

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

Study on Shear Strength Equations and Design Method of Perfobond Strip

保坂鐵矢*, 光木 香**, 平城弘一***, 牛島祥貴****

Tetsuya HOSAKA, Kaoru MITSUKI, Hirokazu HIRAGI, Yoshitaka USHIJIMA

- * 工博 レールウェイエンジニアリング (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2 鉄道公団内)
 ** 日本鉄道建設公団, 企画室 (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2)
 *** 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)
 **** 川田工業株式会社大阪支社技術部 (〒550-0014 大阪府大阪市西区北堀江 1-22-19)

Recently, shear connectors that called Perfobond Strip (concrete dowel) is being studied with each research section. It is widely used for hybrid structure, one in super and sub structure and composite slab etc., too, by the thing except composite continuous girder bridge. Former times, new rational equations of shear strength for Perfobond Strip proposed by authors could be derived based on previous test data. However, the influence parameters (hole diameters, reinforcement diameters and the interval of strip and strip) of proposed equations was not experimented on. The experimental study consists of the investigation on push-out test. Next, the miniature models were made, and a combined test, which receives both between the constant shearing force and the pulsating load by the uplift was done. In addition, design values of the ultimate limit state and serviceability limit state design method, and the note in the design for Perfobond Strip were shown.

Key Words: Perfobond Strip, slippage characteristics, influence parameters, fatigue resistance, ultimate limit state, serviceability limit state, design method

1. まえがき

最近, 孔あき鋼板ジベル (以下, PBL ジベルと称す) は各研究機関で研究がなされ, 合成桁のずれ止め以外にもそのせん断強度特性に着目され, 波形鋼板ウエブPC桁, 上下部一体構造や合成床版など, 広く鋼とコンクリートとの定着材として用いられている. 特に, 鉄道橋においては, PBL ジベルの連続合成桁の適用例として, 北陸新幹線「北陸道架道橋」¹⁾, 九州新幹線「陣内線路橋」, 常磐新線「小貝川橋梁」および阿佐線「物部川橋梁」など多数に及んでいる.

これまで, 多くの研究者らが鋼とコンクリートの定着材の研究として, PBL ジベルの設計のための強度評価式を種々提案されている^{2), 3), 4), 5), 6)}. 著者らも既往の実験データを収集・整理および統計処理を行い, 種々の強度評価式を統括する形の評価式を提案した⁷⁾. しかしながら, 著者らが行ってきた実験結果では比較的低いせん断耐力を得るものばかりで, 主に PBL ジベルの板厚, 孔中に通す鉄筋 (以下, 貫通鉄筋とする) および鋼板の枚数がせん断強度特性に及ぼす影響因子を調べるものであった.

そこで, この評価式を検証するため, 文献⁷⁾で行った実験値より高いせん断耐力が得られ, 強度特性に及ぼす影

響因子と考えられる孔径と貫通鉄筋径との関係および PBL ジベル鋼板間隔を変化させた場合の押抜き試験を行った.

さらに, 鉄道橋 2 主 I 断面省力桁タイプの合成桁橋梁では, 走行安全性や疲労問題等, 道路橋よりも厳しい性能が要求される. この橋梁形式では, ねじれ振動に対する剛性を高めるため構造上充腹タイプの横桁を設け, 床版との繋ぎ材としてジベルを介し一体化すると共に下横構を設けている. 著者らは, このような省力桁タイプの合成桁としての橋梁形式においては, FEM 解析により橋梁全体系の変形挙動および横桁構造によるジベルの応力挙動を確認している⁸⁾. 文献⁸⁾によると, 中央径間での列車単線載荷時等の偏心荷重が作用した場合, 横桁に生じる応力やジベルに働く引張力はほとんど解消できるくらい小さくなることが分かった. しかし, 連続合成桁を想定した中間支点部近傍においては, 主桁直上のジベルに橋軸方向の合成桁の曲げによる水平せん断力と, 橋軸直角方向に床版のたわみ変形に伴う回転モーメントが働き, ジベルには水平せん断力と同時に上下方向の作用力を受けることになる. その疲労設計上, 複合加力の応力状態を考慮した構造とすることが必要となる. そこで, アップリフトを受けた場合の PBL ジベルの疲労挙動を明らかにするため, 小型モデルを

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	鋼板数：1枚 鉄筋径：D19 孔径：φ55 標準	鋼板数：1枚 鉄筋径：D22 孔径：φ55 鉄筋径変更	鋼板数：1枚 鉄筋径：D19 孔径：φ45 孔径変更	鋼板数：2枚 鉄筋径：D19 孔径：φ55 間隔100mm	鋼板数：2枚 鉄筋径：D19 孔径：φ55 間隔200mm	鋼板数：2枚 鉄筋径：D19 孔径：φ55 間隔300mm	鋼板角度：45度 鉄筋径：D19 孔径：φ55 直交対	鋼板角度：45度 鉄筋径：D19 孔径：φ55 平行対
最大せん断耐力	Q_{max1}	303	332	212	237	219	513	483
	Q_{max2}	243	362	216	229	213	616	484
	Q_{max3}	214	279		206	215	561	508
	平均(Q_{max})	253	324	214	224	216	563	492
比較	Q_{max1}/Q_d	1.2	1.0	1.0	0.9	0.9	2.1	1.9
	Q_{max2}/Q_d	1.0	1.1	1.1	0.9	0.9	2.5	1.9
	Q_{max3}/Q_d	0.9	0.9		0.8	0.9	2.2	2.0
	平均(Q_{max}/Q_d)	1.0	1.0	1.1	0.9	0.9	2.3	2.0
着目因子	貫通鉄筋の影響	D19	D22					
	孔径の影響	φ55		φ45				
	鋼板数の影響	1枚			2枚 (100mm)	2枚 (200mm)	2枚 (300mm)	
	角度の影響	0°					45° (直交対)	45° (平行対)
備考	鋼板の板高は90mm、板厚は16mmとし材質はSS400を使用し、鋼とフランジ面の取付方法は6mmの全周すみ肉溶接 鋼板1枚につき孔1個を設ける。鋼板の寸法はPL 90×16×325を使用（タイプ8はPL 90×16×200） 貫通鉄筋はD19（SD295）を使用する。（タイプ2はD22） Q_d は、提案式(1)による強度評価値である。 Q_d および最大せん断耐力の単位は、(N)×10 ³ である。							

製作して疲労試験についても行うことにした。

最後に、提案している強度評価式が今回の試験データを含めても妥当性を有しているか否かを検討した。そして、設計者が一般的に強度評価式を用いることを可能とするため、終局限界状態、使用限界状態における設計せん断耐力式、それらの照査方法を提示し、設計方法について議論し、設計上留意すべき点についても示した。

2. PBL ジベルの強度特性に及ぼす影響因子

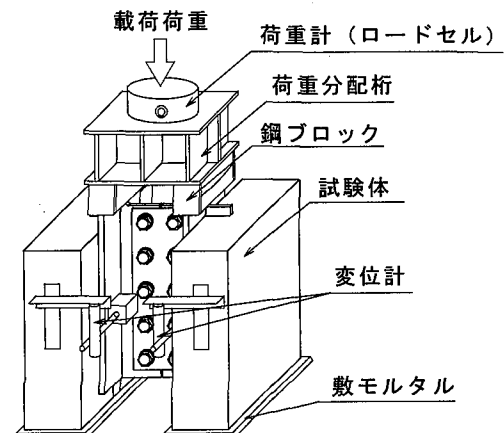
2.1 押抜き試験体

表－1に示す各タイプ3体ずつ実橋の主桁上に設置されたRC床版を想定して、計24体を製作した。押抜きせん断試験は万能試験機を用い、図－1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。押抜き試験体は、文献7）で提案したせん断強度 Q_d

$$Q_d = 1.45 \left\{ d^2 - \phi_{st}^2 \right\} f'_{cu} + \phi_{st}^2 f_{tu} \} - 106.1 \times 10^3 \quad (1)$$

の妥当性を検証するために、式(1)の影響因子である孔径 d および貫通鉄筋径 ϕ_{st} に着目したタイプ1～3、さらに、PBL ジベル鋼板間隔の影響を調べるタイプ4～6と、橋軸方向の水平せん断耐力とPBL ジベルにおいては面外剛性が低いことから橋軸直角方向の水平せん断耐力（地震時水



図－1 載荷・計測システム

表－2 コンクリートの材料特性

試験名およびタイプ		圧縮強度 f'_{cu} (N/mm ²)	弾性係数 E (N/mm ²)
押抜き試験体	タイプ1～6	32.3	2.71×10^4
	タイプ7・8	35.4	2.86×10^4
アップリフト試験体		40.5	3.56×10^4

平力や風などの横荷重）が同時に作用することを想定したタイプ7・8の試験体を製作したものである。

ここで、式(1)中の記号の説明として、

Q_d : 孔1個当たりのせん断強度（特性値の下限值）(N)

f'_{cu} : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

d : 孔径(mm)

ϕ_{st} : 貫通鉄筋径(mm)

f_{tu} : 貫通鉄筋の引張強度(N/mm²)

押抜き試験の使用コンクリートの材料特性（目標強度 $f'_{cu}=30$ N/mm²）を表－2に示し、鋼材と鉄筋はそれぞれ

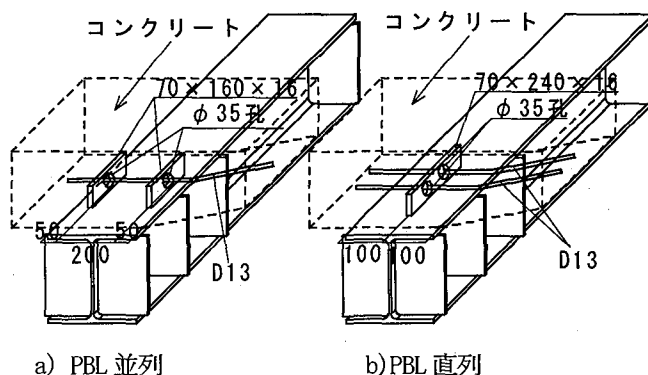


図-2 アップリフトを受ける疲労試験体概要図

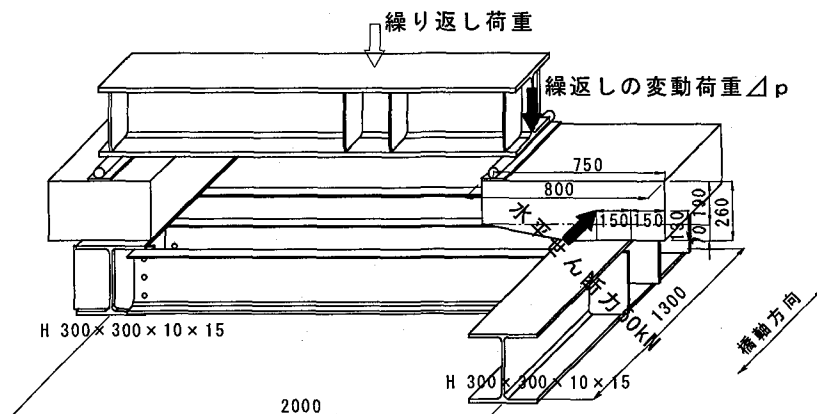


図-3 疲労試験載荷方法

SS400 と SD295A を使用した。

2.2 アップリフトを受ける疲労試験体

試験体は、図-2に示すように PBL ジベル2タイプについて a)PBL 並列と b)PBL 直列の各1体ずつ製作した。破線で示す部分がコンクリートであり、a)の試験体は PBL 2枚を、鋼板高の3倍程度の 200mm 間隔で並列に配置し、 $\phi 35$ の孔を各々1個ずつ設けたタイプである。一方、b)の試験体は PBL をウェブ直上のみ配置し、 $\phi 35$ の孔2個を設けた直列タイプである。載荷方法は図-3に示すように、実橋への列車荷重(M15 荷重を想定)を想定し、橋軸直角方向の床版作用によるアップリフト作用を再現するため、300kN 油圧サーボ疲労試験機を用いて、下限荷重 5kN をあらかじめ載荷した後、繰返しの変動荷重 Δp (PBL ジベル2孔に作用) を試験体に作用させ、同時に橋軸方向の桁曲げ作用を再現するため、50kN の油圧サーボ型載荷装置を用いて一定の水平せん断力を作用させるものとし、PBL ジベルに作用する載荷として、複合加力状態で行った。

アップリフト試験の使用コンクリート (目標強度 $f'_{ck} = 35\text{N/mm}^2$) の材料特性を表-2に示し、鋼材と鉄筋はそれぞれ SS400 と SD295A を使用した。

2.3 押抜き試験結果と考察

(1) 貫通鉄筋径と孔径の影響

図-4に、基本タイプとする貫通鉄筋径 ϕ_s を D19 および孔径 d を 55mm としたタイプ1に対し、貫通鉄筋径 D22 に変化したタイプ2あるいは孔径を 45mm 変化さ

せたタイプ3の孔1個当たりの最大せん断耐力 Q_{max} の平均値を比較検討した結果を示す。なお同図には式(1)で求めた Q_d も Δ 印で併記している。

ここで、タイプ1と2を比較すると貫通鉄筋を大きくすることにより Q_{max} が大きくなり、また、タイプ1と3を比較すると孔径が小さくなることにより Q_{max} が小さくなる事が確認できる。このことより、著者らが提案している強度評価式と同様な傾向を示し、式(1)の妥当性を検証することができた。

(2) 枚数 (並列配置) の影響

図-5に、フランジ面に溶接される PBL ジベルの間隔を変化させた試験体 (タイプ4~6) の孔1個あたりの最大せん断耐力を示す。鋼板1枚の試験体である基本タイプ

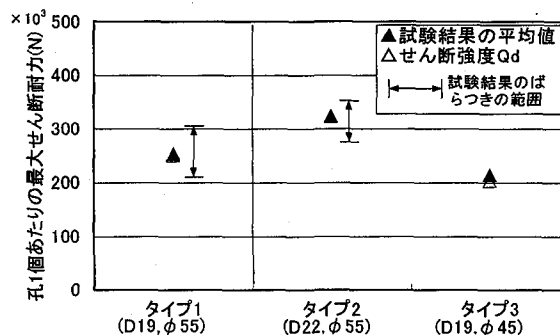


図-4 各タイプのせん断耐力 (貫通鉄筋・孔径)

1に対して、鋼板2枚を間隔100mm, 200mmで並列に配置した試験体タイプ4・5は、式(1)のせん断強度と比較して最大せん断耐力の低下が見られた。しかしながら、間隔300mmのタイプ6においては、タイプ1と比較するとほぼ同等の最大せん断耐力を有しており、式(1)のせん断強度 Q_d と等価であることが確認できる。よって、PBL ジベルを2枚並列に配置する場合、PBL ジベルの間隔は、その鋼板高さ h の3倍(本試験体では、 $90 \times 3 = 270$)以上、設けることが望ましいものと考えられる。

(3) 取付け角度の影響

PBL ジベルの鋼板部を作用水平せん断力に対して斜め45度に取り付けると、図-6に示すように、最大せん断耐力は作用せん断方向に平行な場合(基本タイプ1)の2倍程度となった。このことより、作用水平せん断力が地震時水平力や風などの横荷重(橋軸直角方向の水平せん断耐力)が橋軸方向のせん断力と同時に作用しても問題が生じないことが実証できる。しかしながら、橋軸方向に取り付けられたPBL ジベルに橋軸直角方向の水平荷重が作用する場合、文献9)を参考に、PBL ジベルと上フランジとの溶接部の疲労に対して注意する必要があるものと考えられる。さらに、同じ45度の場合でもH形鋼両フランジに対し、鋼板の向きを同じにした平行対と、逆にした直交対の試験体を比較すると、平行対の最大せん断力は、直交対の試験体に比べ約10%程度減少していた。

本研究の押抜き試験体の結果は Q_d に比べて低い耐力を示すものも見られた。このことは、切断した破壊面を観察した結果により、ジベル周辺のコンクリート打設時の締め固めが不十分であったことに要因があるものと考えられる。このことから、PBL ジベルにおいては、孔周辺のコンクリートの締め固めが入念に行われることが不可欠であろう。ちなみに、文献7)の実験では、孔周りのコンクリートにおいて骨材の分離が見られなかった。

2.4 アップリフトを受ける疲労試験結果と考察

M15 荷重が片線載荷された場合、解析検討を加えて算出された値⁸⁾に基づいて、試験体に作用させる変動荷重(設計荷重) Δp を想定すると、35kNとなる。

(1) PBL タイプ(並列・直列)

図-7にPBL 並列タイプの実験結果を示す。ここで、繰返し回数(N)500万回までの設計荷重の1.8倍程度となる変動荷重 $\Delta p = 65\text{kN}$ では、沈み込み(+)と浮き上がり(-)の変位(δ)に全く変化が見られなかった。さらに、 $N = 500 \sim 700$ 万回の間、 $\Delta p = 75\text{kN}$ に高めても δ に変化が見られなかった。そして、 $N = 700$ 万回以降1700万回まで、設計荷重2.57倍となる変動荷重 $\Delta p = 90\text{kN}$ 、さらに $N = 1700 \sim 2200$ 万回の間、 $\Delta p = 100\text{kN}$ に高めたところ沈み込み(+)と浮き上がり(-)の変位が徐々に変化を示し、やがて、 $N = 2200$ 万回以降、 $\Delta p = 110\text{kN}$ に高めたところ、 $N = 2525.4$ 万回においてPBL ジベルの鋼板溶接部が疲労破断するに至った。

一方、PBL 直列タイプの実験結果については、図-8に示すように、繰返し回数(N)1000万回までの設計荷重の1.7倍程度となる変動荷重 $\Delta p = 60\text{kN}$ では、沈み込み(+)と浮き上がり(-)の変位(δ)に全く変化が見られなかった。しかし

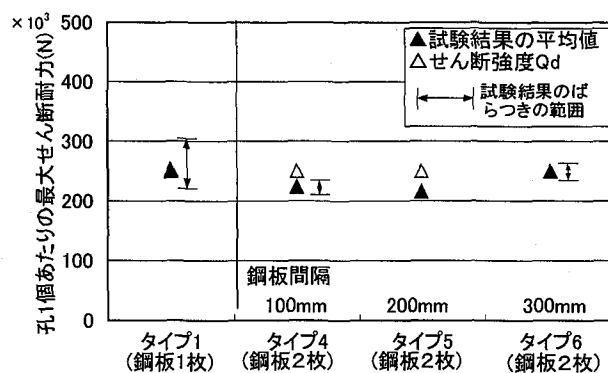


図-5 各タイプの最大せん断耐力
(鋼板間隔)

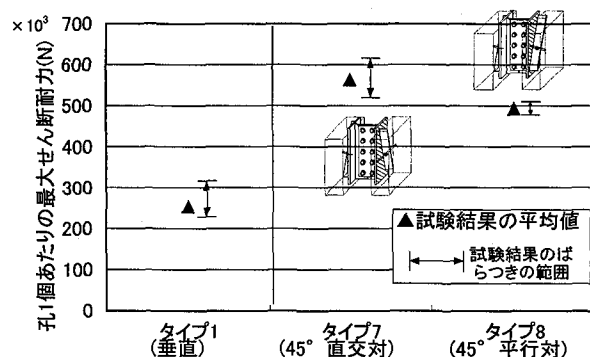


図-6 各タイプのせん断耐力
(取付け角度)

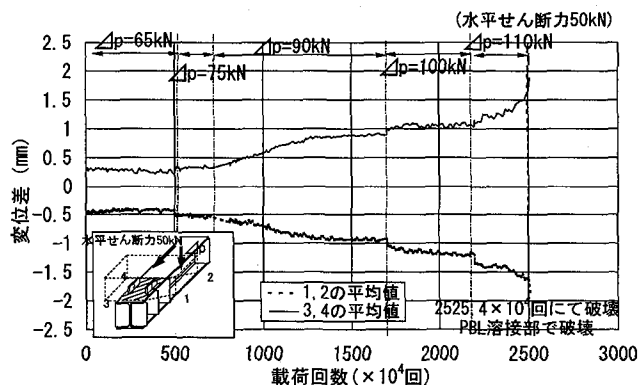


図-7 ひずみ-載荷回数
(PBL 並列タイプ: 水平せん断あり)

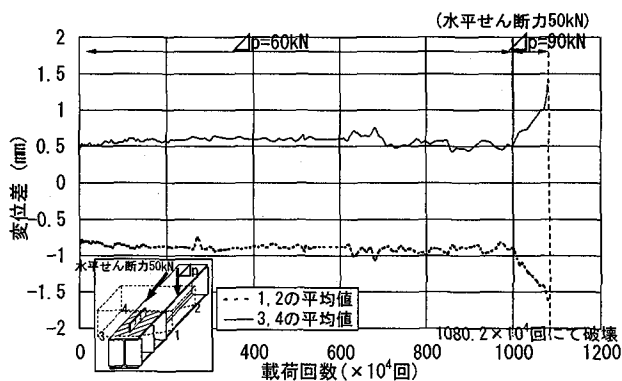


図-8 ひずみ-載荷回数
(PBL 直列タイプ: 水平せん断あり)

ながら、設計荷重の2.6倍程度まで変動荷重 $\Delta p=90\text{kN}$ を高めて載荷すると繰返し回数(N)1080.2万回において急激にコンクリート部が疲労破壊に至ることが確認された。このことから、PBLジベルの直列および並列の両タイプを比較したならば、発生する変位(±)と破壊に至る繰返し回数を考慮して、PBLジベルを並列(2枚以上)に配置した方が耐疲労性に優れているものと考えられる。そこで、アップリフトに対する耐疲労性においては、PBLジベルをウェブ直上のみに配置せず、PBLジベルを橋軸直角方向に2枚以上配置するのが望ましいと考える。

3. 限界状態設計法に基づくPBLジベルの設計法

著者らは、文献7)で設計に用いる強度評価式を提案した。しかしながら、限界状態設計法に伴う式を提案していない。

3.1 終局限界状態における設計法

終局限界状態で用いる設計せん断耐力 Q_u として、特性値の下限値を包括する形で標準偏差の2倍低いほうにシフトした次式

$$Q_u = 1.85A - 106.1 \times 10^3 \quad (2)$$

$$A = \frac{\pi(d^2 - \phi_{st}^2)}{4} \cdot f'_{cu} + \frac{\pi \phi_{st}^2}{4} \cdot f_{st} \quad (3)$$

を提案したい。なお、式(2)は式(1)と同様な形をしているが、コンクリートと貫通鉄筋の強度を実測値から設計値に置き換えている。また、適用範囲は、図-9に示すように実験値の範囲を満足し、耐力として評価できるように、

$$56.0 \times 10^3 \leq A \leq 380.0 \times 10^3 \quad (4)$$

とした。ここで、

Q_u : 終局限界状態における孔1個あたりの設計せん断耐力(N) {PBLジベルの抵抗値}

A: 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面積)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。(N)

f'_{cu} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

d: 孔径(mm)

ϕ_{st} : 貫通鉄筋径(mm)

f_{st} : 貫通鉄筋の設計引張強度(N/mm²)

(2)(3)および(4)式を用いて設計せん断耐力を算出するものとする。そして、照査方法としては、文献10)の考え方に従い次式、

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot Q / Q_u \leq 1 \quad (5)$$

で行う。ここで、

$\gamma_a, \gamma_b, \gamma_i$: それぞれ構造解析係数, 部材係数, 構造物係数

Q: 最大作用せん断力(N) {構造骨組解析から算出される作用値}

次に、孔間の鋼板がコンクリートのせん断破壊に先行してせん断破壊することを避けるために、文献2)より鋼板の設計せん断耐力がPBLジベルの設計せん断耐力を上回るように次式、

$$Q_s = A_s \cdot f_y / \sqrt{3} \times (100/60) \geq Q_u \quad (6)$$

を提案しておく。ここで、

Q_s : 孔間の鋼板部分における設計せん断耐力(N)

A_s : 孔間の鋼板部分せん断面積(mm²)

f_y : PBLジベル鋼板部の降伏点強度(N/mm²)

3.2 使用限界状態における設計法

PBLジベルの使用限界状態として、ずれを生ずるということはコンクリートに割れなどの現象が生じているものと考えられ、ずれを認めない設計で行うものと定義する。そこで、著者らが行ってきた試験結果に基づいて、ずれ始めのせん断耐力 Q_r と(2)式で算出される終局限界状態の設計せん断耐力 Q_u (PBLの特性値の下限値)との比を算出することとした。一例として図-10にその算出方法を示し、表-3に著者らが行ってきた試験体タイプごとの平均値を用いてその関係を比較した。ちなみに、表中においてPBLの最大せん断耐力 Q_{max} とずれ始めの作用せん断力 Q_r の比較についても示す。

表中に示す Q_u/Q_r の平均値および Q_{max}/Q_r の平均値

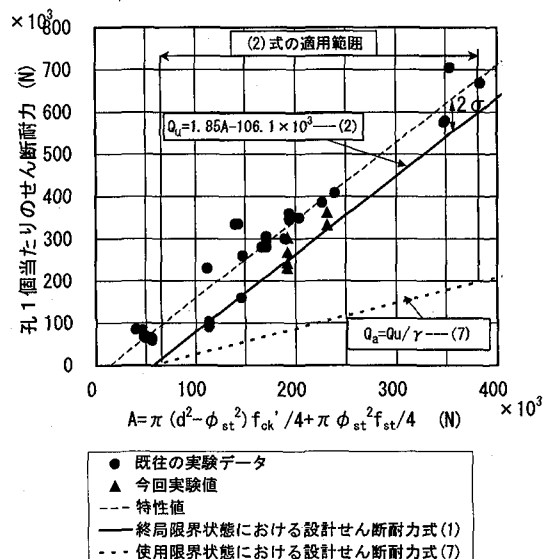


図-9 設計せん断耐力および適用範囲

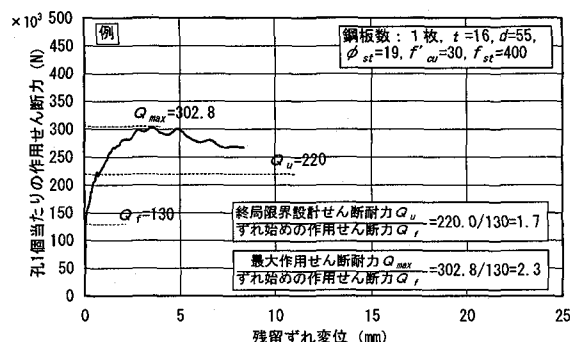


図-10 設計値とずれ初めの作用せん断力の関係

表－3 ずれ始めの作用せん断力との関係

文献番号	諸元	① Q_u (N/孔) $\times 10^3$	② Q_{max} の平均値 (N/孔) $\times 10^3$	③ Q_f の平均値 (N/孔) $\times 10^3$	Q_u/Q_f の平均値 ①/③	Q_{max}/Q_f の平均値 ②/③
7)	t=16,d=35,鋼板数:1枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=13$	48	92	38	1.27	2.44
	t=8,d=35,鋼板数:1枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=13$	48	99	24	1.99	4.12
	t=16,d=35,鋼板数:2枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=13$	48	202	78	0.61	2.58
本研究	t=16,d=55,鋼板数:1枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=19$	241	253	130	1.85	1.95
	t=16,d=55,鋼板数:1枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=22$	314	324	76	4.13	4.26
	t=16,d=45,鋼板数:1枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=19$	197	214	85	2.32	2.52
	t=16,d=55,鋼板数:2枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=19$	241	224	93	2.58	2.40
	t=16,d=55,鋼板数:2枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=19$	241	216	80	3.01	2.70
	t=16,d=55,鋼板数:2枚 $f_{cu}'=30, f_{st}=440, \phi_{st}=19$	241	250	76	3.17	3.29
	平均値				2.33	2.92

Q_u : 終局状態の設計せん断耐力(N), Q_{max} : 孔1個あたりの最大せん断耐力(N),
 Q_f : 孔1個あたりのずれはじめの作用せん断力(N), t: 鋼板板厚(mm), ϕ_{st} : 貫通鉄筋径(mm),
 f_{ck} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²), f_{st} : 貫通鉄筋設計引張強度(N/mm²), d: 孔径(mm)

が3以下になることが確認できる。この3とは、コンクリートの圧縮強度の安全率と同じであり、使用限界状態におけるPBLジベルの安全率 $\gamma=3.0$ を採用し、設計せん断力として次式、

$$Q_a = \frac{Q_u}{\gamma} \quad (7)$$

を提案したい。ここで、

Q_a : 使用限界状態における孔1個あたりの設計せん断耐力(N) {抵抗値}

γ : 安全率3.0

適用範囲は、終局限界状態の範囲内と同様とし、(7)式を用いて設計せん断耐力を算出するものとする。そして、照査方法としては、

$$Q/Q_a \leq 1 \quad (8)$$

にて行うものとする。

参考までに、終局・使用限界状態におけるPBLジベルとスタッドジベルの設計値を比較した結果を表－4に示す。この表より明らかなように、コンクリート強度を一定とし、PBLジベル(孔径60mm、貫通鉄筋径13mm)の1孔とスタッドジベル(スタッド径19mm)の1本との比較において、使用限界状態での設計耐力は、PBLジベルはスタッドジベルに対して2.5倍以上、終局限界状態の耐力比較では、1.3倍以上の設計耐力を示していることが分かる。

3.3 設計上の留意点

PBLジベルの記号の説明について図－11に示す。

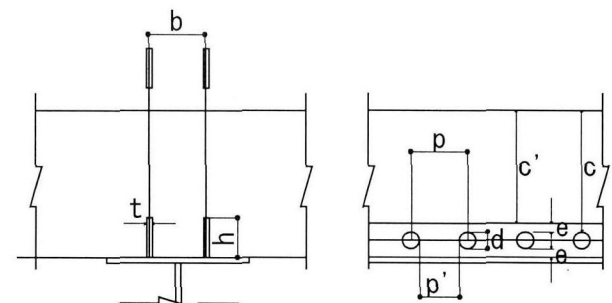
ここで、

t: PBLジベルの板厚(mm)

表－4 終局・使用限界状態におけるPBLジベルとスタッドジベルの設計値比較

PBLジベル諸元(t=12mm, d=60mm, $f_{cu}'=30\text{N/mm}^2$, $f_{st}=440\text{N/mm}^2$, $\phi_{st}=13\text{mm}$)	PBLジベル Q_u [式(2)] (N/1孔) $\times 10^3$	PBLジベル Q_a [式(7)] (N/1孔) $\times 10^3$
	151	50
スタッドジベル諸元 (d=19mm, $f_{cu}'=30\text{N/mm}^2$, H=150mm)	スタッドジベル $Q_u \times 6$ (N/1本) $\times 10^3$	スタッドジベル Q_a (道示) (N/1本) $\times 10^3$
	112	19

ここで、スタッドの使用限界状態における設計耐力 Q_a は、次式 $Q_a = 9.4 d^2 \sqrt{f_{cu}}$



図－11 記号の説明

b: PBLジベルの間隔(mm)

e: 孔に対するジベルの縁端距離(mm)

d: 孔径(mm)

h: 鋼板の高さ(mm)

p: 孔の中心間隔(mm)

p': 孔の純間隔(mm)

c: 孔径上縁から床版上面までの距離 (以下かぶりとする) (mm)

C' : 鋼板上縁から床版上面までの距離 (以下純かぶりとする) (mm)

本研究で得られた知見より、PBL ジベルにおける留意点を以下に示す。

- ①かぶり C が不足すると PBL ジベル前面のコンクリートの支圧耐力が減少し、PBL ジベルの耐力も減少することになる。そこで、 C を鋼板の高さ h の3倍以上とする。さらに、純かぶり C' についても適切に配慮して決めるものとする。
- ②著者らが行った試験結果より、PBL ジベルに用いる鋼板厚 t が 8mm の場合、ずれ始めの耐力が低下するので 12mm 以上を用いることが良いものとする。
- ③PBL ジベルにおいて孔付近のコンクリートが確実に充填されていることが重要である。もし充填性が確保されない場合、せん断耐力が低下する恐れを生ずる。よって、孔径 d の最小寸法は、孔中にコンクリートが確実に充填されように貫通鉄筋径 + 最大骨材寸法以上が良いものとする。
- ④正曲げ区間を馬蹄形ジベル、負曲げ区間に PBL ジベルを使用するような場合、PBL ジベルの小口部 (PBL の終端部) に応力集中が生じると共に、コンクリートが凝固する際に乾燥収縮によるくさび作用 (割裂) からコンクリートに破断面が生じる可能性がある。この場合、図-1 2 (a) のように応力集中の緩和を考慮して PBL ジベルの小口部に馬蹄形ジベルなどの剛なずれ止めを設けるのが良い。この時のずれ止め構造は、馬蹄形ジベルの輪形筋を無くした構造とする。また、図-1 2 (b) のようにスタッドジベルと PBL ジベルとの組合せのようにずれ定数が異なるような場合は、PBL ジベルの小口部に取付ける輪形筋のない馬蹄形ジベルの前に応力分散鉄筋などを設けるなどの対策を講じておく。このずれ定数の異なるジベルを連続合成桁に設けた場合、相互のジベルの境界部には水平せん断力が卓越する挙動を示す報告¹¹⁾がある。このようなジベルの配置する構造が採用される場合は溶接ビードの耐疲労対策やコンクリート床版の耐久性に考慮したディテールを検討することが必要となる。
- ⑤PBL ジベルは孔中のコンクリートが3次元的に拘束されるため大きなせん断耐力が得られる構造である。したがって、この孔部分にひび割れが発生している、期待したせん断耐力が得られない可能性がある。
- ⑥PBL ジベルの孔位置が鋼板の高さの中央より低い場合、上フランジ上面と PBL ジベルとの溶接部の品質を損なう恐れがある。そこで、図-1 3 に示す H の孔の中心高さをある程度確保する必要がある。また、引張応力度が大きい区間に孔を設けた場合、その孔から疲労亀裂が生じる恐れがあり、孔径のコバ面 (円周縁部) に対して面取り等を行い、耐疲労性を考慮した報告がある¹²⁾。このため本論文では、 H を 100mm 以上設ける必要があるものとする。
- ⑦PBL ジベルを2枚並列に設置する場合、試験結果より鋼板高さ h の3倍以上設けることにより、PBL ジベル

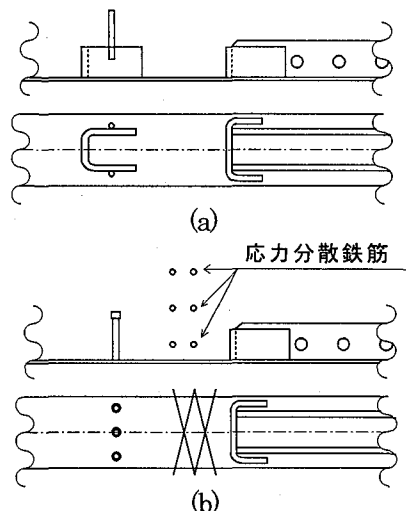


図-1 2 PBL ジベル縁端部の応力分散処理の例

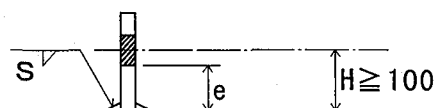


図-1 3 PBL ジベルとフランジの溶接部条件図

のせん断耐力が直列のものと等価になることが確認された。よって、 h は3倍以上が良いものとする。

- ⑧アップリフトに対する耐疲労性においては、本試験結果よりウェブ直上のみにPBL ジベルを直列配置せず、橋軸直角方向に2枚以上並列配置するのが良いものとする。

4. まとめ

本研究では、せん断強度特性に及ぼす影響因子を変化させた押抜き試験結果より、先に提案している強度評価式の妥当性の検証と、橋軸直角方向のアップリフトを受けた場合の耐疲労性の確認、そして設計法の提案および設計上の留意点について示した。本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) PBL ジベルにおいて、貫通鉄筋および孔径をそれぞれ大きくすると最大せん断耐力が大きくなることが明らかになった。
- (2) PBL ジベルを並列に配置する場合、PBL ジベルの間隔を鋼板高の3倍程度以上設けることが望ましいことが分かった。
- (3) 作用水平せん断力が地震時水平力や風など横荷重の橋軸直角方向の荷重であっても耐荷力は確保できるが、PBL ジベルと上フランジ上面との溶接部の疲労耐力に注意したディテールとすることが必要である。
- (4) アップリフトに対する耐疲労性において、PBL ジベルをウェブ直上のみに直列配置せず、PBL ジベルを橋軸直角

方向に2枚以上の並列配置するのが望ましいことが分かった。

(5) 終局限界状態設計法として、最大せん断耐力の特性値の下限値を包括する強度評価式として表す設計せん断耐力を採用し、照査方法について提案した。

(6) 使用限界状態設計法として、ずれを許容しないことを前提とし、最大せん断耐力の特性値の下限値を包括する強度評価式に安全率3を用いて求められた設計せん断耐力を採用し、照査方法について提案した。

(7) 設計者が本研究成果を用いて、実務に役立つ構造細目を明確にするように、設計上の留意点について示すことができた。

今後の課題として、PBL ジベルの標準設計の完備と、さらにアップリフト作用による疲労実験を継続してデータ蓄積に努め、疲労強度と繰返し回数との関係を明らかにしていきたい。

謝辞：本論文を作成するにあたり、貴重なご助言をいただいた土木学会「鋼構造委員会新形式の鋼・コンクリート複合橋梁調査研究小委員会」委員長である栗田章光教授、幹事長である市川篤司教授、吉田順一郎委員(川田工業㈱)および正司明夫委員(オリエンタル建設㈱)に厚くお礼申し上げます。また、本試験を行うにあたり多大なご助力をいただいた摂南大学工学部の学生であった中谷雅之(現 中谷組)と松本充(現 高知県庁)の両君に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 保坂鐵矢, 杉本一郎, 鉄道橋における最近の鋼・コンクリート複合橋梁, 橋梁と基礎, pp.31~40, 2000.
- 2) 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.

- 3) Hans-Peter Andrä: Economical Shear Connectors with High Fatigue Strength, IABSE SYMPOSIUM, 1990.
- 4) 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.
- 5) Dieter KRAUS and Otto WURZER: Bearing Capacity of Concrete Dowels, Composite Construction-Conventional and Innovative, 1997.
- 6) 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, pp.91~96, 1999.
- 7) 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.40A, pp.1201~1209, 2000.
- 8) 保坂鐵矢, 辻角学, 橘吉宏他: 鉄道橋への複線 2 主 I 断面合成桁橋の適用に関する解析的検討, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 1998.
- 9) 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, pp.1205~1211, 1989.
- 10) 鉄道総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 鋼・合成構造物, 丸善, 1992.
- 11) 保坂鐵矢・鈴木善弥・辻角 学・橘 吉宏: 連続合成桁のずれ止めに関する解析的研究, 土木学会第55回年次学術講演会講演概要集 I-A181, 2000.
- 12) 中野, 筒井, 庄野: 非対称鉄骨SRC梁試験, 国鉄・構造物設計資料 No.71 pp.29~34.

(2001年9月14日受付)