

(164) 波形鋼板ウェブPC橋 (中野高架橋) - 波形鋼板と床版接合部のせん断実験 -

ピーエス・川田建設JV ○松本 正之
 阪神高速道路公団 小林 寛
 オリエンタル・富士ピーエスJV 正会員 正司 明夫
 大阪工業大学 正会員 栗田 章光

1. はじめに

本論文は、阪神高速北神戸線中野高架橋 (波形鋼板ウェブ橋) において、波形鋼板と上床版コンクリートの接合部に採用されたパーフォボンドリブ+スタッドジベル併用方式についてのせん断耐力実験に関する報告である。

本研究では、パーフォボンドリブ+スタッドジベル併用方式 (中野方式) による接合方法の適用性を検討する目的で押抜きせん断実験を行い、せん断耐力、ずれ量、および破壊性状を調べるとともに、せん断耐力評価式を検討する。比較のため、スタッドジベル方式、およびパーフォボンドリブ方式のみの場合についても同様の実験を行っている。

2. 実験概要

2. 1 供試体

供試体は中野高架橋と同一条件となるよう使用材料、鉄筋配置およびCT形鋼の寸法等は実橋と同じものを使用した。

供試体の概要を表-1に示す。実験は、3種類の供試体についてそれぞれ3体ずつ、計9体について実施した。

ここで、Sはスタッドジベル方式、

PBはパーフォボンドリブ

方式である。PBSはこれら2つを併用した方式 (スタッドジベル+パーフォボンドリブ併用方式) で、中野高架橋上床版では、この方式を採用している。

供試体の製作は、実際の上床版コンクリート打設状況と同様に、片側ブロック毎に上面から打設し養生の後、両者を添接板を介してボルト締めにて一体化した。

また、本実験はずれ止めのせん断耐力に着目したものであることから、鋼板の付着を除去するため、供試体に下記の処理を施した。

表-1 押し抜き供試体の概要

供試体名	CT形鋼		径とピッチ	貫通鉄筋	スタッド	備考
	リブ (mm)	フレンジ (mm)				
S (3体)	--	300*19	--	--	φ19ctc125	スタッド
PB (3体)	150*16	300*19	φ60ctc125	D25ctc125	--	CT形鋼
PBS (3体)	150*16	300*19	φ60ctc125	D25ctc125	φ19ctc125	中野方式

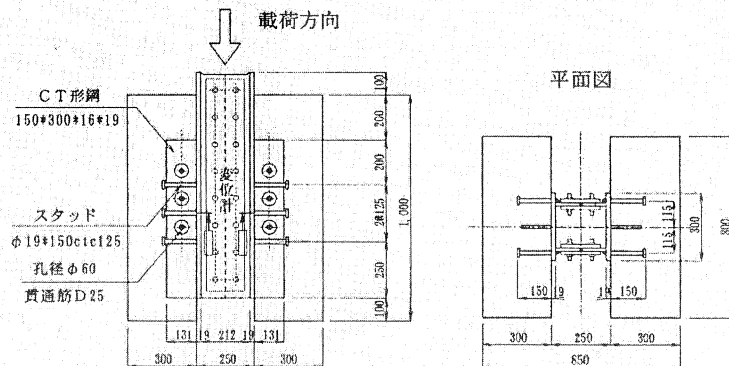


図-1 供試体の形状 (PBS供試体)

- ① 鋼板の埋込み部分にはグリースを塗布し、コンクリートとの付着を無くす。
- ② C T形鋼リブ下面のコンクリートが押し抜き試験時に抵抗しないよう、その部分にあらかじめ発泡材を埋込んだ。

2. 2 せん断耐力の算出

パーフォボンドリブの終局水平せん断耐力に関し、孔径が40mm以上になる場合、レオンハルトらが提案した立方体強度に基づく計算式(1)は、実験結果を過大評価することが指摘されている²⁾。そこで、式(1)を円柱供試体に変換し、既往の上平らの実験結果を参考に、低減係数0.7を乗じた式(2)を用いることにした。

コンクリートジベルのせん断耐力 (終局荷重)

$$\text{立方体 } Q_{pu} = 2\pi\phi^2/4 \cdot 0.9\sigma_{ck} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{円柱 } Q_{pu} = 2\pi\phi^2/4 \cdot 1.14 \cdot 0.7\sigma_{ck} \dots\dots\dots (2)$$

また、設計荷重は、道路橋示方書のスタッドジベルを参考に終局荷重に対し安全率3とする。

スタッドの設計せん断力は道路橋示方書鋼橋編により算出した。スタッド1本あたりのせん断耐力は、道示Ⅱ式(9.5.1)をSI単位系に変換して、式(3)に示す。

$$Q_{su} = 9.4d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot 3.0 \dots\dots\dots (3)$$

スタッドジベル+パーフォボンドリブ併用方式のせん断耐力は、上記式(2)と式(3)の累計とした。

表-2 コンクリートの配合表

設計基準強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比W/C (%)	細骨材率 S/a (%)
40	20	8±2.5	4.5±1.5	40.9	43

水 W	セメント C	細骨材		粗骨材		混和剤 21VS M1	混和剤 ガイソル M2
		川砂 S1	砕砂 S2	5号 G1	6号 G2		
164	401	297	440	484	484	1.80	0.092

表-3 コンクリートの強度試験結果

圧縮強度 σ_{ck} (N/mm ²)	弾性係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (N/mm ²)
54.7	3.30E+04	0.205	4.06

2. 3 使用材料

本実験で使用する材料は基本的に実橋と同様とした。コンクリートの配合を表-2に示す。コンクリートは早強ポルトランドセメントを使用し、粗骨材の最大粒径を20mmとする。供試体打設と同時にφ10*20(cm)のテストピースを採取し、供試体と同様の養生を行った後、載荷試験日前後に圧縮および割裂強度試験を行った。

なお、圧縮強度にばらつきがあるため、せん断耐力を計算する際には平均圧縮強度を使用する。結果を表-3に示す。

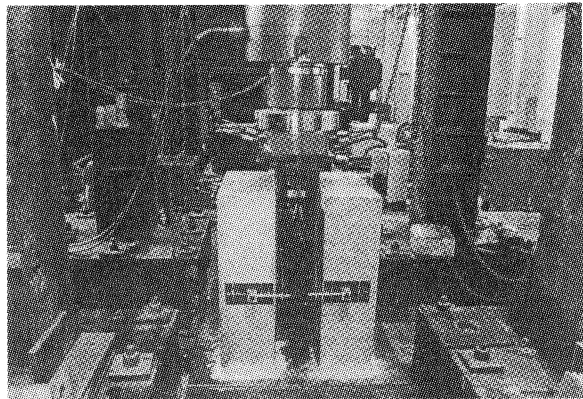


写真-1 載荷状況

2. 4 載荷方法

供試体の載荷状況を写真-1に示す。供試体を設置する際にモルタルを敷き、コンクリート下面の均整化を図った。試験機の載荷部は球座面となっており、供試体との間に鉄板(厚さ40mm)と硬質ウレタンゴムを挿入し、載荷荷重が両フランジに均等に作用するよう配慮した。

載荷方法は、荷重制御による繰り返し載荷とし、載荷履歴図を図-2に示す。載荷荷重は設計せん断荷重の1/2Qa、1Qa、2Qa、3Qa (Qa:設計せん断荷重Qa=1/3Qu)とし、それぞれの荷重まで繰り返し載荷した後、破壊まで漸増載荷を行った。

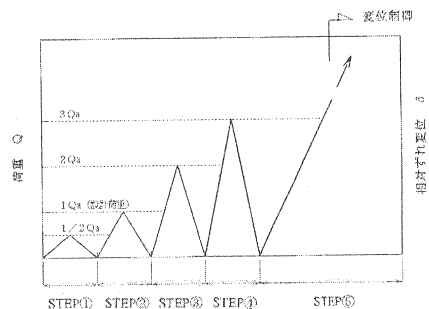


図-2 載荷履歴図

2. 5 計測装置

計測項目は、載荷荷重およびコンクリートと鋼フランジの相対ずれ変位である。載荷荷重は試験機載荷面下部に5000kNロードセルを配置し計測した。また、相対ずれ変位は左右両側に配置した4本の変位計で計測した。なお、各荷重段階におけるコンクリートのひび割れ発生状況等は目視により観察した。

3. 結果および考察

3. 1 コンクリートのひび割れ性状

全供試体とも、設計せん断荷重の3倍までひび割れの発生は観察されなかった。

S供試体は最大荷重に達した直後にスタッドが破断し荷重が急激に低下したが、ひび割れは確認できなかった。

一方、PB、PBS供試体は最大荷重以降の下降勾配は緩やかであり、荷重の急激な低下は生じなかった。また、最大荷重近傍でCT形鋼の貫通孔位置付近からひび割れが発生し、最終的にひび割れが供試体側面に貫通した。

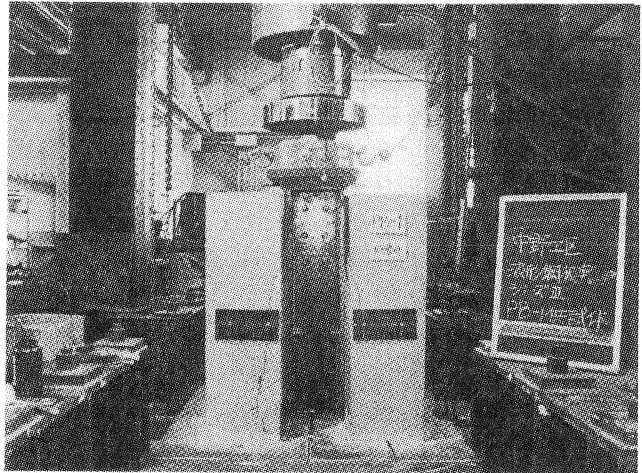


写真-2 PB供試体破壊性状

3. 2 荷重-ずれ変位関係

せん断荷重-ずれ変位の関係を図-3に示す。いずれの供試体も設計荷重レベルでは、相対ずれ変位はほとんど発生していない。

S供試体では、荷重が1200kN前後で、荷重-ずれ変位の勾配が急激に緩やかになり、変位が7~9mmで最大荷重1660kNに達している。また、変位10mm時点で荷重が急激に低下しており、スタッドが順次破断したものと考えられる。

PB供試体では、変位は6~7mmで最大荷重2421kNに達している。最大荷重以降には荷重の急激な低下は見られず、最終的に約40mm変位した時点での荷重は最大荷重の60%程度である。最大荷重以降の変位の伸びは、コンクリートジベル破壊後の貫通鉄筋の働きによるものであり、貫通鉄筋を配置することによって、最大荷重以降の接合部のじん性が向上していることが確認された。

PBS供試体については、PB供試体と同様な変位6~7mmで最大荷重4126kNに達している。最大荷重以降において、ずれ変位10~20mmの間でスタッドが順次破断し、それ以降はPB供試体とほぼ同様な傾向となっている。

3種類の供試体とも最大荷重に達する時の変位量がほぼ同程度であり、PBS供試体の降伏荷重および最大荷重ともにS供試体とPB供試体の累加とほぼ一致する傾向がある。したがって、スタッドジベルとパー

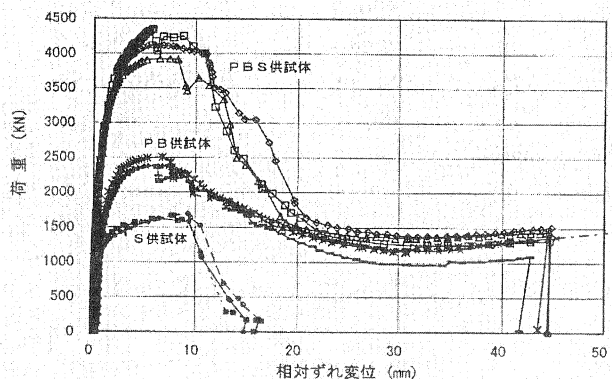


図-3 せん断荷重-ずれ変位関係

フォボンドリブを併用した場合のせん断耐力はそれぞれの耐力の累加で算出することが可能であると考えられる。

表-4 実験結果と設計計算値の比較

3.3 実験結果と計算値との比較

文献4)に基づいて整理した実験結果と設計計算値との比較を表-4に示す。各供試体とも最大荷重は計算上の終局荷重の1.6~1.8倍であり(Qmax/Qu)、材料強度のばらつきや供試体下面の拘束効果などを考慮するとこの値は妥当な結果と思われる(式(2)に示す低減係数0.7を無視した場合、 $0.7 \cdot Q_{max}/Q_u = 1.1$ となる)。降伏荷重は設計せん断荷重の2.5~3.2倍(Qy/Qa)である。終局荷重に対する安全率(Qmax/Qa)は4.9~5.5であり、いずれも設計上必要な安全率を大きく上回っている。

	実験結果			設計計算値		実験値/計算値		
	最大荷重 Qmax (KN)	降伏荷重 Qy (KN)	ずれ定数 KstO (KN/mm)	設計荷重 Qa (KN)	終局荷重 Qu (KN)	Qy/Qa	Qmax/Qa	Qmax/Qu
S供試体	1660	978	5018	301	904	3.25	5.51	1.84
PB供試体	2421	1273	2788	494	1481	2.58	4.9	1.63
PBS供試体	4126	2110	7457	795	2385	2.65	5.19	1.73

きや供試体下面の拘束効果などを考慮するとこの値は妥当な結果と思われる(式(2)に示す低減係数0.7を無視した場合、 $0.7 \cdot Q_{max}/Q_u = 1.1$ となる)。降伏荷重は設計せん断荷重の2.5~3.2倍(Qy/Qa)である。終局荷重に対する安全率(Qmax/Qa)は4.9~5.5であり、いずれも設計上必要な安全率を大きく上回っている。

以上の結果により、PBS供試体のせん断耐力式は、本実験結果よりS供試体とPB供試体の耐力の累加で表されることが確認できた。

4. まとめ

本研究での実験結果と計算値の比較から、次のことがいえる。

- ① 各供試体とも、設計荷重レベルではひび割れが生じず、ずれ変位もほとんど発生しない。スタッド、パーフォボンドリブおよびパーフォボンドリブ+スタッドジベル併用方式は、いずれもずれ止めとして十分なせん断伝達性能を有する。
- ② パーフォボンドリブ方式による接合は、スタッド方式と比較して、最大荷重以降の荷重低下が緩やかになり、さらに貫通鉄筋を配置することにより接合部の終局後のじん性が向上する。
- ③ 本論文で採用した水平せん断力の評価式は実験結果を適切に評価している。
- ④ パーフォボンドリブ+スタッドジベル併用方式のせん断耐力は、それぞれの耐力の累加で算出することが可能である。

【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, 1987
- 2) 蛇名, 高橋, 上平, 柳下: 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, 1998. 10
- 3) 依田, 中洲: 鋼板孔を用いたずれ止めの設計法に関する一考察, 第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1999. 11
- 4) 社団法人日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押し抜きせん断試験方法とスタッドに関する研究の現状, 1996. 11
- 5) 南荘, 井口ら: 中野高架橋(波形鋼板ウェブ橋)の概要, 平成12年度土木学会関西学術講演会, 2000. 6
- 6) 井口, 小林ら: 中野高架橋模型実験(その2)床版横方向に着目した静的載荷試験, 平成12年度土木学会関西学術講演会, 2000. 6
- 7) 井口, 小林ら: 中野高架橋模型実験(その3)波形鋼板と床版接合部のせん断耐力, 平成12年度土木学会関西学術講演会, 2000. 6