

(18) 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

ドーピー建設工業(株) 東京支店 設計部 正会員 ○新谷 英司
 ドーピー建設工業(株) 本社 技術センター 正会員 蛭名 貴之
 ドーピー建設工業(株) 本社 技術センター 正会員 上平 謙二
 近畿大学 理工学部 土木工学科 柳下 文夫

1. はじめに

波形鋼板ウェブPC橋における波形鋼板とコンクリート床版の結合部は、本橋の構造性能を確保する上で非常に重要な部位であり、波形鋼板が担うせん断力をコンクリート床版に完全に伝達しなければならないため、波形鋼板とコンクリート床版は剛結合されなければならない。従って、波形鋼板とコンクリート床版の界面に伝達されるせん断力は、かなり大きなものとなる。従来の波形鋼板とコンクリート床版の結合方法では、新開橋や銀山御幸橋で採用されたスタッドジベルによる方法、本谷橋で採用された波形鋼板の埋め込みによる方法、そしてフランスのコニャック橋、モープレ橋およびドール橋で採用されたアングルによる方法がある。

鋼部材からコンクリート部材へのせん断伝達手法として、レオンハルトらによって提案されたパーフォンドリブ(孔あき鋼板ジベル)の考えがある。レオンハルトによると、本構造はせん断破壊機構にすぐれ、耐疲労にもすぐれているとの報告がなされている。図-1にパーフォンドリブの概要図を示す。

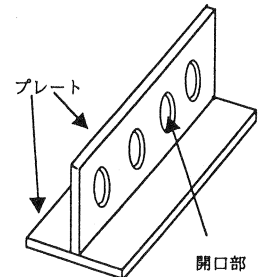


図-1 パーフォンドリブの概要図

本研究では、波形鋼板とコンクリート床版の結合手法として、このパーフォンドリブの適用性を検討するため、種々な試験体を作成し、押抜きせん断試験を実施したのでその試験結果を報告し、せん断耐力評価式を提案する。

2. 試験体の種類

試験体の種類の一覧を表-1に示し、試験体の形状を図-2に示す。試験体は、実際の橋梁モデルを想定し、コンクリート厚さを25cm、粗骨材の最大寸法を20mmとした。また、鉄筋配置についても、実橋を想定しD16mmの鉄筋を主鉄筋方向と配力鉄筋方向にそれぞれ配置し、パーフォンドリブの形状は、図-3に示すように板厚22mm、高さ150mmとし、リブに明けた孔径については40mm、60mmおよび80mmと変化させた。設

表-1 供試体の種類

供試体の種類	鉄筋	鋼鋼板	孔径(mm)	コンクリートの打設方向	鉄筋配置位置	試験体数(体)	備考
TYPE2-1	-	-	φ80	下打ち	-	1	
TYPE2-2	有	-	φ80	下打ち	上側配置	1	貫通鉄筋D16
TYPE2-3	有	-	φ80	下打ち	中心配置	1	貫通鉄筋D16
TYPE2-4	-	-	φ60	下打ち	-	1	
TYPE2-5	有	-	φ60	下打ち	上側配置	1	貫通鉄筋D16
TYPE3-1	-	有	-	下打ち	-	1	
TYPE3-2	-	有	φ60	下打ち	-	1	
TYPE3-3	有	有	φ80	下打ち	上側配置	1	貫通鉄筋D16
TYPE3-4	有	有	φ60	下打ち	上側配置	1	貫通鉄筋D16
TYPE4-1	-	-	φ80	上打ち	-	1	
TYPE4-2	-	-	φ60	上打ち	-	1	
TYPE5-1	-	-	-	下打ち	-	1	自然付着
TYPE5-2	-	-	-	下打ち	-	1	自然付着
TYPE6-1	-	-	φ80	下打ち	-	1	モルタルのみ
TYPE6-2	-	-	φ60	下打ち	-	1	モルタルのみ
TYPE7-1	-	-	φ80	下打ち	-	1	
TYPE7-2	-	-	φ60	下打ち	-	1	
TYPE7-3	-	-	φ40	下打ち	-	1	
TYPE8-1	有	-	φ40	下打ち	中心配置	1	貫通鉄筋D16
TYPE8-2	有	-	φ40	下打ち	上側配置	1	貫通鉄筋D16
TYPE8-3	有	-	φ60	下打ち	上側配置	1	貫通鉄筋D19*2
TYPE8-4	有	-	φ60	下打ち	上側配置	1	貫通鉄筋D29

けた孔径については、粗骨材が十分入る径とした。ここで、本試験において、1試験体に対し孔を一つとしたのは、孔一つ当たりの純粋なせん断耐力機能の把握を目的としたためである。

本試験では、パーフォボンドリブそのものについて、平鋼板に孔を開けたタイプ、リブそのものの自然付着の影響を調べるための孔のないリブだけのタイプ、そして、リブの付着性を高めるため、平鋼板に縞鋼板を溶接し、それに孔を開けたタイプの3タイプとした。そして、孔明け鋼板については、孔径を変化させると共に、鉄筋の拘束度を検討するため、鉄筋を孔に貫通させ、その位置、径および鉄筋数も変化させた。また、波形鋼板ウェブPC橋では、一般的に主桁の上下にコンクリート床版があるため、波形鋼板とコンクリートの界面のせん断伝達挙動については、コンクリートの打設方向が影響すると考えられるので、コンクリートの打設方向を変え、同じ孔径でそれぞれ打設方向を変えた。試験体数は、全部で22体である。ただし、ここでいう試験体数とは、図-2に示すように左右のペアで1体としている。

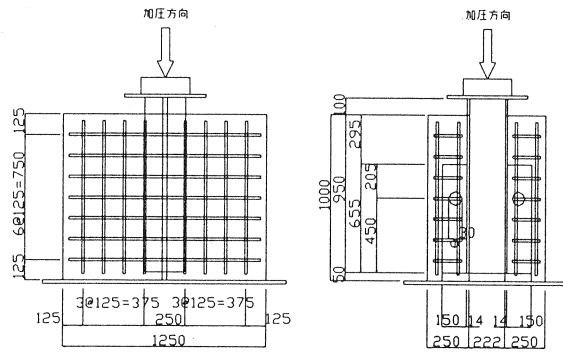


図-2 供試体の形状図

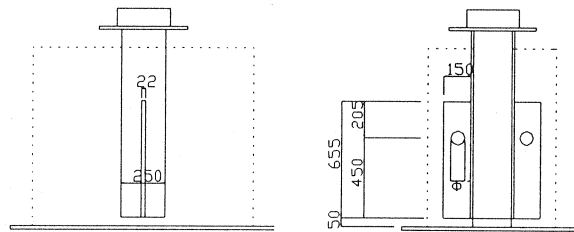


図-3 パーフォボンドリブの詳細図

また、コンクリート打設についても、実橋の状況を想定し、パーフォボンドリブの側面は自然付着をもたせるため、コンクリートとの縁を切らずそのまま打設しバイブレーターで絞固めた。

3. 試験方法

3.1 概要

本試験は、コンクリートが充填されたパーフォボンドリブのせん断耐力を評価するのが目的であるため、写真-1に示すように、押抜きせん断型の荷重試験を行った。本試験では、実際の波形鋼板ウェブPC橋の波形鋼板とコンクリート床版の結合方法を反映させるため、パーフォボンドリブを2分割したH型鋼のフランジプレートにそれぞれ溶接し、そのフランジプレートをコンクリートに埋めている。また、荷重中の試験体の安定性を考慮して、試験体の下面に石膏を敷くとともに、パーフォボンドリブの押抜き時に、フランジプレートとパーフォボンドリブの押抜かれる側のコンクリートが抵抗しないように、あらかじめ抵抗部分のコンクリートを削除した試験体を製作した。

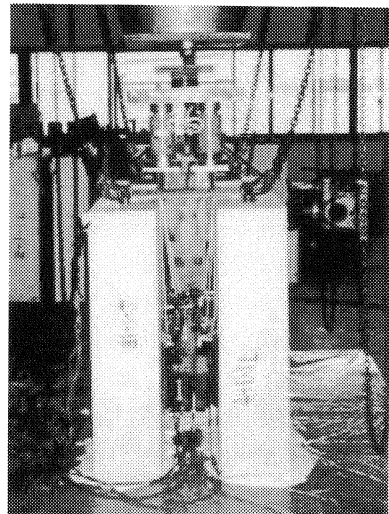


写真-1 荷重状況

3.2 荷重方法

写真-1に示すように、H型鋼の左右のフランジプレートの上には、左右に均等に荷重が荷重されるように荷重分配桁を挿入し、その上に、左右のフランジプレートに荷重される荷重強度をピックアップするためのロードセルを置き、更にその上に試験機の荷重ヘッドとの間に荷重分配桁を挿入した。そして、試験機

の荷重ヘッドの中心が左右の試験体の中心となるよう、慎重に試験体をセットした。

荷重は、荷重制御とし、左右のロードセルの読み値として2トンピッチで漸増繰り返しを行い、破壊まで単調増加した。

3.3 計測方法

計測項目は、図-4 および図-5 に示すように、ロードセルによる荷重強度、フランジプレートとコンクリートの相対ずれおよび貫通鉄筋のひずみとした。フランジプレートとコンクリートの相対ずれ量の計測は、高精度変位計を用い、図-4 に示すように、孔の位置で押抜き時の荷重バランスのずれを考慮して、左右2ヶ所ずつの計4ヶ所とした。また、貫通鉄筋のひずみについては、図-5 に示すように、押抜かれる方向において鉄筋が曲がるようにするため、押抜かれる方向に2枚ずつの計10枚ひずみゲージを鉄筋に貼付した。そして計測は、荷重の荷重に合わせて計測した。

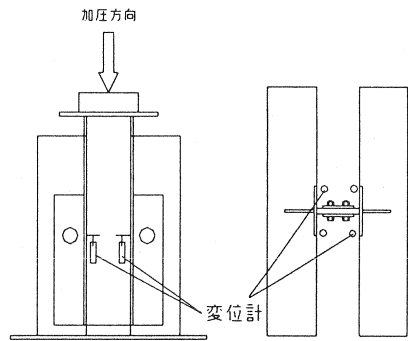


図-4 供試体のずれ位置計測図

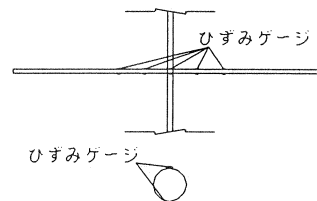


図-5 貫通鉄筋のひずみゲージ位置

3.4 試験結果および考察

表-2 に各試験体のせん断耐力値を示す。表中の耐力値は、各試験体の左右の耐力の平均値を示す。

この表からも解るように、リブの自然付着性能を検討するための試験体 TYPE5-1 と TYPE5-2 では、他の試験体のせん断耐力値と比較しても非常に小さい値で付着切れを起こすことが解る。

図-6 にパーフォボンドリブのコンクリートジベルに作用するせん断応力度と孔径の関係を示す。ここで、縦軸にせん断応力度、つまり1枚のパーフォボンドリブでは、せん断抵抗面積は一つの孔に対して2枚となるため、せん断耐力値を2枚のせん断抵抗面積(孔の断面積)で除した値を取ったのは、耐力では試験時のコンクリートの圧縮強度にばらつきがあるためである。図から解ることは、各孔径に対し、モルタルのみの試験体 TYPE6-1(φ80)と TYPE6-2(φ60)ではその他の試験体に比べて耐力が下がることである。

これは、正しく粗骨材の抵抗がないためであると考えられる。また、縞鋼板併用の試験体については、相当な耐力増加となるため、せん断耐力の向上を図る一つの対策として、パーフォボンドリブとして平鋼板の代わりに縞鋼板の採用が考えられる。他の通常のパーフォボンドリブについては、鉄筋拘束による耐力増加が期待できるが、更に興味深いことは、孔径の大きさによってせん断耐力に相当するせん断応力度が異なることであり、孔径が小さくなるにつれせん断応力度が大きくなっている。これは、孔に混入される粗骨材によ

表-2 各供試体のせん断耐力値

試験体の種類	孔径 φ(mm)	平均	平均	②実験値 耐力(tf)	コンクリートの 打設方向	備考
		圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 10 ⁶ (kgf/cm ²)			
TYPE2-1	80	588.0	3.84	61.8	下打ち	
TYPE2-2	80	552.0	3.55	58.8	下打ち	
TYPE2-3	80	555.0	3.59	59.2	下打ち	
TYPE2-4	60	585.0	3.81	43.5	下打ち	
TYPE2-5	60	589.0	3.57	41.6	下打ち	
TYPE3-1	-	584.0	3.77	45.9	下打ち	縞鋼板の自然付着
TYPE3-2	60	596.0	3.66	64.6	下打ち	縞つき
TYPE3-3	80	642.0	4.01	74.2	下打ち	縞つき
TYPE3-4	60	598.0	3.91	66.7	下打ち	縞つき
TYPE4-1	80	510.0	3.14	61.5	上打ち	
TYPE4-2	60	529.4	3.24	41.8	上打ち	
TYPE5-1	-	518.2	3.26	18.3	下打ち	自然付着
TYPE5-2	-	527.0	3.36	18.5	下打ち	自然付着
TYPE6-1	80	535.2	3.22	36.9	下打ち	モルタルのみ
TYPE6-2	60	527.4	3.24	22.5	下打ち	モルタルのみ
TYPE7-1	80	525.7	3.17	56.7	下打ち	
TYPE7-2	60	500.2	3.22	39.0	下打ち	
TYPE7-3	40	498.5	3.41	25.4	下打ち	
TYPE8-1	40	539.2	3.31	34.2	下打ち	
TYPE8-2	40	509.0	3.23	34.1	下打ち	
TYPE8-3	60	463.8	3.10	71.9	下打ち	
TYPE8-4	60	470.9	3.00	68.2	下打ち	

る拘束効果であると推測される。従って、この現象は、孔径が小さいほど粗骨材の拘束の影響が大きくなるためであろう。また、コンクリートの打設方向による耐力への影響は、特にないと考えられる。この結果からもパーフォボンドリブは、波形鋼板ウェブPC橋にとって、有効な結合方法であると考えられる。

図-7に参考として、 $\phi 60\text{mm}$ の孔径に着目して、コンクリート打設が下打ちにおける貫通鉄筋のない場合と有る場合の荷重-ずれ曲線を示す。この図から、貫通鉄筋のない場合には、最終耐力後に耐力が低下するが、貫通鉄筋のある場合には、耐力低下が生じず、十分なじんせいが確保出来ることが解る。このことから、パーフォボンドリブの孔には貫通鉄筋を配置することが望ましい。また、相対ずれ量に着目しても、最終耐力の1/3相当値までは、殆どずれが生じていないことが解る。

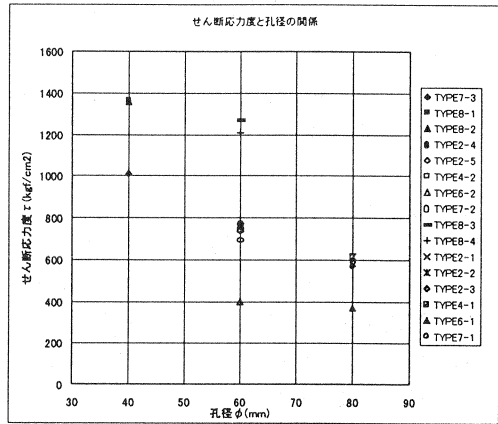


図-6 せん断耐力と孔径の関係

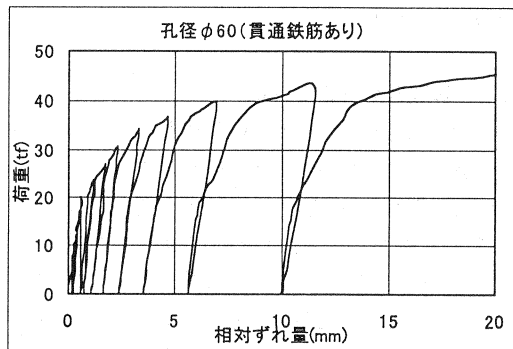
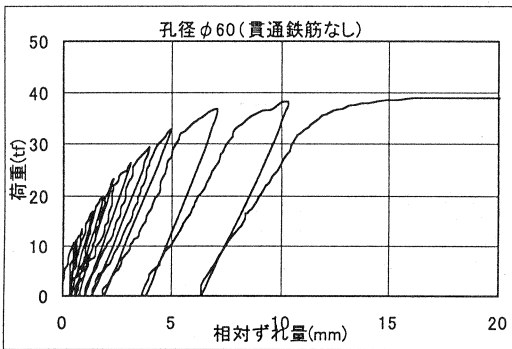


図-7 荷重-相対ずれ

4. パーフォボンドリブのコンクリートジベルの耐力式の検討

4.1 コンクリートジベルのみのせん断耐力式

コンクリートジベルのみのせん断耐力を把握するため、本試験において実施した試験体の中から、モルタルのみのもの、貫通鉄筋を配置したもの、および縞鋼板を用いた試験体を除外したコンクリートだけの試験体のせん断耐力に対応したせん断応力度、コンクリート強度および孔径の関係を検討した。図-8には、縦軸にせん断応力度とコンクリート強度の比を、横軸に孔径の比を取ってそれぞれの値を表した。図から解るように、せん断応力度とコンクリート強度の比と孔径の比は、ほぼ線形に近似出来る。また、孔径が小さいほどコンクリート強度に対するせん断応力度が大きくなる傾向を示している。この関係を式で表すと、式(1)の通りとなる。

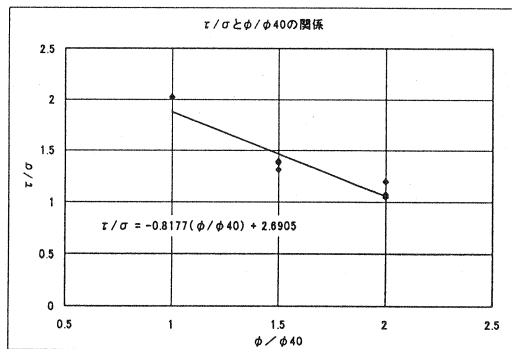


図-8 せん断応力度、コンクリート強度および孔径の関係

$$\tau / \sigma_c = -0.818 \cdot (\phi / \phi(40)) + 2.691 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 τ はコンクリートジベルに作用するせん断耐力に対応するせん断応力度、 σ_c はコンクリートの圧縮強度、 ϕ は孔径(mm)、 $\phi(40)$ は孔径40mmを示す。

ここで、式(1)をせん断応力度の式に変換すると、式(2)を得る。

$$\tau = \{ -0.818 \cdot (\phi / \phi(40)) + 2.691 \} \cdot \sigma_c \dots \dots \dots (2)$$

式(2)から、せん断耐力は、せん断応力度に孔の断面積を乗ずることによって計算され、本試験の場合、2面せん断となるので、パーフォボンドリブ1枚におけるコンクリートジベル1個当たりのせん断耐力は式(3)によって計算出来る。

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot 0.25 \cdot \{ -0.818 \cdot (\phi / \phi(40)) + 2.691 \} \cdot \sigma_c$$

$$= 1.571 \cdot \phi^2 \cdot \{ -0.818 \cdot (\phi / \phi(40)) + 2.691 \} \cdot \sigma_c \dots \dots \dots (3)$$

ここに、Qはパーフォボンドリブ1枚におけるコンクリートジベル1個当たりのせん断耐力を示す。

レオンハルトら¹⁾によれば、コンクリートの実際の圧縮強度(σ_c)と最大荷重によるコンクリートジベルのせん断応力度(τ)には、 $\tau = 1.3 \cdot \sigma_c$ の関係があるとしており、せん断応力度とコンクリートの圧縮強度との関係は一定であるとしているが、本実験では、粗骨材の拘束効果により、せん断応力度とコンクリートの圧縮強度との関係は一定ではなく、孔径が小さいほどコンクリート強度に対するせん断応力度が大きくなる傾向を示した。また、レオンハルトらは、実際の圧縮強度に対して、安全係数(0.7)を考慮している。そこで、せん断耐力に対する本提案式(3)に対し、図-8に見る強度のバラツキや試験体の下面の石膏による拘束効果等を考慮して、レオンハルトらと同様に安全係数(0.7)を考慮し、パーフォボンドリブのせん断耐力式として式(4)を提案する。

$$Q = 1.1 \cdot \phi^2 \cdot \{ -0.818 \cdot (\phi / \phi(40)) + 2.691 \} \cdot \sigma_c \dots \dots \dots (4)$$

4.2 貫通鉄筋の拘束効果

本試験のうち、貫通鉄筋の拘束効果を検討するため、貫通鉄筋の配置された試験体に対し、コンクリートジベルのせん断応力増加分とコンクリート強度の関係と、貫通鉄筋比(貫通鉄筋の断面積とコンクリートジベルの断面積の比)との関係を図化すると、図-9の通りとなる。ここで、コンクリートジベルのせん断応力増加分というのは、孔径を一定とした場合のコンクリートジベルのみのせん断応力度に対する応力度増加分である。図から解るように、貫通鉄筋比が小さい場合には、鉄筋拘束によるせん断耐力増加には殆ど寄与しないことが解る。しかしながら、貫通鉄筋比が大きくなると、鉄筋の拘束効果によってせん断耐力が増加することが解った。これらの関係は、ほぼ線形関係で表現でき、これを式に表すと式(5)の通りとなる。

$$\Delta \tau / \sigma_c = 12.966 \cdot p - 0.312 \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $\Delta \tau$ はコンクリートジベルコンクリートジベルのせん断応力増加分、 σ_c はコンクリートの圧縮強度、pは貫通鉄筋比を示す。

式(5)を用いて、せん断応力増加分をせん断耐力増加分として評価すれば、式(6)のように表現出来る。

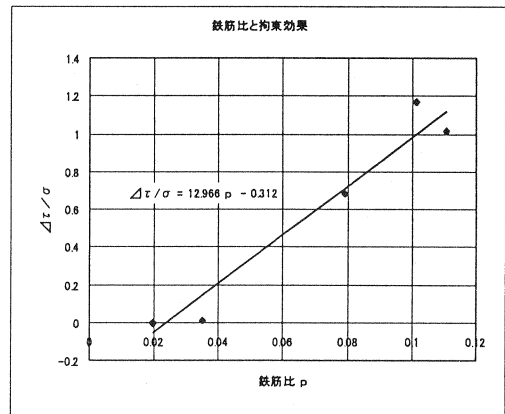


図-9 鉄筋比と貫通鉄筋拘束効果

$$\begin{aligned} \Delta Q &= 2 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot 0.25 \cdot \{ 12.966 \cdot p - 0.312 \} \cdot \sigma_c \\ &= 1.571 \cdot \phi^2 \cdot \{ 12.966 \cdot p - 0.312 \} \cdot \sigma_c \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

ここに、 ΔQ はコンクリートジベル1個当たりのせん断耐力増加分を示す。

更に、式(4)の場合と同様に、コンクリートジベルのせん断応力増加分とコンクリート強度の関係と、貫通鉄筋比(貫通鉄筋の断面積とコンクリートジベルの断面積の比)との関係のバラツキ等を考慮して、安全係数(0.7)を考慮すれば、貫通鉄筋の拘束効果によるパーフォボンドリブのせん断耐力増加分は、式(7)のように提案出来る。

$$\Delta Q = 1.1 \cdot \phi^2 \cdot \{ 12.966 \cdot p - 0.312 \} \cdot \sigma_c \dots \dots \dots (7)$$

5. まとめ

本試験からパーフォボンドリブをずれ止めとして使用した場合の性状について、以下のことがわかった。

- ① 設計荷重時レベル(耐力の1/3)では、ずれがほとんど発生していないことがわかり、ずれ止めとしての十分な性能を有していることがわかった。
- ② 貫通鉄筋の有無による耐力への影響については、骨材がうまくまわらないために、耐力低下を引き起こすと推測される。従って、鉄筋と孔の端部までの最小間隔は、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上確保することが望ましい。
- ③ 上床版と下床版を考慮したコンクリートの打設方向の相異によるせん断耐力への影響は見られなかった。
- ④ 貫通鉄筋の効果として、耐力を越えてからも、じん性が確保されることがわかった。
- ⑤ 縦鋼板併用パーフォボンドリブの耐力は、パーフォボンドリブのみの場合よりも耐力が増加し、この場合も貫通鉄筋があれば、耐力を超えてからも、じん性が確保されることがわかった。
- ⑥ コンクリートジベルの孔径を考慮したせん断耐力は、式(4)で計算出来るが、本計算式は、孔径が40mm~80mmでの適用式である。
- ⑦ 貫通鉄筋の拘束効果によるせん断耐力の増分は、式(6)で計算出来るが、図-9からも解るように、拘束効果は、貫通鉄筋比がほぼ0.06以上でないと効果が発揮されないようである。従って、本式の適用範囲は、貫通鉄筋比が0.06以上の場合に有効となる。
- ⑧ 貫通鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートジベルのせん断耐力の算定は、式(4)と式(6)の合計として評価してよい。

謝辞) 本試験に際し、多大なご助力をいただいた近畿大学理工学部の学生諸君に、この場を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andra, Hans-Peter Andra und Wolfgang Harre: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp325~331, 1987年
- 2) 上中宏二郎, 鬼頭宏明, 上平謙二, 園田恵一郎: 突起付鋼板と頭付スタッドを併用した付着せん断システムの評価, コンクリート工学年次論文報告集 Vol20, No3, pp853~858, 1998
- 3) Jorgen G. Ollgaard, Roger G. Slutter and John W. Fisher: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, pp55~64, 1971
- 4) 上平謙二, 鈴木史郎, 松野茂彦, 園田恵一郎: 波形鋼板ウェブPC橋の鋼板とコンクリート床版の合成手法に関する研究, 第52回土木学会年次学術講演会講演概要集, 共通セッション, pp118~119, 1997
- 5) 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研究, 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 pp31~36, 1998年