

報告

鋼板厚を考慮した鋼コンクリート合成床版のずれ止め試験方法

中本啓介*, 鈴木 統*, 松村寿男**, 東山浩士***

* (一社) 日本橋梁建設協会 (〒105-0003 東京都港区西新橋 1-6-11)

**博 (工), (一社) 日本橋梁建設協会 (〒105-0003 東京都港区西新橋 1-6-11)

*** 博 (工), 近畿大学教授, 理工学部社会環境工学科 (〒581-0811 八尾市新家町 8-23-1)

合成床版の合理化検討への取組のひとつとして, 床版を構成する底鋼板とコンクリートを一体化させるずれ止めのせん断耐力の評価が重要となっている. せん断耐力を評価する従来の押抜き試験法は, 合成桁のフランジ上のずれ止めを想定した板厚 12mm のものであるため, 新たに合成床版で用いる底鋼板厚 6~9mm の薄板を想定した試験法を提案した. 本報告では, 頭付きスタッドを対象に提案した試験法と従来の試験法とを比較し板厚が及ぼすせん断耐力等の力学的特性への影響について評価を試みた結果を述べる.

キーワード: 押抜き試験, せん断耐力, 頭付きスタッド

1. はじめに

鋼コンクリート合成床版 (以下, 合成床版) の合理化検討への取組のひとつとして, 床版を構成する底鋼板とコンクリートを一体化させるずれ止めの配置間隔や形状等の構造細目における規定とせん断耐力の評価が重要となっている. 合成床版において, より高い精度と自由度で設計するためには, ずれ止めのせん断耐力について定式化が望まれる. 現在, 合成床版のずれ止めのせん断耐力の性能評価については, ずれ止めの種類によって試験方法が異なっており, 統一的な評価が必要と考える. 一般的な JSSC 案りに準拠した押抜き試験法では, 合成桁のフランジなどでの評価を想定しており, 合成床版で用いる底鋼板厚 6~9mm の薄板を想定した試験とはなっていない. 本稿では, 合成床版の底鋼板厚を考慮したずれ止めの押抜き試験法を提案し, 既往の研究による試験法と比較した結果について報告する.

2. 試験概要

2.1 試験体概要

試験体概要図を図-1 に示す. 試験体は, ずれ止めが配置された底鋼板をフランジ部材に模した箱型断面の鋼部材とコンクリートブロックにより構成する. 提案する試験法ではずれ止め構造をモデル化する際に, コンクリートブロック幅の境界条件や試験体形状等を考慮する. 本報告では, ずれ止め形式として比較データが多く一般的な頭付きスタッドを対象に検証する. 試験体のコンク

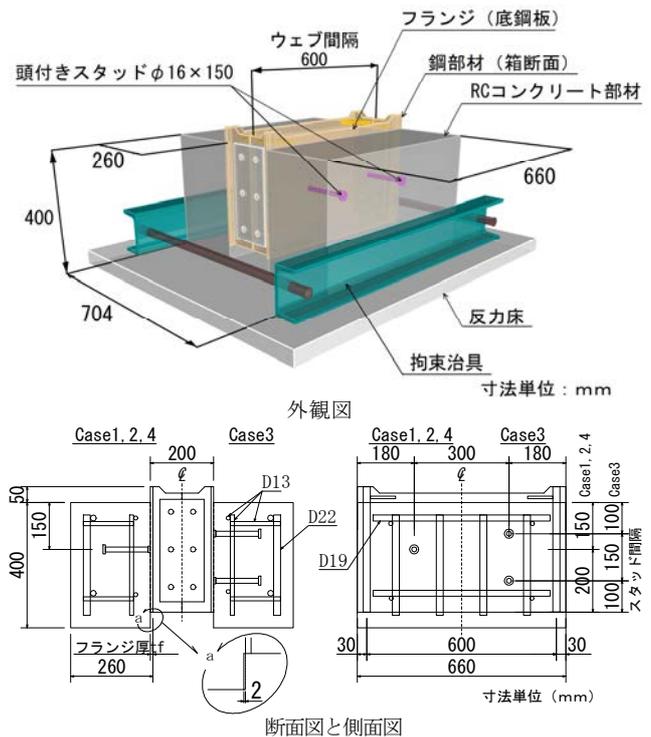


図-1 試験体概要図

リート厚さは合成床版の床版支間 6m の床版厚に相当する 260mm とした. 箱型断面形状とする鋼部材のウェブ間隔は実際に施工されている合成床版のリブ間隔 600mm を考慮した. 鉄筋は, D22, D19 (SD345) を使用し, 合成床版の配筋に近い条件とした. コンクリートの打込みは, 頭付きスタッドを正立の状態で行い, コンクリート硬化後に添接板を用いて箱断面部材のウェブを高

表-1 試験体の種類

種類	スタッド配置/箇所	フランジ厚 [底鋼板厚] (mm)	試験体の 開き拘束	試験体数 (体)	目的
Case1	2本1段	8	あり	3	基本 (比較対象)
Case2	2本1段		なし	3	開き拘束による影響を確認
Case3	2本2段	12	あり	3	スタッド本数の違いによる影響を確認
Case4	2本1段		あり	3	底鋼板厚の影響を確認

力ボルトで接合した。コンクリートとの接触面になる鋼板上面には剥離剤を塗布し、付着力を完全に除去した。また、図-1のa部に示すフランジ下端部には、荷重載荷によりフランジコバ面とコンクリートが接しないようにコンクリート厚を2mm控えた。

試験体の種類を表-1に示す。試験体は、試験時におけるコンクリートブロックの拘束条件、スタッド配置および底鋼板厚をパラメータとした4ケース、計12体を製作した。コンクリートブロックの拘束条件は、荷重載荷による頭付きスタッドの軸方向力による開きの有無を確認するためパラメータとしている。

2.2 材料特性

ずれ止めを構成する鋼材の機械的性質を表-2に示す。試験体で用いる頭付きスタッドはJIS B 1198に適合し、軸径 d_s は16mm、高さは150mmを用いており降伏点は0.2%残留ひずみの値である。

載荷試験期間中に実施したコンクリートの材料特性を表-3に示す。コンクリートは実際の合成床版で用いられる配合を用いた。呼び強度 30N/mm^2 、粗骨材寸法20mm、膨張材 20kg/m^3 、標準スランプ12cmの普通コンクリートを使用した。

2.3 実験方法

載荷方法を写真-1に示す。試験体上に載荷梁とロードセルを配置し、荷重を一方方向に載荷した。載荷方法は、JSSC案¹⁾に準拠し、漸増繰返し載荷とした。

試験体は、載荷面と台座が平行を保ち偏心載荷が生じないように、不陸調整として無収縮モルタルを直接、試験体と台座の間に打ち込み配置した。

Case2を除く開き拘束を設けたケースでは、試験体の載荷に伴うコンクリートブロックの開きに対して、試験体外側に形鋼と $\phi 25\text{mm}$ の鋼棒を用いた。載荷により鋼棒に生じる拘束力をひずみゲージにより確認した。鋼棒には軸力導入は行わず試験体に設置した状態を載荷時の初期状態とした。

測定位置は、ずれ止め中心位置における鋼部材とコンクリート間の相対ずれ変位を測定するため、左右ブロッ

表-2 鋼材の機械的性質

材料		降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
フランジ部材	Case1-3 厚さ8mm	284	439	33
	Case4 厚さ12mm	283	444	32
頭付きスタッド	軸径16mm	347	457	29

表-3 コンクリートの材料特性

材料	圧縮強度 $f_{cd}(\text{N/mm}^2)$	割裂引張強度 $f_t(\text{N/mm}^2)$	静弾性係数 $E_c(\text{N/mm}^2)$
コンクリート	45.3	2.51	34.6×10^3



写真-1 試験体載荷方法

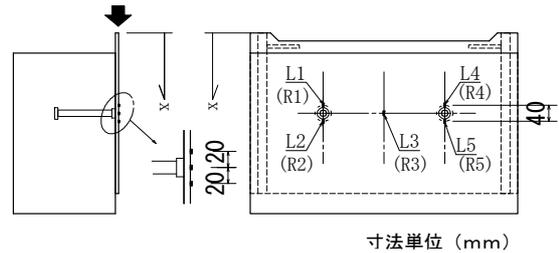


図-2 鋼板のひずみゲージ

クの両側面の各2箇所の計4箇所に高感度変位計を配置した。本試験で示す相対ずれは、左右ブロックの測定値を平均し、その大きい方を試験による相対ずれとして採用した。また、Case1およびCase4では、鋼板の板厚差に着目し、荷重の載荷に伴うスタッド溶接部の板曲げ挙動を確認するため、図-2に示す左右ブロックの鋼板にひずみゲージを配置した。

2.4 せん断耐力式による評価方法

スタッドのずれ止めせん断耐力の算定は、土木学会の複合構造標準示方書²⁾（以下、土木学会）および道路橋示方書II鋼橋編³⁾（以下、道示）の算定式を用いた。

土木学会式では、式(1)に示される頭付きスタッド周辺のコンクリートの支圧耐力および式(2)の頭付きスタッド自体の耐力を示す算定式があり、頭付きスタッドのせん断耐力は、式(1)および(2)で算定した値の小さい方を採用する。なお、適用範囲となる頭付きスタッドの径は13~32mmとされている。

$$V_{ssud} = (31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} + 10000)/\gamma_b \quad (1)$$

$$V_{ssud} = A_{ss}f_{ssud}/\gamma_b \quad (2)$$

ここに、

V_{ss} : 頭付きスタッドのせん断力 (N)

V_{ssud} : 頭付きスタッドの設計せん断耐力 (N)

A_{ss} : 頭付きスタッドの断面積 (mm²)

d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm)

h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数 (1.0 とする)

2. 5 既往のせん断耐力とずれ関係による評価方法

せん断耐力とずれ関係は、以下に示す土木学会式で評価されている。

$$V_{ss} = V_{ssud}(1 - e^{-\alpha\delta_{ss}/d_{ss}})^{\beta} \quad (3)$$

$$\delta_{ssu} = 0.3d_{ss} \quad (4)$$

ここに、

δ_{ss} : ずれ変位(mm)

δ_{ssu} : 終局ずれ変位 (mm)

α, β : 係数

係数 α, β については、頭付きスタッド径が 19~25mm の場合には、式 (5) と式 (6) で示される。

$$\alpha = 11.5(f'_{cd}/f'_{c0})\{1.1(\eta - 1)^2 + 1\} \quad (5)$$

$$\beta : 0.4 \quad (6)$$

η : 係数 (式 (1) の算定値に対する式 (2) の算定値の比)

式(3)は、弾性範囲内の勾配を係数 β 、降伏点以降の勾配を係数 α で定式化しており、式 (4)は、終局変位の係数を 0.3 と定式化されている。本試験は、頭付きスタッド径が 16mm のため、適用範囲外とはなるものの、本式を用いて評価した。

3. 実験結果

3. 1 破壊形態

各 Case のせん断力 Q-相対ずれ曲線を図-3 に示す。図に示す線は、漸増繰返し载荷の各ステップでの最大値の包絡線である。全ての試験体において最大せん断力となる荷重時に頭付きスタッドの破壊で载荷を終了した。試験終了後、コンクリートの表面を観察した結果、ひび割れは確認できなかった。

3. 2 せん断耐力の比較

各 Case におけるせん断耐力に着目した集計結果を表-4 に示す。

(1)コンクリートブロックの横方向開き拘束の有無に着

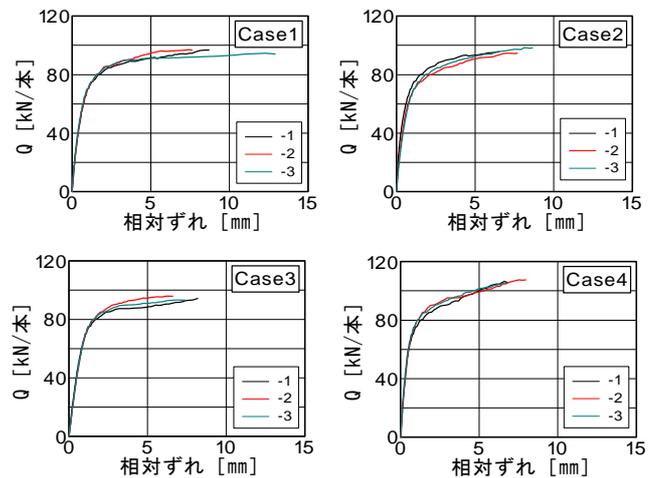


図-3 せん断力-相対ずれ関係

表-4 試験結果 せん断耐力

種類	せん断耐力 Qu kN/本	Case1のQu(平均値)に対する比	拘束治具の軸力合計 kN	
Case1	1	96.93	1.01	0.79
	2	97.07	1.01	0.37
	3	94.63	0.98	0.47
	平均	96.21	1.00	0.54
Case2	1	95.49	0.99	-
	2	94.70	0.98	-
	3	98.42	1.02	-
	平均	96.20	1.00	-
Case3	1	94.37	0.98	0.33
	2	95.88	1.00	0.84
	3	93.33	0.97	0.23
	平均	94.53	0.98	0.47
Case4	1	106.50	1.11	0.05
	2	107.50	1.12	0.23
	3	105.45	1.10	0.19
	平均	106.48	1.11	0.16
土木学会式	91.15	0.95	-	
道示式	97.71	1.02	-	

目した比較 (Case1 と Case2 の比較)

両者のせん断耐力 Qu は一致しており、拘束の影響はみられなかった。拘束する鋼棒の軸力を計測した結果、最大で 0.37~0.79kN 程度であり、せん断耐力に影響を及ぼさない範囲と判断した。

(2)頭付きスタッド本数に着目した比較 (Case1 と Case3)

Case3 のせん断耐力は、Case1 の 0.98 倍であり、ほぼ一致した。

(3)板厚に着目した比較 (Case1 と Case4)

Case4 のせん断耐力は、Case1 の 1.11 倍であった。頭付きスタッドを溶接している鋼板厚の違いにより、せん断耐力に差が生じることを確認した。

(4)せん断耐力計算値との比較

土木学会式の計算値に比べて、板厚 8mm の Case1~3 では平均値で 3~5%程度大きく、板厚 12mm の Case4 は 17%程度大きい値をそれぞれ示した。適用式では板厚による影響は、パラメータとしては考慮しておらず、従来の板厚 (12mm 以上) の押抜き試験の値をもとに定式化

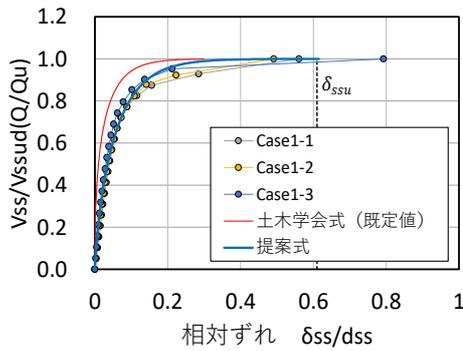


図-4 ずれ変位関係の比較 Case1

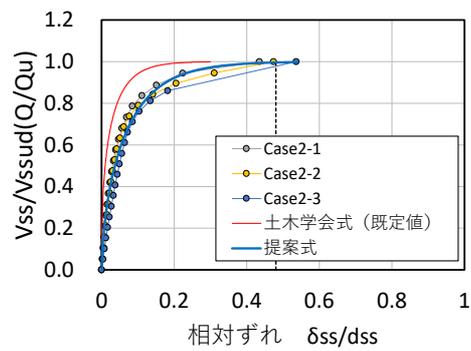


図-5 ずれ変位関係の比較 Case2

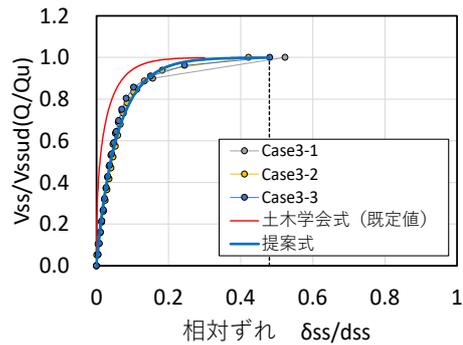


図-6 ずれ変位関係の比較 Case3

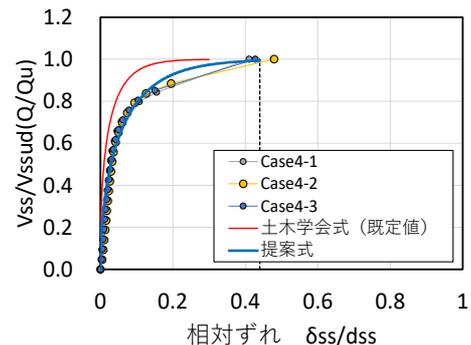


図-7 ずれ変位関係の比較 Case4

されていることが因子のひとつとして考えられる。道式では、板厚に加え頭付きスタッドの径が適用範囲に該当しないことが関係し、試験値は計算値に対してより板厚 8mm の Case1~3 では 3~5%程度小さく、Case-4 の従来の板厚で 9%程度大きい値を示す結果となった。

3.3 せん断力とずれ関係による比較

図-4~7 にせん断力とずれ関係を示す。試験値の特性を確認するため、縦軸は最大せん断力、横軸はスタッド径 d_{ss} で正規化している。同図には、既存の土木学会式により試験値を対比させている。Case1~4 とともに土木学会式と乖離しており、要因として、頭付きスタッド径 16mm が適用範囲外にあることやフランジ厚の影響等が考えられる。そこで、各 Case において、土木学会式の弾性範囲内の勾配を示す係数 β と降伏点以降の勾配を示す α 、終局ずれ変位の係数 0.3 に対してパラメータ解析を行い、本試験における提案式を算出した。 α 、 β と終局ずれ変位の係数は、土木学会式では 19.8、0.4、0.3 の算定値に対し板厚 12mm の Case4 では 9.9、0.5、0.4 が得られた。一方、板厚 8mm の Case1 における係数は、14.1、0.7、0.6 となっている。係数を比較することで、スタッド径や板厚差による影響を検討することも可能と推察されるが、試験体数も少なく板厚のパラメータを考慮した定式化を行うには、データ数を蓄積し適切に評価する必要があると考える。

3.4 降伏耐力の検討による比較

(1) せん断力と残留ずれの関係

降伏耐力は、ずれの急変点における荷重とする。降伏耐力の評価法は、初期割線剛性の 0.2mm オフセット値を用いた方法¹⁾などがある。本報告では統計的に算出された既存の方法では適用範囲に該当しないこと、評価に必要なオフセット変位が 0.1mm 未満となるため、漸増載荷時における除荷時のせん断力と残留ずれ関係の急変点に着目した。

降伏耐力に板厚が及ぼす影響を比較するため、図-8~11 に除荷時のせん断力と残留ずれ関係を示す。試験体每でばらつきはあるが、 $Q/Qu=0.5$ 前後に変曲点を確認できる。その場合の残留変位は、板厚が 8mm の Case1~3 で 0.06~0.12mm、板厚が 12mm の Case4 は、0.08mm 程度である。板厚 12mm とする Case4 の残留変位の履歴は $Q/Qu=0.5$ 以降も、ばらつきが小さいことが確認できる。なお、図-8 に示す Case1-3 は、荷重比 0.3 以降の残留変位履歴が他に比べ、傾向が異なる。これは、スタッド周りのコンクリートの骨材分布や微細なひび割れの影響が考えられるが原因は不明である。

除荷時のせん断力と各載荷ステップにおける残留変位の勾配変化量を図-12~15 に示す。Case4 では、 $Q/Qu=0.5$ で勾配の変化点があり、 $Q/Qu=0.5$ 以降の非弾性域の勾配変化量の履歴は 3 体とも、概ね一致している。それに対し、Case1~3 は、 $Q/Qu=0.5$ 付近で変化点を確認できるが、各 Case の 3 体の勾配変化量は、 $Q/Qu=0.5$ 以降もばらつきが大きい。これは、次節に示す残留ひずみの分析より頭付きスタッドが溶接される鋼板の挙動に関係している

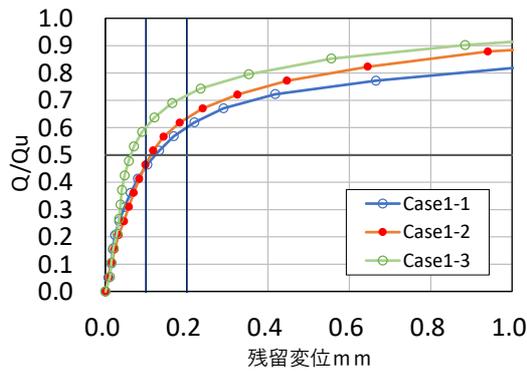


図-8 除荷時のせん断力と残留ずれ Case1

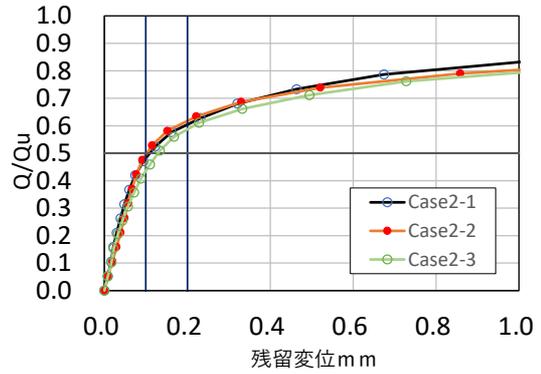


図-9 除荷時のせん断力と残留ずれ Case2

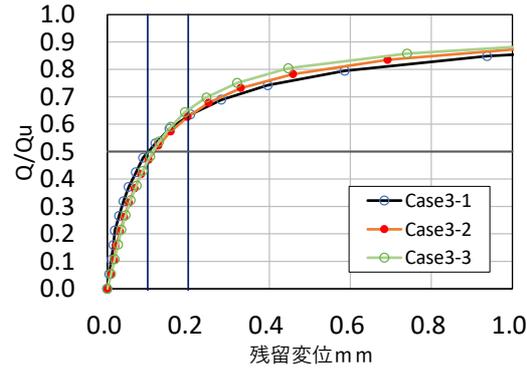


図-10 除荷時のせん断力と残留ずれ Case3

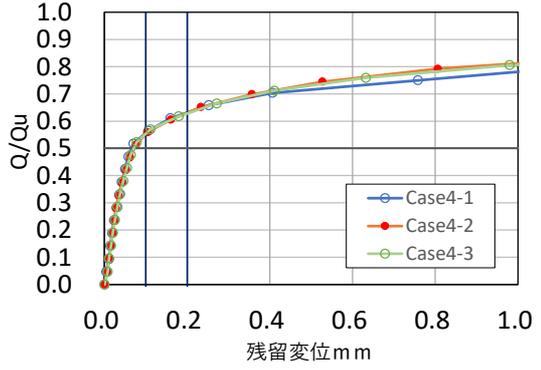


図-11 除荷時のせん断力と残留ずれ Case4

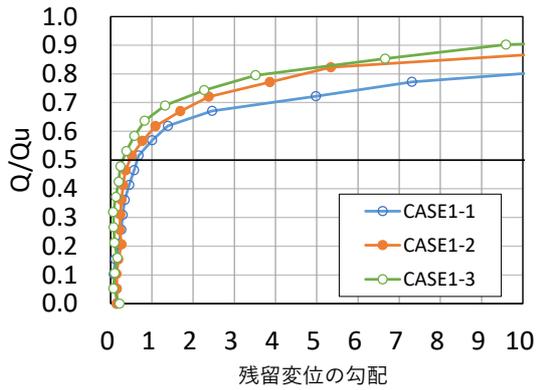


図-12 除荷時のせん断力と残留ずれの変化量 Case1

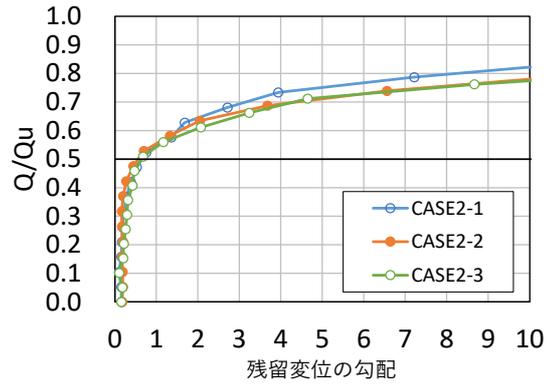


図-13 除荷時のせん断力と残留ずれの変化量 Case2

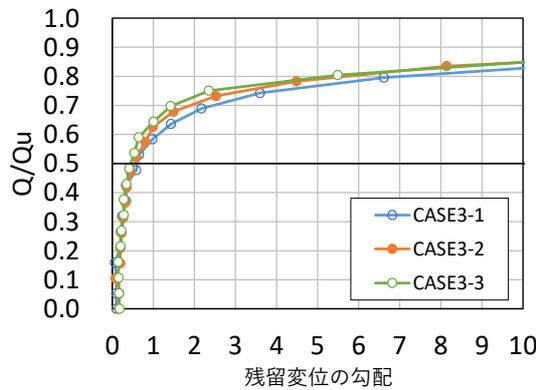


図-14 除荷時のせん断力と残留ずれの変化量 Case3

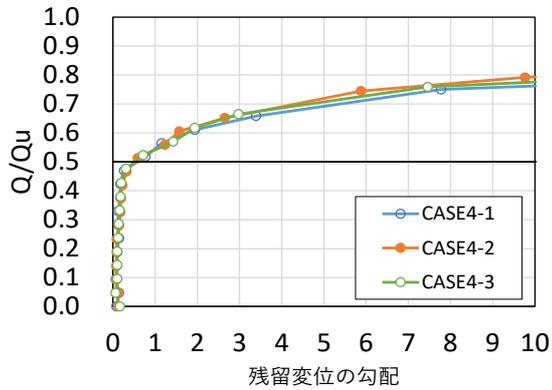


図-15 除荷時のせん断力と残留ずれの変化量 Case4

と考える。なお、降伏耐力は、道示³⁾、土木学会²⁾で示される $Q/Qu=0.5$ に概ね対応していると考えられる。

(2) 鋼板厚が及ぼす残留ひずみの影響

Case1, 4の除荷時のせん断力と残留ひずみの関係を図-16, 17に示す。ずれの急変点について、頭付きスタッド近傍の鋼板ひずみより確認する。本図は、一例として各 Case 内のせん断耐力が2番目に大きかった結果を抽

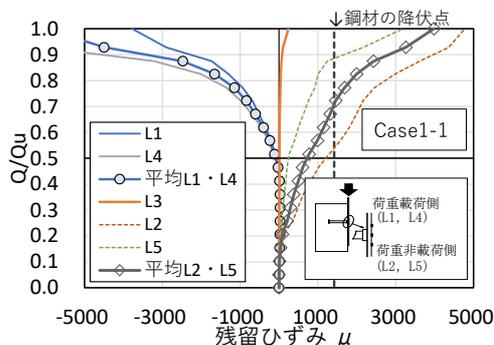


図-16 除荷時の残留ひずみ Case1-1

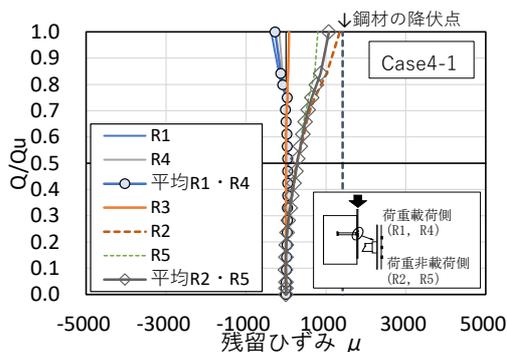


図-17 除荷時の残留ひずみ Case4-1

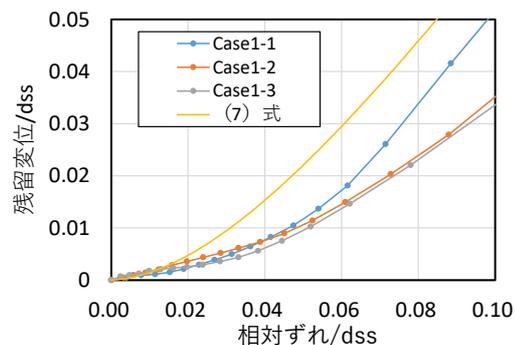


図-18 荷重時ずれと残留ずれの関係 Case1

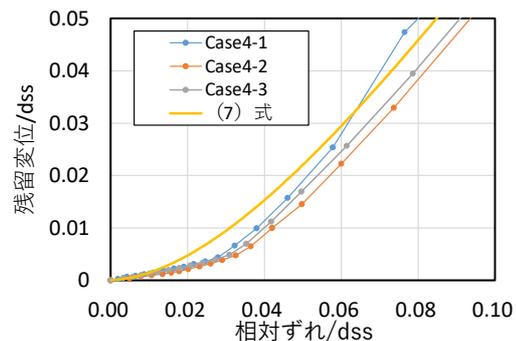


図-19 荷重時ずれと残留ずれの関係 Case4

出している。Case 1 の鋼板厚 8mm の場合は、 $Q/Qu=0.2$ 程度から引張域となる荷重非載荷側に配置した鋼ひずみ

(L2) の残留ひずみが増大し $Q/Qu=0.5$ 程度で鋼板の降伏点に到達する。同時に、圧縮域となる荷重載荷側に配置したひずみ (L1, L4) の残留ひずみが増大しており、残留変位の急変点と一致していることがわかる。Case1 では、荷重荷重の増加に伴い、鋼板は局部的に変形が進行し、残留ずれならびに降伏耐力に影響を及ぼしていると推測する。

Case4 の鋼板厚 12mm の場合は、荷重非載荷側に配置した鋼ひずみ (R2,R5) の残留ひずみが $Q/Qu=0.2$ 程度から増大するが、 $Q/Qu=0.5$ に到達しても降伏には至っていない。また、荷重載荷側の圧縮ひずみは、 $Q/Qu=0.7$ 程度から残留ひずみが増大する結果となっている。両者の残留ひずみの比較より、板厚は頭付きスタッド基部周辺における残留変位に影響を及ぼしていることが確認できる。

(3) 荷重時ずれと残留ずれの比較

荷重時の相対ずれと残留ずれの関係を図-18, 19 に示す。板厚による影響を確認するため、式 (7) ²⁾ を用いて Case-1 と 4 を比較した。

$$\delta_{SSR} = \delta_{SS} - 0.04d_{SS}(1 - e^{-24\delta_{SS}/d_{SS}}) \quad (7)$$

ここに、

$$\delta_{SSR} : \text{残留ずれ (mm)}$$

ただし、相対ずれの場合と同様に、(7) 式の頭付きスタッド径は適用範囲外である。板厚 8mm の Case1-1~3 で

は、各試験体でばらつきはみられるものの、初期の段階から (7) 式と乖離していることがわかる。板厚 $t=12\text{mm}$ の Case4 では、荷重初期の弾性域では土木学会式に比べて傾きは緩やかとなるが、降伏点 (横軸 0.038 程度) 以降の勾配は一致する傾向にある。これより、板厚が降伏点以降の挙動にも影響を及ぼしていることが確認できる。

4. おわりに

本稿では、合成床版の底鋼板厚を考慮したずれ止めの押抜き試験法を提案した。その結果、鋼部材を箱形断面とした試験体により、ばらつきの少ないせん断耐力の結果が得られるとともに頭付きスタッドを溶接した 8 mm の薄い板では、せん断耐力および降伏耐力ともに小さくなることを確認した。今後は、試験法の標準化に向けて降伏荷重などの力学的特性の分析、板厚をパラメータとした試験などの検討を継続する。

参考文献

- 1) 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, JSSC テクニカルレポート, No.35, pp.12-20, 1996.11
- 2) 土木学会:2014年制定複合構造標準示方書, pp.68-74, 2015.5
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, p.356, 2012.3

(2022年7月8日受付)

(2022年9月9日受理)