

コンクリートに埋め込まれた波形鋼板のずれせん断強度算定法

横河工事(株) 開発部 正会員 ○ 山崎正直

1. はじめに

コンクリートスラブと、波形鋼板ウェブを組み合わせた複合橋梁が、近年日本で数多く建設されている。この波形ウェブ橋をはじめとする複合構造は、構造部材を異種の材料で形成することから、それらの境界面(接合部)の処理およびその評価が必然的に重要な課題の一つとなる。

波形鋼板ウェブとコンクリートスラブの接合部には、大別して二種類の処理方法がある。一つは、フランスの技術を踏襲した「フランジ接合」で、波形鋼板ウェブ上下端部にフランジを溶接し、その外側にずれ止めを配置してコンクリートと接合する方法である。この方法は、ずれ止めの種類によるバリエーションはあるものの、基本的に従来からの合成桁に用いられてきた構造であり実績も多いことから、日本のほとんどの波形ウェブ橋で採用されている。

もう一つは、日本が初めて実橋に適用した「埋込み接合」で、波形鋼板ウェブ端部を直接コンクリートに埋め込むことにより、波形鋼板自体をずれ止めとして利用する方法である。適用例としては、本谷橋、黒部川橋梁などの数橋だけであり、実績が少なく明確な設計手法も確立していないことから採用されにくい現状だが、フランジの溶接工程がない分経済的には優位な接合方法であるといえる。

この埋込み接合形式はさらに、接合部のずれせん断メカニズムにより、次の二種類に分類できる。一つは、波形鋼板端部に接合棒鋼などを取り付けて変形を拘束し、波形鋼板を剛体としてずれ止め効果を期待する形式で、ここでは「端部拘束型」とよぶ。もう一つは、波形鋼板端部の変形を拘束せずに、波形に沿った鋼板とコンクリートのずれせん断抵抗を期待する形式で、「端部非拘束型」とよぶことにする。

現在までに実橋に採用された埋込み接合形式は、すべて端部拘束型であり、そのずれせん断強度については、池田⁽¹⁾⁻⁽³⁾らが提唱するずれ止めブロックと接合棒鋼による算定式が、実際の設計に用いられている。しかし、貫通鉄筋の評価ができないなどの設計上の課題のほか、変形を拘束するために生ずる構造上およびコスト上の問題点がある。

一方、端部非拘束型は実橋への適用例はないが、埋込み部の変形を拘束する溶接などが一切必要なく、貫通鉄筋のための孔明け加工だけをすれば良いというメリットがある。そのずれせん断強度については、依田⁽⁴⁾⁻⁽⁷⁾らがパーフォボンドリブの設計思想を取り入れたコンクリートジベルによる算定式を提唱している。しかし、この算定式には波形形状の効果が評価されていない。

本稿では、よりシンプルで合理的な接合方式の実用化を目的として、端部非拘束型の埋込み接合のずれせん断強度の算定法を提案し、実験の結果と比較することによってその妥当性を検証する。

2. ずれせん断のメカニズム

コンクリートに埋め込まれた波形鋼板に、波方向のせん断力が作用している状態で、鋼板端部が変形拘束されていない場合、ずれせん断に抵抗している要素を個別に検討する。

(1) 鋼板とコンクリートの付着による抵抗

初期状態ではある程度の抵抗力を示すと思われるが、いったん切れてしまうと機能しなくなるもので、強度要素としては期待できない。

(2) コンクリートジベル効果による抵抗

鉄筋貫通孔に充填されたコンクリートが周囲のコンクリートと一体となってジベルの役目を発揮するもので、鋼板が波形形状に沿って変形しながらずれるとすれば、パーフォボンドリブと同等の抵抗力を得られる。

(3) 鋼板の波形形状によるコンクリートとの抵抗

曲げ加工した鋼板そのものがずれ止めとして機能するもので、鋼板の変形抵抗がずれせん断抵抗となる。

(4) 鋼板とコンクリートの摩擦による抵抗

ずれに伴って変形した鋼板が、両側のコンクリートを押し広げようとする力による摩擦抵抗力であり、鋼板表面の粗さに依存する。

実際には、(2)、(3)、(4)の抵抗要素の合計でずれせん断強度が決まるものと思われる。(2)については、前述の依田らの強度算定式が適用できるものとし、(3)について、そのずれせん断抵抗をここで検討する。なお、(4)については不確定な条件が多いため、安全側の予備的な要素と位置づけ強度に算入しないこととする。

3. コンクリートジベルのせん断強度

既往の研究⁽⁴⁾⁻⁽⁷⁾から結果だけを示す。

鋼板にあいた、直径： ϕ の孔に充填された、設計基準強度： σ_{ck} のコンクリートによる、孔一つあたりのコンクリートジベルの設計せん断強度： V_{s1} は

$$V_{s1} = 2 \times \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \times 1.14 \sigma_{ck} \quad \text{..... (1)}$$

コンクリートジベル内でのコンクリート割裂破壊強度： V_{s2} は、鋼板の厚さを t とすると

$$V_{s2} = \phi \times t \times 7.5 \sigma_{ck} \quad \text{..... (2)}$$

孔と孔の間の鋼板のせん断破壊強度： V_{s3} は、2つの孔の間の鋼板断面積を A_s 、鋼板の降伏点応力度を σ_y とすると

$$V_{s3} = A_s \times \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \times \left(\frac{100}{60} \right) \quad \text{..... (3)}$$

孔の中のコンクリートを3次的に拘束するための貫通鉄筋の、断面積を A_{st} 、降伏点応力度を σ_{sy} とすると、孔1カ所あたりの鉄筋量から決まるせん断破壊強度： V_{s4} は

$$V_{s4} = 1.25 \times \sigma_{sy} \times A_{st} \quad \text{..... (4)}$$

孔一つあたりのずれせん断強度としては、(1)式から(4)式のうちの最小値となるが、実際の設計では(1)式が最小となるよう、孔の径とピッチおよび鉄筋径を決定する。

4. 波形鋼板の変形によるずれせん断抵抗

波形鋼板両側のコンクリートが、鋼板面と直角方向に十分拘束されていて、鋼板とコンクリートは常に密着しているとすると、このとき、コンクリートに対して波形鋼板がずれるためには、鋼板の変形が伴うことになる。一般に波形鋼板ウェブに使用されている台形波形形状は、実際には、直線と円弧の組み合わせになっていて、図-1に示すように、1波長につき8カ所の変曲点を持つ。

いま、直線と円弧の変曲点の一つを考えて、鋼板が波方向に微小距離： Δx ずれたと仮定すると、この区間の鋼板の形状は、直線から円弧(またはその逆)に変形する。この変形は、Bernouille-Eulerの仮定(平面保持の仮定)を適用すれば、曲げモーメント： M による曲げ変形と考えることができる。

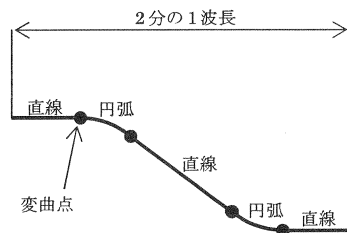


図-1 波形形状

図-2に示すように、鋼板の波方向の微小長さ Δx の範囲を梁と考えて、その両端のたわみ角の差を θ とすると、この梁が直線 ($\theta = 0$) から曲率半径 R の円弧 ($\theta = \Delta x / R$) になるまでの曲げによる変形エネルギー: U は、

$$U = \int_0^{\Delta x/R} M \cdot \theta d\theta \quad \text{..... (5)}$$

または、曲率: $\phi = \theta / \Delta x$ を用いて、

$$U = \int_0^{1/R} M \cdot \Delta x \cdot \phi d\phi \quad \text{..... (6)}$$

ここで、 M は、弾性範囲内では θ または ϕ の線形関数であるが、鋼板の表面応力度が降伏点応力度に達した後は弾塑性の非線形関数となる。

曲率: ϕ で曲がった厚さ: t の鋼板の表面ひずみ: ε は、 $\varepsilon = \phi \cdot t / 2$ であるから、弾性係数: E の鋼板の表面応力度がちょうど降伏点応力度: σ_y に達する曲率は、

$$\phi = (2 \cdot \sigma_y) / (E \cdot t) \quad \text{..... (7)}$$

で、そのときの表面ひずみは $\varepsilon_y = \sigma_y / E$ である。

まず、弾性範囲内 ($0 \leq \phi \leq \phi_y$) での曲げモーメント: M_e は、鋼板単位幅あたりの断面二次モーメントを I とすれば、

$$M_e = E \cdot I \cdot \phi \quad \text{..... (8)}$$

であり、その上限値は

$$M_y = E \cdot I \cdot \phi_y \quad \text{..... (9)}$$

である。

つぎに、表面応力が σ_y を超えた弾塑性範囲 ($\phi > \phi_y$) での曲げモーメント: M_p は、図-3に示す応力およびひずみの状態を参照して、

$$M_p = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma \cdot y dA$$

すなわち

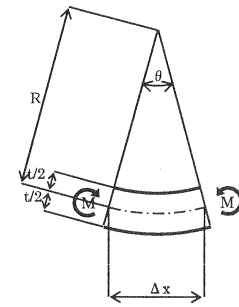


図-2 鋼板の曲げ変形

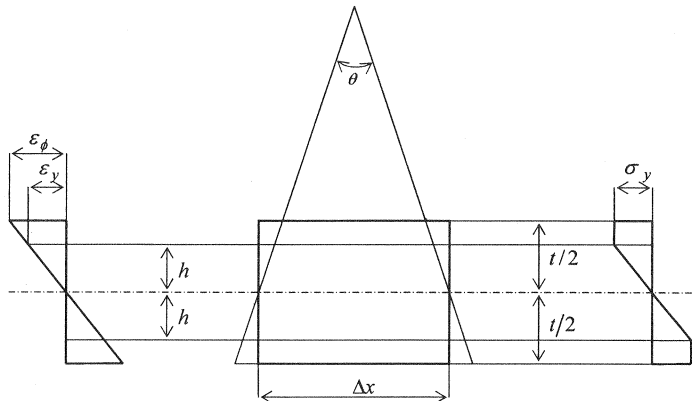


図-3 弾塑性範囲のひずみと応力

$$M_p = 2 \int_0^t \sigma_y \cdot y dA + 2 \cdot \sigma_y \int_0^t y dA \quad \text{..... (10)}$$

ここで, $h = (t/2) \cdot (\epsilon_y / \epsilon_\phi)$, $M_y = \sigma_y t^2 / 6$ を考慮して(10)式を計算すると

$$M_p = \frac{3}{2} M_y \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\epsilon_y}{\epsilon_\phi} \right)^2 \right\} \quad \text{..... (11)}$$

となる。

したがって, (6) 式は

$$U = \Delta x \int_0^{\phi} M_e \phi d\phi + \Delta x \int_0^{1/R} M_p \phi d\phi \quad \text{..... (12)}$$

と書け, (8) 式と(11) 式を代入してこれを計算すると

$$U = \sigma_y R \left(\epsilon_r^2 - \epsilon_r \epsilon_y + \frac{\epsilon_y^2}{3} \right) \Delta x \quad \text{..... (13)}$$

となる。ここに, ϵ_r は鋼板を半径 R で曲げたときの表面ひずみである。また, (13) 式の括弧内第3項は, (7) 式のただし書きを参照すると第1項に比べて微少で, 結果が安全側なのでこれを無視すると, (13) 式は

$$U = \sigma_y \frac{t}{2} (\epsilon_r - \epsilon_y) \cdot \Delta x \quad \text{..... (14)}$$

と書ける。これは変曲点1カ所あたり, 単位幅あたりの変形エネルギーであるから, 波形1波長あたり(変曲点8カ所)のずれせん断力: S がなす仕事との釣り合い条件は,

$$S \cdot \Delta x = 8 \cdot h \cdot U \quad \text{..... (15)}$$

ここに, h は, ウェブ高さ方向の有効幅であり, 波形鋼板のコンクリート中への埋込み深さを D , 波形鋼板ウェブの高さを H とすると, $h = D + H/2$ で求められる。

したがって, (14), (15)式より, 変形によるずれせん断抵抗は,

$$Q_u = S = 4 \cdot h \cdot t \cdot \sigma_y \cdot (\epsilon_y - \epsilon_r) \quad \text{..... (16)}$$

となる。

また, 波形1波長あたりの鋼板ウェブせん断強度は,

$$Q_{us} = \tau_y t L = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} t L \quad \text{..... (17)}$$

ただし, L : 波に沿った1波長分の長さ

であるから, (16)式は,

$$Q_u = 4\sqrt{3} \frac{h(\epsilon_r - \epsilon_y)}{L} Q_{us} \quad \text{..... (18)}$$

と書いてもよい。

5. 実験供試体と実験方法

接合部のずれせん断強度を検討するために, 先に筆者らが行った, 実物大レベルの供試体を使用した載荷試験⁹⁾の実験条件を示す。

供試体は, 図-4に示すように, 厚さ 8mm の鋼板

表-1 供試体タイプ一覧

Type	貫通鉄筋		鋼板(mm)			備考
	(本/m)	径	穴径	波高	板厚	
A	4	D13	26			予備実験用
B1				100		
B1g	8			50	8	接合アングル
B1e						波高小
B1f						波高大
B2a	16	D16		100		ハンチ筋三角
B2b						接合棒鋼
B2c						拡大穴
B2d						50
B2s						32
C						8
Cs		D19	38			19 ウェブ増厚
D		D22	44			8

B1系: 鉄筋1列
 B2系: 鉄筋2列
 C系: 鉄筋2列, 太径鉄筋
 D系: 鉄筋2列, 超太径鉄筋

(SM490)を、波長が 1m になるよう波形に折り曲げ(内側曲げ半径 120mm)加工し、幅 300mm のコンクリートブロック(設計基準強度 40MPa)へ端部から 200mm 埋め込んだ。

基本的なパラメータは貫通鉄筋(SD295 使用)の径とし、D13 を Type-A, D16 を Type-B, D19 を Type-C, D22 を Type-D, Type-B のうち、貫通鉄筋が 1 列のものを Type-B1, 2 列のものを Type-B2 とした。Type-B1 はさらに波の高さ(d)別に、B1e(d=150mm), B1(d=100mm), B1f(d=50mm)とした。B1g は波形鋼板端部にアングル材を溶接したものである。Type-B2 は基本の Type-B2a, 内側貫通鉄筋を三角形に曲げ上げた Type-B2b, 鋼板端部に接合棒を溶接した Type-B2c, 鉄筋貫通孔の径を大きくした Type-B2d を製作した。

実験供試体の一覧を表-1に示す。表中の Type-B2s, Cs は、上記の実験の結果、鋼板が降伏応力に達した後も接合部が健全で、その終局状態が確認できなかったため、鋼板の板厚を増大させたものである。

供試体は、両側のコンクリートブロックを敷きモルタルで支持し、12MN 加圧試験機を用いて、500kN または 1MN ピッチで中央部にサイクル载荷した。最終的に、鋼板とコンクリートの相対残留ずれ量が 10mm 程度に達した状態を接合部の破壊としたが、その前に波形鋼板の塑性せん断変形量が鉛直方向に 10mm 程度になったとき、または载荷荷重が試験機の定格荷重を超えそうときは、载荷を打ち切った。

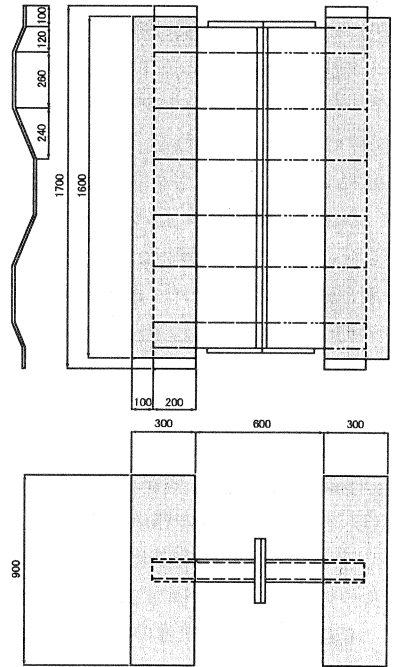


図-4 実験供試体

6. 実験結果

各供試体の理論強度と実験結果の最大载荷荷重を表-2に示す。表中の「孔強度」は、孔一つあたりのずれせん断強度で、(1)式~(4)式の値の最小値とした。基本的に孔径は鉄筋径の2倍とした結果、 V_{s1} と V_{s4} がほぼ同じ値で最小値となっている。「片側分」は、「孔強度」に片側ブロックの孔の数を乗じた値である。「変形抵抗」は、(16)式により計算した、片側ブロックの波形鋼板の変形による抵抗力である。载荷荷重と直接比較できるように、片側分の合計を2倍して「ずれせん断強度」とした。「降伏強度」は、波形鋼板ウェブ両側のせん断降伏強度である。値の小さい方を太字とした。実験値は、载荷荷重の最大値とし、供試体を2体用意したものについては、それぞれの結果の平均値を実験値とした。

表-2 供試体の理論強度と実験結果

Type	孔数	理論値(kN)					実験値(kN)			供試体の最終状態	
		孔強度	片側分	変形抵抗	合計	ずれ強度	降伏強度	1体目	2体目		平均値
A	7	46.7	327	272	599	1198	3963	2484	2098	2291	貫通鉄筋の破断
B1	12	73.2	879	272	1151	2301	3963	3623	3470	3547	接合面コンクリートの破壊
B1g	12	73.2	879	272	1151	2301	3963	5081		5081	波形鋼板のせん断降伏
B1e	12	73.2	879	272	1151	2301	4138	3395	---	3395	接合面コンクリートの破壊
B1f	12	73.2	879	272	1151	2301	3850	3545	---	3545	接合面コンクリートの破壊
B2a	24	73.2	1758	272	2029	4059	3963	4472	5050	4761	波形鋼板のせん断降伏
B2b	24	73.2	1758	272	2029	4059	3963	4515	---	4515	波形鋼板のせん断降伏
B2c	24	73.2	1758	272	2029	4059	3963	4425	4594	4509	波形鋼板のせん断降伏
B2d	24	73.2	1758	272	2029	4059	3963	4437	4610	4523	波形鋼板のせん断降伏
B2s	24	73.2	1758	1504	3262	6524	9412	9341	---	9341	接合面コンクリートの破壊
C	24	105.6	2536	272	2807	5615	3963	4739	4963	4851	波形鋼板のせん断降伏
Cs	24	105.6	2536	1504	4040	8080	9412	8932	---	8932	変状なし载荷打ち切り
D	24	142.7	3426	272	3698	7395	3963	4834	4488	4661	波形鋼板のせん断降伏

D13 を用いた Type-A では、実験値は理論値の約 2 倍となったが、終局状態で貫通鉄筋が破断したことから、それ以前に貫通鉄筋が降伏点に達していたことが推測できる。

D16 を 1 列配置した Type-B1 シリーズでは、B1, B1e, B1f とも理論値の約 1.5 倍の荷重で、貫通鉄筋面のコンクリートが破壊した。これにより、端部非拘束型では波の高さはずれせん断強度のパラメータにはなっていないことが確かめられた。B1g はアングルにより端部拘束型としたが、波形鋼板のせん断降伏まで接合部に変状は認められず、1 列配置の場合端部拘束によりずれせん断強度が向上することが確認できた。

D16 を 2 列配置した Type-B2 シリーズでは、鋼板厚 8mm の供試体はすべて、ずれせん断強度理論値の 1.1~1.2 倍で波形鋼板がせん断降伏したため、貫通鉄筋の形状、接合棒鋼、孔径が接合部強度に及ぼす影響は確認できなかった。鋼板厚 19mm の B2s では、ほぼせん断降伏荷重に等しい、ずれせん断強度理論値の約 1.4 倍の荷重で、接合部のコンクリートが破壊した。

D19, D22 を 2 列配置した Type-C, D シリーズでは、接合部は最後まで何の変状も認められなかった。

7. まとめ

実験の結果から、供試体の設計条件の範囲内で、以下の事項が確認できた。

- (1) 端部非拘束型の埋込み接合は、D16 以上の鉄筋を 2 列配置すれば、ウェブのせん断降伏強度に対して十分なずれせん断強度が得られる。
- (2) コンクリートジベルと波形鋼板の変形、両者によるずれせん断抵抗の合計を理論強度とすれば、実際にはその 1.5 倍程度のずれせん断強度を確保できる。

8. おわりに

波形鋼板ウェブとコンクリートスラブの接合形式に、端部非拘束型の埋込み接合を採用することにより、波形鋼板ウェブ橋の経済性はさらに向上するものと思われる。本稿が、波形鋼板ウェブ橋の発展に少しでも寄与できれば幸いである。

【参考文献】

- (1) 山口, 山口, 池田: 波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動について, プレストレストコンクリート技術協会第5回シンポジウム論文集, PP.339~344, 1995.
- (2) 山口, 山口, 池田: 波形鋼板をウェブに用いた複合プレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第8巻第1号, PP.27~40, 1997.
- (3) 田島, 山口, 池田: 波形鋼板ウェブを有するPC構造の複合機構に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, PP.1203~1208, 1997.
- (4) 中島, 依田, 大浦, 佐藤, 武村: 波形鋼板ウェブとコンクリートフランジとの接合部の構造に関する実験的研究, 第3回合成構造物の活用に関するシンポジウム講演論文集, PP.173~177, 1995.
- (5) 中島, 依田, 佐藤, 大浦, 武村: 波形鋼板ウェブを有するI形断面合成桁の力学的挙動について, 土木学会第51回年次学術講演会概要集, 1996.
- (6) 竹下, 依田, 志賀, 中州, 佐藤, 櫻田: 波形鋼板ウェブを有するI形断面合成桁の疲労試験, 第24回関東支部技術研究発表会講演概要集, PP.8~9, 1997.
- (7) 竹下, 依田, 佐藤, 櫻田, 志賀, 中州: 波形鋼板ウェブを有するI形断面合成桁の疲労性状に関する実験的研究, 土木学会第52回年次学術講演会概要集, 1997.
- (8) 山崎, 内田, 御子柴: 実物大モデル実験による波形鋼板~コンクリート接合部強度の研究, プレストレストコンクリート技術協会第7回シンポジウム論文集, PP.719~724, 1997.