかった。

(3) 並列配置した試験体の最大せん断耐力は、1列配置の試験体に比べて、2倍以上の値を示していた。これは、孔あき鋼板ジベルの間隔を鋼板高さの3倍程度離していたため、ジベル相互の干渉がコンクリートに悪影響を与えることなく、孔あき鋼板ジベルの本来の耐力を損なうことがなかったものと考えられる。孔あき鋼板ジベルを並列配置した試験体の場合、表-2で明らかなように、ずれ定数においては孔1個当たりに換算すると、1列配置の試験体に比べ、2/3~1/2程度となり、並列に配置したずれ定数の低下の要因について鋼板間隔を変えるなどして、さらなる検討が必要であるものと考えられた。

(4) 貫通鉄筋を有さない場合の孔あき鋼板ジベルに関して、合理的なせん断強度評価式(Q_d)を提案することができた。この評価式は既往の研究で導かれた表現法に、寸法効果(径厚比)の影響を考慮したものである。さらに、設計のためのせん断強度評価式(Q_d)についても提案した。

(5) 貫通鉄筋を有する場合の孔あき鋼板ジベルに関して、合理的なせん断強度評価式(Q_d)を提案することができた。この評価式は、既往の研究で導かれた関係式を基本におき、孔あき鋼板ジベルの孔中コンクリートの実面積(孔面積から貫通鉄筋の断面積を差引いた値)に対するせん断耐力と貫通鉄筋の引張耐力を重ね合わせて導かれたものである。さらに、設計のためのせん断強度評価式(Q_d)についても提案した。

今後さらに、床版支間の広い連続合成2主I断面桁の鉄道橋への適用を考え、構造詳細である中間支点部の床版のアップリフトを受ける場合の孔あき鋼板ジベルに対する疲労実験、鋼板部の発錆防止の観点から施工上シンク等の塗装や鋼板表面とコンクリートとの付着がジベル耐力に寄与する物理的な影響評価も含めて、本実験を基に解析的な検討を実施していく所存である。

謝辞：本実験を行うにあたり、多大なご助力を頂いた摂南大学工学部の学部生である南和孝と上原正敏の両君に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阿部英彦：鉄道橋合成桁のずれ止めに関する実験的研究，鉄道技術研究報告 No.961，1975。
- 2) 阿部英彦，中島章典，堀内 博：合成桁におけるスラブ分割の影響と柔ずれ止めの開発，構造工学論文集，Vol.35A，pp1205~1211，1989。
- 3) 保坂鐵矢：経済性を追求した鋼鉄道橋の試み，第1回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土木学会鋼構造委員会，pp89~97，1998。
- 4) 牛島洋貴，保坂鐵矢，橘 吉宏，栗田章光，渡辺 滉：連続合成桁における中間支点部のひび割れ挙動に関する実験的研究，土木学会年次学術講演会講演概要集，I-A123，pp246~247，1997。
- 5) 保坂鐵矢，平城弘一，小枝芳樹，橘 吉宏，渡辺 滉：鉄道用合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，vol.44A，pp1497~1504，1998。
- 6) Leonhardt Fritz，Wolfhart Andrä，Hans-Peter Andrä and Wolfgang Harre：Neues，vorteilhaftes Verbundmittel Für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit，Beton- und Stahlbetonbau，Heft，12/1987。
- 7) Hans-Peter Andrä：Economical Shear Connectors with High Fatigue Strength，IABSE SYMPOSIUM，1990。
- 8) Wayne S. Roberts and Robert J. Heywood：An Innovation To Increase The Competitiveness of Short Span Steel Concrete Composite Bridges，Developments in Short Medium Span Bridge Engineering，1994。
- 9) 緒方紀夫，村山 陽，沖本真之，今西直人：鋼製エレメントとコンクリートとの付着特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告書，Vol.16，No.2，1994。
- 10) 平 陽兵，天野礼子，大塚一雄：孔あき鋼板ジベルの疲労特性，コンクリート工学年次論文報告書，Vol.19，No.2，pp15031~1508，1997。
- 11) 蛭名貴之，高橋恵悟，上平謙二，柳下文夫：パーフォボンドリブのせん断耐力に関する基礎的研究，第8回シンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，pp31~36，1998。
- 12) 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，1991。
- 13) Dieter KRAUS and Otto WURZER：Bearing Capacity of Concrete Dowels，Composite Construction-Conventional and Innovative，1997。
- 14) 富永知徳，西海健二，室井進次，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回年次学術講演会講演概要集，I-A323，pp646~647，1998。
- 15) 新谷英司，蛭名貴之，上平謙二，柳下文夫：波形鋼板とコンクリート床版の結合方法に関する実験的研究，第9回シンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，pp91~96，1999。
- 16) 平 陽兵，古市耕輔，山村正人，西海健二：孔あき鋼板ジベルの耐力に関する研究，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，I-A324，pp648~649，1998。
- 17) 永田 淳，明橋克良，渡辺将之：コンクリートの打設方向を考慮した孔明鋼板引抜試験，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，I-A149，pp298~299，1999。
- 18) 鈴木 統，上田多門，古内 仁：孔あき鋼板ジベルの押し抜きせん断耐力に関する基礎的実験，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，I-A150，pp300~301，1999。
- 19) 平城弘一，松井繁之，福本誘士：頭付きスタッドの強度評価式の誘導—静的強度評価式—，構造工学論文集，Vol.35A，pp1221~1232，1989。

(1999年9月17日受付)