

論文

鋼コンクリート合成床版の鋼板厚に着目したずれ止めの力学的特性

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)

合成床版の高耐久化への取組として、底鋼板とコンクリートを一体化させるずれ止めについて配置間隔や形状の規定化、せん断耐力の検討を行っている。本研究では、ずれ止めの性能評価として新たに考案した試験法を用いて、ずれ止めの力学特性について検討を行った。対象とするずれ止めは、頭付きスタッドとして従来の押抜き試験では考慮されていない鋼板厚が力学特性に及ぼす影響を既往の成果と比較し、定式化の検討結果について述べる。

キーワード：押抜き試験，せん断耐力，頭付きスタッド，鋼板厚

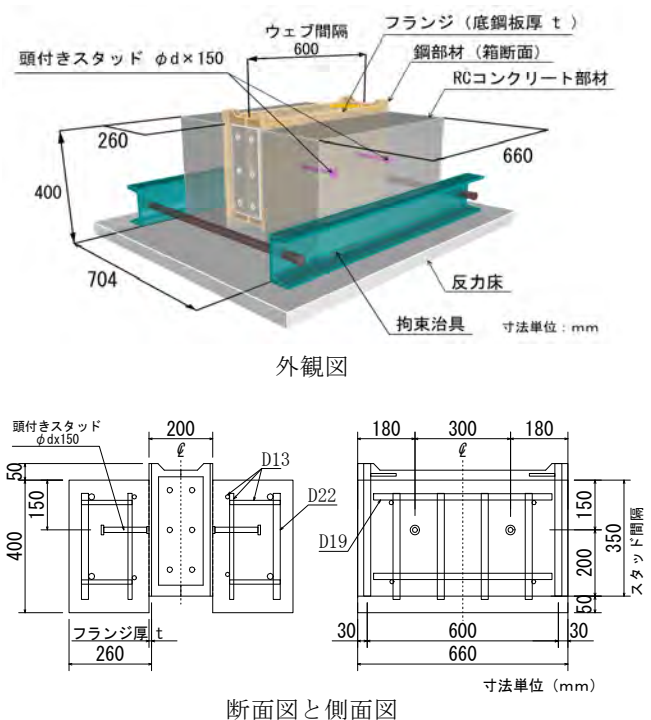
1. はじめに

鋼コンクリート合成床版（以下、合成床版）の高耐久化への取組として、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などの構造細目に関する規定，およびせん断耐力の検討を継続している。ずれ止めは、鋼板とコンクリートを合成させるための重要な構造要素であり合成床版のずれ止めの性能評価については、押抜き試験が一般的に採用されている。しかし、一般的な JSSC 案に準拠した押抜き試験法を適用した場合の性能は、合成桁のフランジのずれ止めなどでの評価を想定しているため、合成床版で使用される底鋼板厚 6～9mm の薄板を反映できていない課題がある。そのため、新たに合成床版用のずれ止め試験法²⁾を考案し底鋼板による影響について検討している。本研究では、その試験法を用いて鋼板厚、頭付きスタッド径をパラメータとした試験を行い、鋼板厚がせん断耐力などの力学的特性に及ぼす影響を既往の研究成果と比較し、定式化を行った。

2. 試験概要

2.1 試験体概要

試験体概要図を図-1 に示す。ずれ止め形式は、比較データが多い一般的な頭付きスタッド（以下、スタッド）を対象とした。試験体は、ずれ止めが配置された底鋼板をフランジ部材と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した。試験ケース、主要材料の物性



断面図と側面図
図-1 試験体概要図

値、機械的性質を表-1 に示す。試験ケースは、スタッドの軸径および底鋼板厚をパラメータとした 6 ケースとし、各 3 体の試験を実施した。合成床版では、底鋼板厚 8mm に軸径 16mm のスタッドが通常用いられる。鋼板厚 6mm, 12mm, 軸径 13mm, 19mm, 22mm のケースは、板厚およびスタッド径の違いによる影響が及ぼす薄板上のずれ止め性能を確認するために設定したケースである。

表-1 試験ケースとコンクリートの材料特性、鋼材の機械的性質

試験 番号-時期	試験体名 軸径-鋼板厚t (mm)	試験 体数	コンクリート			頭付きスタッド			鋼板（フランジ）		
			圧縮強度f (N/mm ²)	割裂引張強度ft (N/mm ²)	静弾性係数Ec (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
1-II	φ16 - 6	3	46.1	2.98	32.2×10 ³	455	477	29	321	462	30
2-I	φ16 - 8	3	45.3	2.51	34.6×10 ³	347	457	29	284	439	33
3-I	φ16 - 12	3							283	444	32
4-II	φ13 - 8	3	46.1	2.98	32.2×10 ³	379	448	23	290	449	29
5-II	φ19 - 8	3				494	538	22			
6-II	φ22 - 12	3				338	464	33	267	439	32

試験番号の添字は、試験体製作時期が同じものを示す。試験体φ16-8、φ16-12は過年度実施分²⁾の結果を用いる。試験体のコンクリート厚さは床版支間6mの床版厚となる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実績のある合成床版のリブ間隔600mmを考慮し設定した。鉄筋には、D22、D19(SD345)、組立筋としてD13(SD345)を用いて、合成床版の配筋に近い条件とした。鋼板とコンクリートの接触面にはグリースを剥離剤として塗布することにより、鋼板とコンクリート接触面の間に発生する付着力を完全に除去し、載荷初期からせん断力がずれ止めのみ伝達されるようにした。

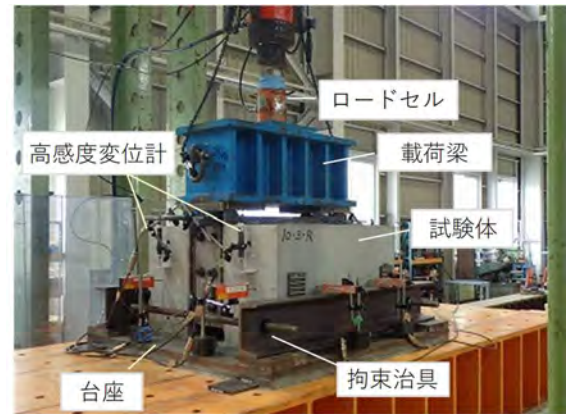


写真-1 試験状況

2.2 材料特性

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/mm²、粗骨材の最大寸法20mm、膨張材20kg/m³、標準スランプ12cmの普通コンクリートを使用した。表-1に示す圧縮強度および割裂引張強度、静弾性係数の試験結果は、試験開始時と終了時に実施した現場養生試験体の平均値である。

2.3 試験方法

試験体の載荷状況を写真-1に示す。試験体上に載荷梁とロードセルを配置し、荷重を一方向に載荷した。載荷方法は、JSSC案³⁾に準拠し、漸増繰返し載荷とした。

載荷に伴う試験体のコンクリートブロックの開きに対する拘束は、試験体の外側にずれ防止用の形鋼とφ25mmの鋼棒を拘束治具として配置し、条件を統一した。載荷により鋼棒に生じる拘束力の有無は、ひずみゲージを配置して確認した。なお、文献²⁾と同じく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。試験体は、台座上にモルタルペーストを敷き不陸調整を行い設置した。

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。せん

断力Qは、載荷荷重をロードセルで計測しスタッド本数で除することによって求めた。

2.4 既往の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³⁾(以下、土木学会)および道路橋示方書Ⅱ鋼橋編⁴⁾(以下、道示)の算定式を用いた。土木学会式では、式(1)に示されるスタッド周辺のコンクリートの支圧耐力および式(2)のスタッド自体の耐力を示す算定式があり、スタッドのせん断耐力は、式(1)および式(2)で算定した値の小さい方を採用する。なお、適用範囲となるスタッドの径は13~32mmとされている。

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

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

ここに、

V_{ss} :スタッドのせん断力 (N)

V_{ssud} :スタッドの設計せん断耐力 (N)

A_{ss} :スタッドの断面積 (mm²)

d_{ss} :スタッドの軸径 (mm)

h_{ss} :スタッドの高さ (mm)

f_{ssud} :スタッドの設計引張強度 (N/mm²)

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)

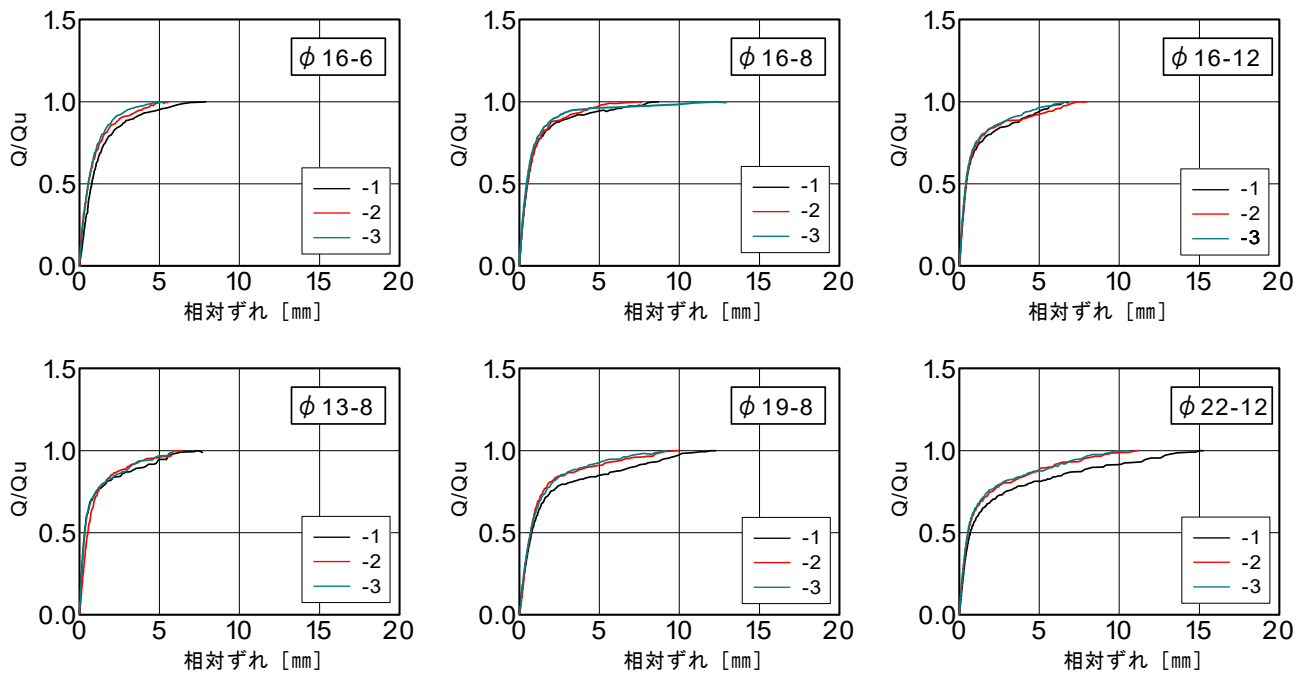


図-2 セン断力 (Q/Qu) - 相対ずれ関係

道示に基づく算定は、コンクリート強度 $\sigma_{ck}(=f'_{cd})$ に材料試験値と安全率6を考慮した式(3)を用いた。この式は、スタッド高 H と軸径の比で使い分けられたコンクリートの破壊モードに着目した算定式であり、軸径は $\phi 19 \sim 22$ とされている。

$$V_{ssud} = 9.4 \times d_{ss}^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \times 6 \quad (H/d_{ss} \geq 5.5) \quad (3)$$

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。

$$V_{ss} = V_{ssud} (1 - e^{-\alpha \delta_{ss}/d_{ss}})^\beta \quad (4)$$

$$\delta_{ssu} = 0.3 d_{ss} \quad (5)$$

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 $19 \sim 25$ mm の場合には、式(6)と式(7)で示される。

$$\alpha = 11.5 (f'_{cd}/f'_{co}) \{1.1(\eta - 1)^2 + 1\} \quad (6)$$

$$\beta = 0.4 \quad (7)$$

ここに、

η : 式(1)の算定値に対する式(2)の算定値の比

式(4)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(5)は、終局変位の係数

を 0.3 として定式化されている。本試験では、スタッド径として 13mm, 16mm をパラメータとして用いており、適用範囲外とはなるものの、本式を用いて検討した。

3. 試験結果と定式化

3.1 破壊形態と相対ずれ

各試験体のせん断力 Q - 相対ずれ関係を図-2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 Q_u となる荷重時にスタッドの破壊で载荷を終了した。図-2に示した各試験体のずれ変位関係より、弾性域と非弾性域の変曲点に相当する降伏荷重は $Q/Q_u = 0.5$ 以下には存在せず、概ね道示³⁾、および土木学会⁴⁾に対応していることがわかる。なお、各試験時の試験体の開き止めの鋼棒の軸力合計は 1kN 未満と小さく外部拘束による異常値はないと判断した。試験終了後、試験体コンクリートの表面を目視により観察した結果、ひび割れは確認できなかった。また、スタッド溶接をしている鋼板裏面にも特筆すべき変状は確認できなかった²⁾。

3.2 セン断耐力の定式化

各試験体のせん断耐力と終局ずれの集計結果を表-4に示す。今回、合成床版に特化した試験ケースでは式(8)に示すように、既存のせん断耐力式の各式(1)~(3)にスタッド径と板厚の影響を考慮する係数 α_i を導入する。

$$V_{ssud}' = \alpha_i \times V_{ssud} \quad (8)$$

ここに、

表-4 試験結果 セン断耐力と終局ずれ

試験体		試験値		Quの比較解に対する比			最大ずれの式(5)に対する比
		せん断耐力 Qu kN/本	最大ずれ mm	土木学会式 Qu/(1)式	土木学会式 Qu/(2)式	Qu/道示値	
φ16-6	1	94.9	7.9	0.68	0.99	0.97	1.65
	2	93.1	4.8	0.67	0.97	0.95	0.99
	3	87.4	5.2	0.63	0.91	0.89	1.07
	平均	91.8	5.9	0.66	0.96	0.94	1.24
φ16-8	1	96.9	9.0	0.70	1.05	1.00	1.87
	2	97.1	7.9	0.70	1.06	1.00	1.64
	3	94.6	12.1	0.68	1.03	0.97	2.52
	平均	96.2	9.6	0.69	1.05	0.99	2.01
φ16-12	1	106.5	6.6	0.77	1.16	1.10	1.37
	2	107.5	8.1	0.78	1.17	1.11	1.69
	3	105.4	6.8	0.76	1.15	1.09	1.43
	平均	106.5	7.2	0.77	1.16	1.10	1.49
φ13-8	1	65.4	7.3	0.62	1.10	1.01	1.88
	2	62.7	5.9	0.60	1.05	0.97	1.50
	3	63.7	5.9	0.61	1.07	0.98	1.51
	平均	63.9	6.4	0.61	1.07	0.98	1.63
φ19-8	1	132.6	12.3	0.75	0.87	0.96	2.15
	2	130.4	10.0	0.73	0.85	0.94	1.75
	3	123.2	9.2	0.69	0.81	0.89	1.61
	平均	128.7	10.5	0.72	0.84	0.93	1.84
φ22-12	1	185.2	15.0	0.28	1.05	0.32	2.27
	2	174.1	11.2	0.80	0.99	0.94	1.69
	3	177.3	10.6	0.81	1.01	0.96	1.61
	平均	178.9	12.3	0.82	1.01	0.97	1.86

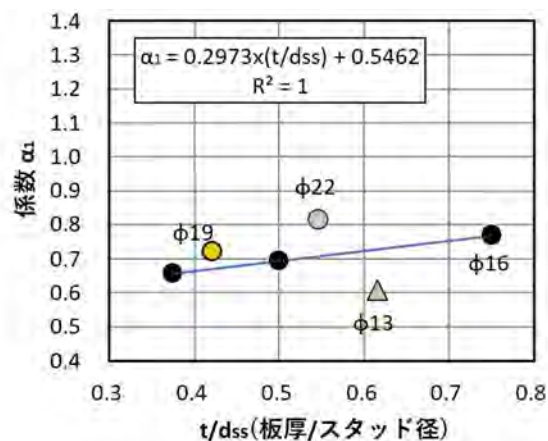


図-4 係数 α_1 と t/d_{ss} 関係

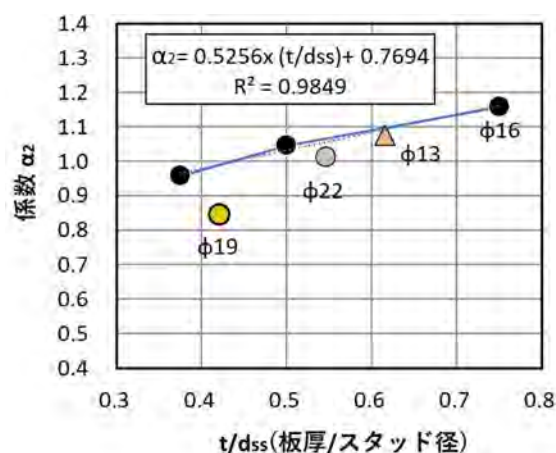


図-5 係数 α_2 と t/d_{ss} 関係

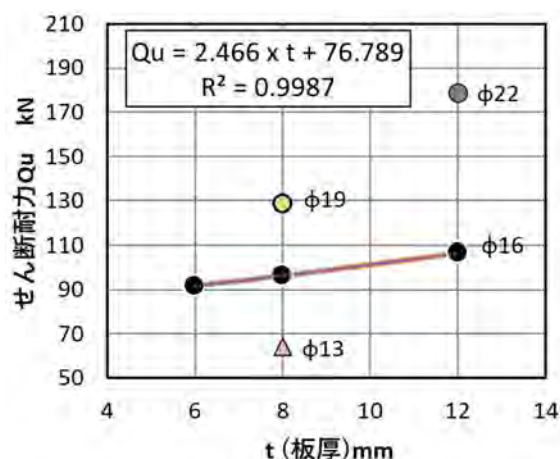


図-3 セン断耐力 Q_u —板厚関係

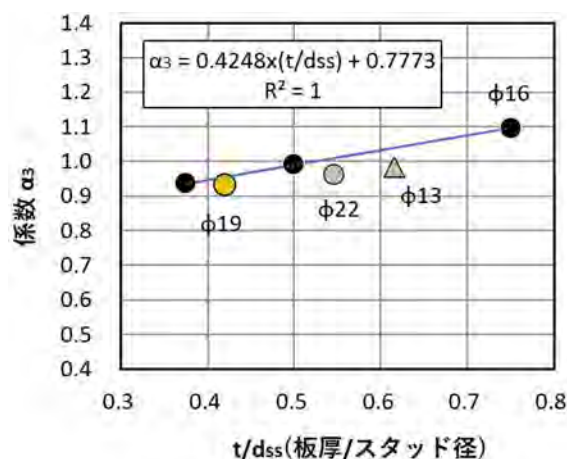


図-6 係数 α_3 と t/d_{ss} 関係

V_{ssud}' : スタッド径と板厚を考慮したせん断耐力(N)

α_i : 係数, $i=1\sim3$, i は式(1)~(3)の式番号に対応

試験値をもとにせん断耐力の定式化について検討する。適用範囲は、軸径 16mm、板厚 6~12mm である。算定値に用いるコンクリート強度、鋼材の引張強度は材料試験値、ミルシート値を使用した。定式化に用いるせん断耐力の試験値は、ばらつきが少ないため平均値とした。

まず、板厚別のせん断耐力を図-3 に示す。板厚の影響に着目する軸径 16mm のケース φ16-6~12 の結果は、板厚によりせん断耐力に差が生じていることが分かる。せん断耐力は鋼板厚 6mm と 12mm では 15kN の差が生じ、板厚が薄いとせん断耐力は低下する結果となった。

つぎに、縦軸に係数 α_i 、横軸に板厚 t を軸径で正規化したものを図-4~6 に示す。

図-4 は、コンクリートの支圧に関係した式(1)を元にした係数 α_1 と t/d_{ss} との関係を示している。軸径 16mm のシリーズでは、相関係数 $R^2=1$ と高い相関関係にある。

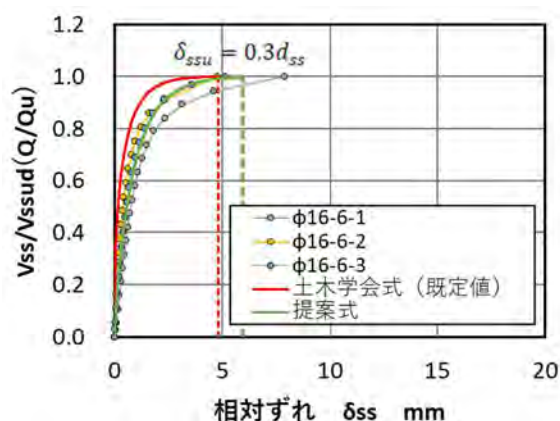


図-7 ずれ変位関係の比較 φ16-6

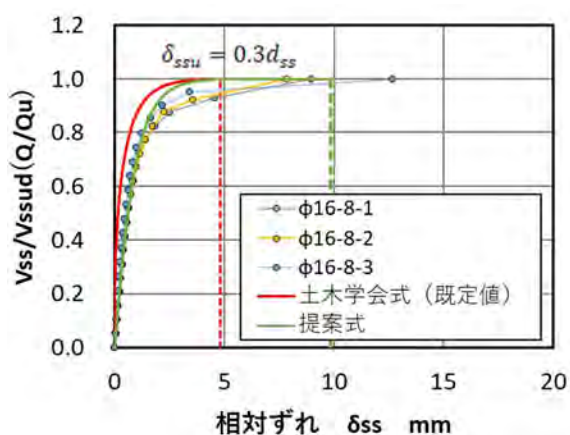


図-8 ずれ変位関係の比較 φ16-8

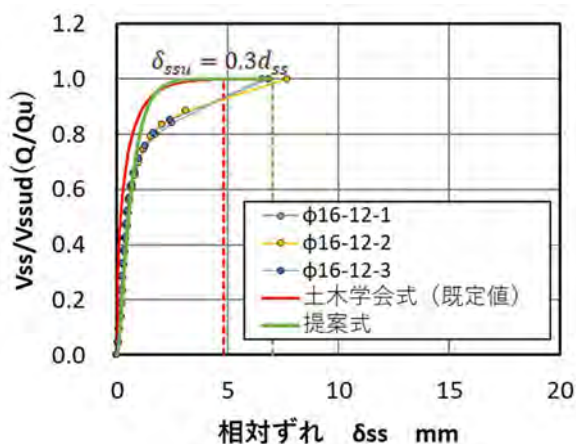


図-9 ずれ変位関係の比較 φ16-12

α_1 は 0.66～0.77 で推移しており板厚がせん断耐力に影響していることがわかる。他の軸径は、φ16 の定式値の前後でばらつきがみられる。

図-5 はスタッド強度に関係した式(2)の係数を示している。土木学会式では式(1)、式(2)の算定値の大小関係から小さい方を採用するため、せん断耐力は式(2)の値となる。係数 α_2 は、0.96～1.16 の間で分布している。φ16 シリーズでは t/d_{ss} との相関は確認できるが α_1 までの精度はない。これは、製作時期の異なるスタッドの引張強度が係数に反映されていないことが関係する。他の φ13、19、22mm についても定式値の下側に低下している。試

表-5 係数 K_α 、 K_β 一覧

試験体		係数 K_α	係数 K_β
φ16-6	1	5.5	0.72
	2	11.9	0.82
	3	8.5	0.74
	平均	8.6	0.8
φ16-8	1	11.8	1.3
	2	11.9	1.1
	3	13.0	1.0
	平均	12.2	1.1
φ16-12	1	16.2	1.2
	2	20.7	1.9
	3	17.7	1.4
	平均	18.2	1.5
φ13-8	1	14.2	0.9
	2	9.6	1.1
	3	10.0	0.8
	平均	11.3	0.95
φ19-8	1	6.6	0.66
	2	13.0	1.15
	3	9.3	0.84
	平均	9.6	0.88
φ22-12	1	11.3	0.94
	2	7.2	0.58
	3	9.2	0.67
	平均	9.2	0.7

験体 φ16-8 を基準に各軸径の引張強度による影響を取り除けば、φ16 ケースの定式値に近づき相関性は向上すると考える。

図-6 に示す道示式に関わる係数 α_3 についても、コンクリート強度を元にした式(1)の係数と同様に、φ16 ケースでは相関係数 $R^2=1$ となっており、 t/d_{ss} に相関した関係が確認できる。

φ16 ケース に着目すると $t/d_{ss}=0.5$ で α_3 は 1.0 となり、 t/d_{ss} が 0.5 以下となると係数 α_3 は 0.94 まで低下し、算定されるせん断力は小さくなる。板厚がせん断耐力に影響を及ぼしていることがわかる。

道示では φ16 の耐力式は適用外ではあるが他の式と同様に、提案した係数でせん断耐力を算定することができる。また、他のスタッド径 φ13、19、22mm については、φ16 の算定値の下側の値となる。板厚による影響が φ16 の結果と同様であれば係数 α_3 は、1.0 以下となるため薄板によって生じる板曲げ²⁾がせん断耐力の低下に影響を及ぼしていることが示唆される。

3.3 相対ずれの定式化

相対ずれの定式化では、式(9)、式(10)に示すように土木学会の式(6)、式(7)に板厚の影響を考慮する係数 K_α 、 K_β を導入する。せん断耐力の定式化と同様、適用範囲は、軸径 16mm、板厚 6～12mm である。

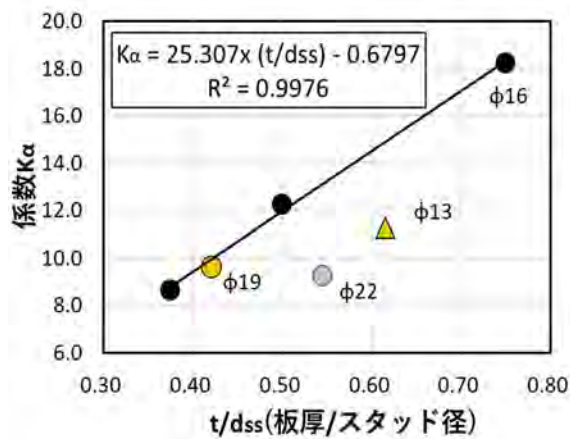


図-10 係数 K_α と t/d_{ss} 関係

$$\alpha = K_\alpha \times 11.5(f'_{cd}/f'_{c0})\{1.1(\eta - 1)^2 + 1\} \quad (9)$$

$$\beta = K_\beta \quad (10)$$

係数 K_α , K_β については試験値毎に2変数のパラメータ解析を行い、それを試験体毎に平均することにより算定した。解析のデータ範囲は、終局ずれまでの荷重範囲の全数を含め、提案式として整理した。図-7～9には、φ16シリーズの荷重-相対ずれ関係を示す。同図には、既存の土木学会式と提案式により試験値を対比させている。土木学会式と提案式は乖離しており、板厚の影響、試験体のモデル化により差が生じていると推察する。図-9のφ16-12の相対ずれは、荷重比0.7程度から土木学会式、提案式ともに試験値と乖離していることが確認できる。これは、板厚による影響に加え土木学会式の軸径の適用範囲、e関数を用いた特性と設定した終局ずれに至るまでのデータ数の設定範囲が関係していると考ええる。

表-5には、パラメータ解析により算出した係数 K_α , K_β の集計を示す。定式化の係数算定には、試験ケース毎の平均値を用いた。縦軸に係数 K_α , K_β , 横軸に板厚を軸径で正規化したものを図-10～11に示す。

φ16のケースでは、係数 K_α , K_β と板厚/軸径に比例しており板厚が係数に相関していることが分かる。降伏点以降の勾配を示す K_α , 弾性域での勾配を示す係数 K_β は、板厚が薄くなると小さくなる傾向が確認できる。他のスタッド径φ13, 19, 22のケースについては、せん断耐力の係数 α_2 , α_3 と同じくφ16の定式値の下側に位置し、薄板によって生じる板曲げが剛性の低下に影響を及ぼしていると考ええる。

相対ずれの定式化では、せん断耐力 V_{ssud} を試験値とし、土木学会式を元にした式(9), 式(10)により係数 K_α , K_β を算定した。定式化の精度向上と適用範囲の拡大には、土木学会式で考慮される式(1)と式(2)の算定値の比率の係数 η が考慮されているためデータを蓄積し、スタッド、コンクリートに関する補正を定式化に反映すれば相関性は向上すると考えられる。

以上の検討より、合成床版のスタッド径φ16とする適

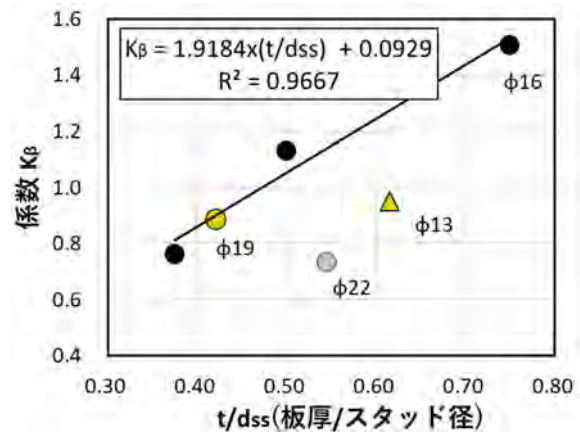


図-11 係数 K_β と t/d_{ss} 関係

用範囲での定式化により板厚とスタッド径は、せん断耐力と相対ずれに線形的な関係があることが確認できた。引き続き残留変位についても検討を行う予定である。

なお、スタッドタイプの合成床版⁹⁾では、各種の性能確認試験、構造詳細の規定によりスタッド径φ16の $t/d_{ss}=0.5$ が一般的に採用されており、安全性が確認されている。合成床版以外の鋼板厚が薄い床構造に採用する場合は、板厚による影響に留意する必要があると考える。

4. おわりに

ずれ止めとして頭付きスタッドを対象に考案した試験法を用いて板厚、頭付きスタッド径をパラメータとした試験を行い、鋼板厚によって生じるせん断耐力などの力学的特性について既往の研究成果と比較し定式化を行った。検討範囲では、ずれ止めが取り付け鋼板厚が頭付きスタッド径とともに力学的特性に影響を及ぼすことが確認された。今後は、板厚やスタッド径等が薄板上のずれ止め性能に及ぼす影響を解析的に検討する予定である。

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) 中本啓介, 鈴木 統, 松村寿男, 東山浩士: 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, 第12回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.341-346, 2022.9
- 3) 土木学会: 2014年制定複合構造標準示方書, pp.68-74, 2015.5
- 4) 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
- 5) 日本橋梁建設協会: 鋼コンクリート合成床版 設計・施工の手引き, 2021.1

(2024年7月12日受付)