

論文 頭付きスタッドのせん断力一ずれ変位関係に関する実験的研究

渡部 誠二*1・島 弘*2

要旨：鋼コンクリート複合構造の設計においては、一般にはずれ止めがすべらないという前提で行われている。しかし、ずれ止めのせん断すべりを許容することによって、より合理的な設計法となると思われる。そこで、本研究では、頭付きスタッドのせん断力一ずれ変位関係の定式化の基とするために、スタッド径、コンクリート強度、スタッド強度、スタッドの径高比をパラメータとして実験を行った。せん断力を最大せん断力で除し、ずれ変位をスタッド径で除すことによって、せん断力一ずれ変位関係は一つの式で表すことができる。せん断力一ずれ変位曲線の形は、コンクリート強度、スタッド径高比、スタッド強度によって異なる。
キーワード：頭付きスタッド、せん断力一ずれ変位関係、スタッド径、コンクリート強度、スタッド強度

1. はじめに

鋼コンクリート複合構造は、鋼とコンクリートの特長を生かすように工夫された構造形式である。複合構造が成り立つためには、鋼材とコンクリートとの間で力の伝達がされなければならない。鋼とコンクリート間でのせん断力の伝達は、一般には、頭付きスタッドが多く用いられている。

複合構造物の設計においては、一般にはスタッドのせん断すべりが無いという前提の計算方法が用いられている。しかし、現実にはスタッドはせん断力で変形するものである。また、せん断すべりを許容する設計法にすれば、スタッドの使用量を減すことができ、合理的でコスト削減になるとと思われる。せん断すべりを許容する設計を行うためには、スタッドに作用するせん断力とすべり量の関係（せん断力一ずれ変位関係）を表す式が必要となる。

一方、近年では有限要素解析による設計法の技術が進歩しており、せん断すべりを考慮した設計が可能となる。

そこで、本研究では、頭付きスタッドのせん断力一ずれ変位関係に関して、スタッド径、コンクリート強度、スタッド強度、スタッドの径高比（高さ／直径）をパラメータとして検討を行った。

2. 現状と問題点

2.1 せん断耐力

スタッドのせん断耐力に関しては、過去から多くの研究者によって耐力式が提案されている。たとえば、平城ら¹⁾は、過去の実験データを回帰分析して耐力式を提案しており、土木学会複合構造物照査指針（案）²⁾などでは、式(1)および式(2)として解説で提示している。

$$V_{su} = 31A_{ss} \sqrt{\frac{h_{ss}}{d_{ss}} f'_{cd} + 10000} \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

$$V_{su} = A_{ss} f_{sud} \quad (\text{kN}) \quad (2)$$

ここで、 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'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

f_{sud} ：スタッドの設計引張強度 (N/mm²)

2.2 せん断力一ずれ変位関係

スタッドのせん断力一ずれ変位関係は、各研究者によって1種類のスタッド径について実験が行われており、それぞれの細径のスタッドに関しては、定式化がなされている。例えば、Ollgaardら³⁾は、スタッド径が3/4インチ(19mm)のもので異なるコンクリート強度の実験結果から式(3)を提案している。

$$V = V_u (1 - e^{-0.71\delta})^{2/5} \quad (3)$$

ここで、 V_u ：スタッドのせん断耐力 (N)

δ ：スタッドのすべり (mm)

しかし、これは他のスタッド径やスタッド高さには適用できない。なぜなら、スタッドの寸法が大きくなると、応力やひずみの分布形が同じ時には、スタッドの変形は寸法比だけ大きくなるからである。Chuahら⁴⁾は、9.5mmのスタッドの実験結果は、Ollgaardらの式の形を適用すると、式(4)のように、係数が変わると報告している。

$$V = V_u (1 - e^{-2.8\delta})^{2/5} \quad (\delta \text{ は mm}) \quad (4)$$

これらの式の問題点としては、パラメータをせん断耐力 V_u としているため、 V_u が同じであれば曲線も同じになると言うことである。 V_u は、スタッド強度、コンクリー

*1 高知工科大学 工学部社会システム工学科 (正会員)

*2 高知工科大学 工学部社会システム工学科教授 工博 (正会員)

表－1 実験条件

試験体番号	試験体名	スタッド径	スタッド高さ	スタッド細高比	スタッド引張強度	コンクリート強度	せん断耐力式(1)	せん断耐力式(2)	式(2)/式(1)
		mm	mm		N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	
No. 1	19-120-437-31	19	120	6.32	437	31.4	133.8	123.9	0.93
No. 2	19-120-437-53	19	120	6.32	437	52.5	170.0	123.9	0.73
No. 3	25-150-449-31	25	150	6.00	449	30.9	217.2	220.4	1.01
No. 4	19-120-623-28	19	120	6.32	623	27.7	126.3	176.6	1.40
No. 5	19-80-623-29	19	80	4.21	623	28.4	106.1	176.6	1.66
No. 6	19-150-623-29	19	150	7.89	623	28.5	141.8	176.6	1.25
No. 7	19-120-623-52	19	120	6.32	623	52.3	169.7	176.6	1.04

ト強度、スタッドの径高比によって異なるものであるが、スタッド径、径高比、コンクリート強度、スタッド強度がせん断力-ずれ変位関係における曲線の形に及ぼす影響を系統的に検討したものはない。

3. 実験

3.1 実験の要因と水準

実験の要因は、スタッド径 (ϕ)、スタッド強度 (f_{su})、コンクリート強度 (f'_c)、スタッドの径高比 (h/ϕ) とした。試験体の実験条件を表－1に示す。水準に関しては、スタッド径は 19mm を基準として、入手可能で最大の 25mm の 2 種類とした。次に、スタッド径高比の目標を 6 を基準として 4 および 8 とし、スタッド高さを 80mm、120mm、150mm とした。スタッドの引張強度は、JIS B 1198 に適合する $f_{su}=440 \text{ N/mm}^2$ 程度のもものと、SM570 相当の $f_{su}=623 \text{ N/mm}^2$ のものとした。コンクリート強度は、設計圧縮強度を $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$ および $f'_c = 50 \text{ N/mm}^2$ の 2 種類とした。なお、試験体名は、スタッド径-スタッド高さ-スタッド強度-コンクリート強度の順としている。

3.2 せん断耐力の計算値

試験体のせん断耐力の計算には、土木学会複合構造物の性能照査指針(案)の解説に示されている式(1)および式(2)を用いた。式(1)および式(2)の計算値および式(2)の値に対する式(1)の値の比を表－1に示す。コンクリートの圧縮強度として実験値を用いている。普通強度のスタッドを用いたものでは比が 0.73~1.01 であり、高強度のスタッドを用いたものでは比が 1.04~1.66 である。

3.3 試験体

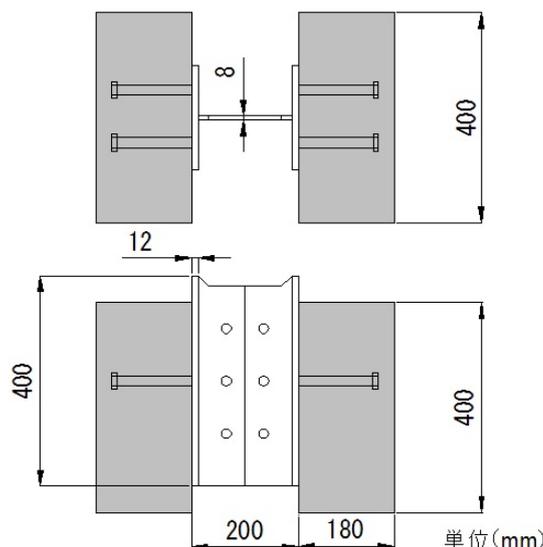
(1) 形状と寸法

試験体の形状と寸法は、(社)日本鋼構造協会の頭付スタッドの押抜き試験方法(案)⁵⁾に準じた。試験体の概略を図－1に示す。

コンクリートブロック幅は、試験方法(案)の最小値である 400mm とした。コンクリートブロック厚さは、高さが最も大きいスタッド(高さ 150mm)に対してかぶ

りが試験方法(案)の最小値である 30mm となるように、180mm とした。スタッドの軸直角方向の間隔は、試験方法(案)のスタッド軸径の 5 倍とした。

H鋼の断面寸法は、H-200×200×8×12 であり、長さは 400mm である。



図－1 試験体の概略図

(2) スタッド

軸径、頭部径および頭部厚は、普通強度スタッドおよび高強度スタッドともに、JIS B 1198 に適合するものである。スタッドの特性を表－2に、引張応力-ひずみ曲線を図－2に示す。なお、降伏強度は 0.2% 残留ひずみ時のものである。

表－2 スタッドの特性

材質	普通強度		高強度		
	mm	mm	mm	mm	mm
軸径	19	25	19		
高さ	120	150	80	120	150
頭部径	32	40	32	32	32
頭部厚	10	12	10		
引張強度	N/mm ²	437	449	623	
降伏強度	N/mm ²	326	333	500	

表-3 コンクリートの配合およびフレッシュコンクリートの試験結果

設計強度 (N/mm ²)	スランプ (cm)	ブリージ ング率 (%)	水セメン ト比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)					
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	減水剤 SP	増粘剤 VA
30	8	0	73	47	171	234	893	1112	1.87	0.86
50	20	0.17	58	41	171	295	748	1112	5.31	0.86

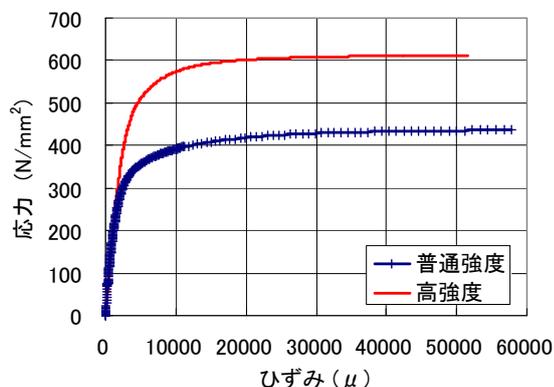


図-2 スタッドの応力-ひずみ曲線

(3) 試験体の作製

H 鋼表面をブラスト処理した。剥離剤は塗布していない。

コンクリートの打ち込み方向がせん断カーズれ変位関係に大きな影響を及ぼすことが明らかにされている⁶⁾。したがって、打ち込み方向はブリージングの影響が最も少ないスタッド上方から軸に平行にコンクリートを打ち込んだ(赤尾ら⁶⁾のタイプA)。さらに、スタッド頭部の下面にブリージング水が留まるのを防ぐため、増粘剤を用いブリージングの少ないコンクリートとした。

コンクリートの示方配合、スランプ値およびブリージング試験の結果を表-3に示す。なお、ブリージング試験は、JIS A 1123 に準じて行った。

3.4 載荷

万能試験機を用いて、一方向(押し込みのみ)の漸増繰返し載荷とした。除荷は、荷重が50kN, 100kN, 150kN, 200kN, 250kN, ずれ変位が0.3mm, 0.5mm, 0.75mm, 1.0mm, 1.4mm, 2.0mm, 3.0mm, 4.5mm, 6.0mm, 8.0mm, 10mm のときに行うことを基準とした。

3.5 測定項目と測定方法

(社)日本鋼構造協会の頭付スタッドの押抜き試験方法(案)に準じた。スタッド1本に対するせん断力は、載荷荷重を荷重計で測定し、載荷荷重をスタッド本数(4本)で割ることによって求めた。ずれ変位量は、試験方法(案)に準じて、スタッド位置におけるH鋼とコンクリートブロック表面の相対変位を4カ所で高感度変位計を用いて測定した。

4. 結果および考察

4.1 破壊モード

せん断カーズれ変位関係の例として、試験体 No.1 と試験体 No.7 のものを図-3および図-4に示す。

全ての試験体において、ずれ変位の増加とともにせん断力が増加後、最終段階の除荷再載荷時において、せん断力が過去の最大せん断力に至らずにずれ変位が増加した。最大せん断力あたりからコンクリートにひび割れが発生し、ずれ変位の増加とともにひび割れが進展した。スタッドの破断は、試験体 No.7 のずれ変位量が約6mm のときのみが発生した。この試験体では、図-4から分かるように、スタッドの破断前に急激にせん断力が低下した。計算において式(2)で表されるスタッドの破断耐力が式(1)の耐力を下回る試験体 No.1 (式(2)/式(1)=0.93) および No.2 (式(2)/式(1)=0.73) においてもスタッドの破断は生じなかった。

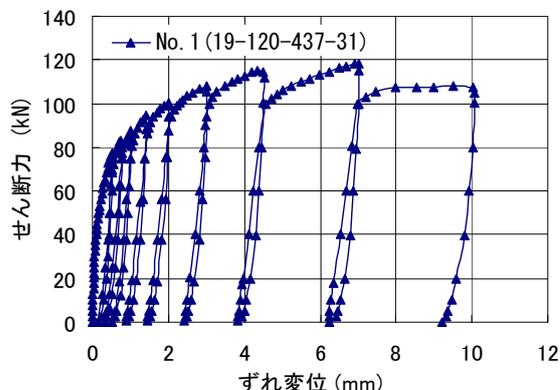


図-3 試験体 No.1 のせん断カーズれ変位関係

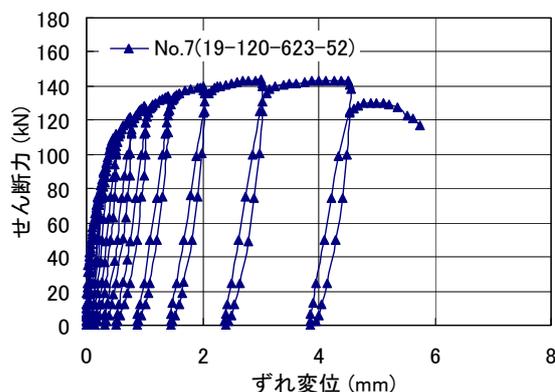


図-4 試験体 No.7 のせん断カーズれ変位関係

4.2 せん断耐力

せん断耐力の実験値と計算値との比較を表-4に示す。計算値は、試験体No.1およびNo.2は式(2)で決まり、他の試験体は式(1)で決まるものである。計算値に対する実験値の比は0.85から1.13の範囲で、平均値は0.96であり、式(1)と式(2)の比にかかわらず、実験値は計算値に近い値となっている。ただし、例えば、試験体No.1における実験値と計算値との比は0.96であったが、図-3から分かるように、最大せん断力は除荷開始時となっており、除荷をしなかった場合には、試験体によっては最大せん断力が大きくなった可能性も考えられる。また、試験体No.3はスタッド径が25mmであるが、試験体のフランジ厚は他の試験体と同じ12mmとしたため、スタッド径に対してフランジ厚が相対的に薄いため、実験値が計算値よりも小さくなった可能性も考えられる。

表-4 せん断耐力の結果

試験体番号	試験体名	せん断耐力 (計算値)	せん断耐力 (実験値)	実験値/計算値
		kN	kN	
No. 1	19-120-437-31	123.9	118.5	0.96
No. 2	19-120-437-53	123.9	139.8	1.13
No. 3	25-150-449-31	217.2	188.1	0.87
No. 4	19-120-623-28	126.3	120.5	0.95
No. 5	19-80-623-29	106.1	103.0	0.97
No. 6	19-150-623-29	141.8	138.5	0.98
No. 7	19-120-623-52	169.7	143.8	0.85

4.3 せん断力-ずれ変位関係

(1) スタッド径の影響

スタッドの径高比がほぼ同じで、スタッドの径が異なる試験体であるNo.1とNo.3のせん断力-ずれ変位関係の包絡線を図-5に示す。当然のことながら、スタッド径が大きい方のせん断力が大きくなっている。

そこで、せん断力-ずれ変位関係を検討するに当たり、Ollgaardらの考えを参考にし、せん断力を最大せん断力

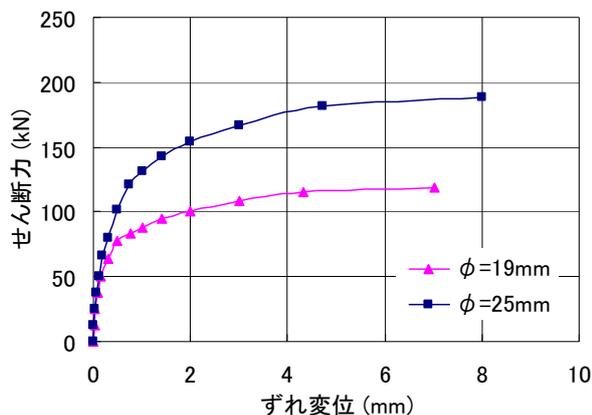


図-5 スタッド径が異なる時のせん断力-ずれ変位関係

で除して正規化する。図-6は、縦軸を最大せん断力に対するせん断力の比(V/V_u)としたものである。この図から、最大せん断力に対するせん断力の比とずれ変位量の関係では、ずれ変位量はスタッド径が大きい方が大となることが分かる。これは、スタッドの寸法が大きくなると、応力やひずみの分布形が同じ時に、スタッドの変形が寸法比だけ大きくなると考えられることと一致する。異形鉄筋の付着応力-すべり関係においても、すべり量は鉄筋径に比例するとされている⁷⁾。即ち、ずれ変位量をスタッド径で除して正規化し、せん断力-ずれ変位関係を検討するとよい。

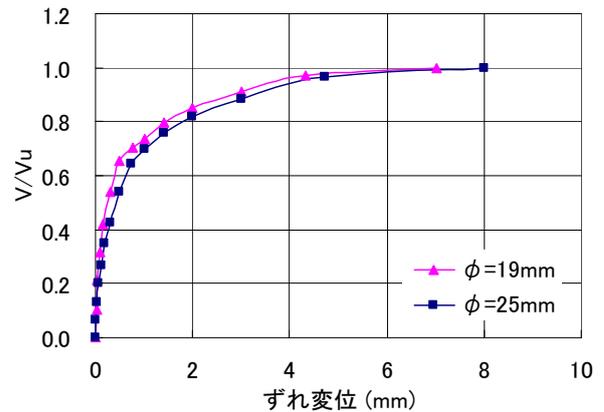


図-6 スタッド径が異なる時の V/V_u とずれ変位との関係

せん断力を最大せん断力で、ずれ変位量をスタッド径で正規化したせん断力-ずれ変位関係を図-7に示す。スタッド径が19mmと25mmのせん断力-ずれ変位曲線がほぼ重なっていることから、せん断力を最大せん断力で除し、ずれ変位量をスタッド径で除すことで、せん断力-ずれ変位関係は一つの式で表すことができると言える。

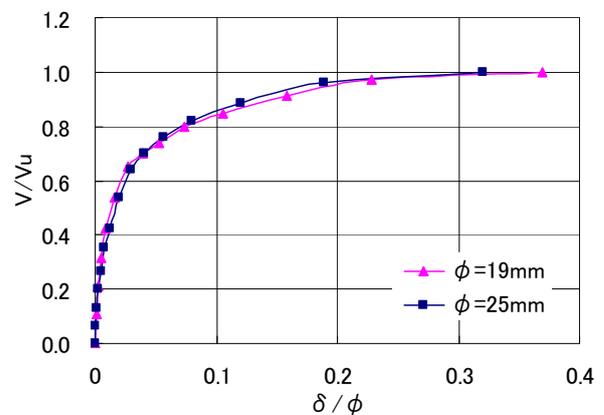


図-7 スタッド径が異なる時の V/V_u と δ/ϕ との関係

(2) コンクリート強度の影響

コンクリート強度が異なるときのせん断力-ずれ変位関係については、コンクリート強度が大きいほど、せ

せん断力が大きくなった。せん断力-ずれ変位関係に及ぼすコンクリート強度の影響を見るために、縦軸としてせん断力を最大せん断力で除したものを図-8および図-9に示す。

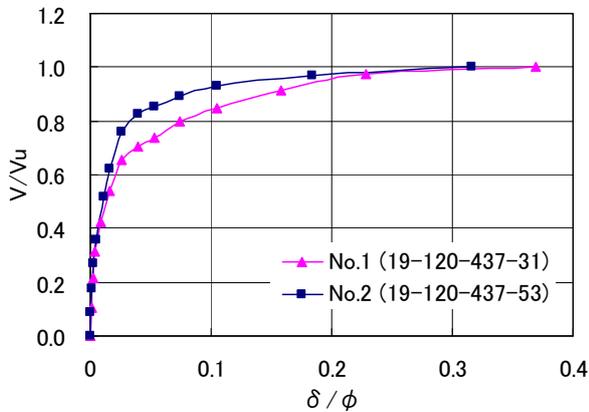


図-8 コンクリート強度が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係 (スタッド強度=437N/mm²)

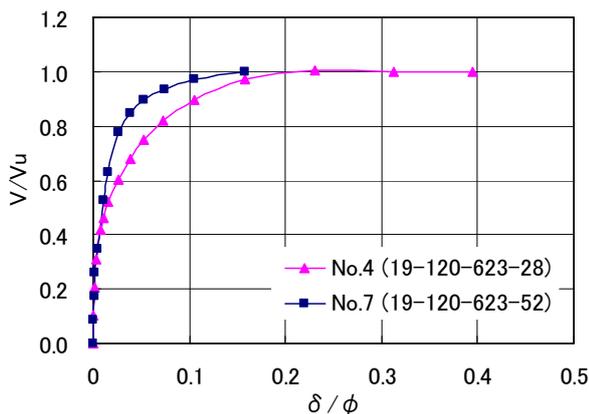


図-9 コンクリート強度が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係 (スタッド強度=623N/mm²)

最大せん断力の半分程度までの見かけの剛性は、コンクリート強度によらずほぼ同じとなっている。しかし、それ以降は、コンクリート強度によって曲線の形は異なり、強度が大きいほど剛性が低下し始めるのが遅くなっている。すなわち、Ollgaardらの式(3)中の係数は、コンクリート強度によって異なることになる。コンクリート強度によって曲線形状が変わるのは、コンクリート強度が大きくなると、終局状態がスタッドの強度で決まる方向となり、あるせん断力から急激な塑性状態となるためだと想像できる。

(3) スタッドの径高比の影響

スタッド径高比が異なる試験体 No.4, No.5 および No.6 のせん断力-ずれ変位関係については、既往の研究結果にあるように、径高比が大きいほど、せん断力は大きく

なった。せん断力-ずれ変位関係に及ぼすスタッド径高比の影響を見るために、縦軸としてせん断力を最大せん断力で除したものを図-10に示す。スタッド径高比の影響としては、コンクリート強度の影響とは逆に、せん断耐力の小さいものが剛性が低下し始めるのが遅くなっている。

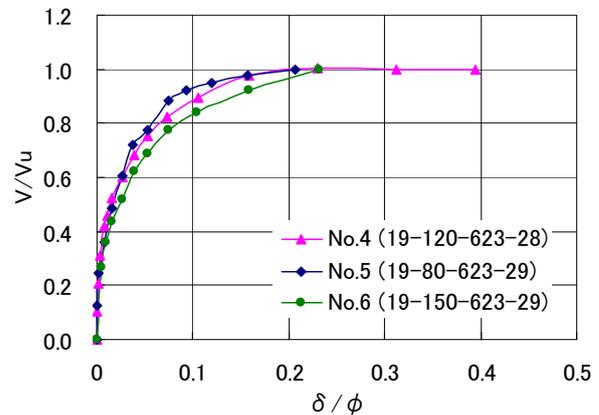


図-10 スタッドの径高比が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係

(4) スタッド強度の影響

スタッドの強度の影響を見るために、コンクリート強度およびスタッド径高比が同じ試験体である No.1 および No.4 のせん断力-ずれ変位関係を図-11に、No.2 および No.7 のものを図-12に示す。

図-11の No.1 および No.4 においては、それぞれ式(2)/式(1)が 0.93 と 1.40 であって、最大せん断力はスタッドの強度では決まらずにほぼ同じ値となっている。曲線形については、最大せん断力の約 70%までは同じである。これは、スタッドが全体的に降伏するまでは同じ挙動をすると考えることができる。しかし、それ以降では、曲線形は異なっており、スタッドの強度が小さい方が、剛性が小さくなっている。

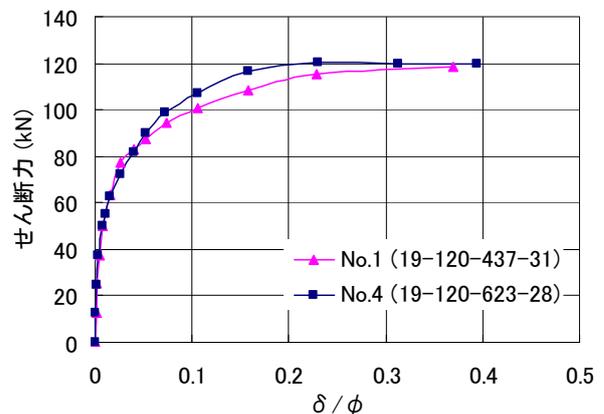


図-11 スタッドの強度が異なる時のせん断力-ずれ変位関係 (コンクリート強度=30N/mm²)

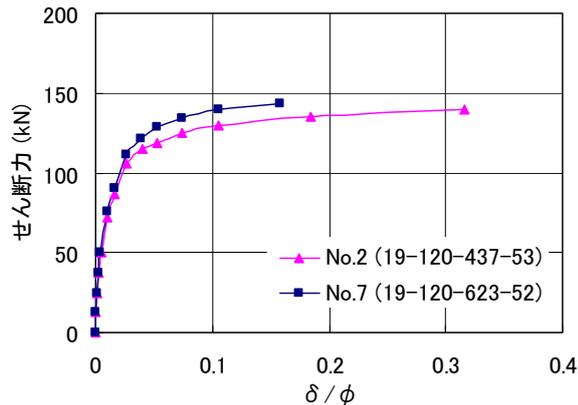


図-12 スタッドの強度が異なる時のせん断力-ずれ変位関係 (コンクリート強度=50N/mm²)

図-12 の No.2 および No.7 においては、それぞれ式(2)/式(1)が 0.73 と 1.04 であり、耐力の設計値は 123.9kN と 169.7kN であるが、耐力の実験結果は両者がほぼ同じ値となった。曲線形は、最大せん断力の約 80% までは同じで、それ以降は、平行移動のように見える。

最大せん断力の異なる図-12 に対して、縦軸をせん断力/最大せん断力としたものを図-13 に示す。図-11 のコンクリート強度が普通のものと同様に、スタッド強度が小さいものの剛性が小さくなっている。

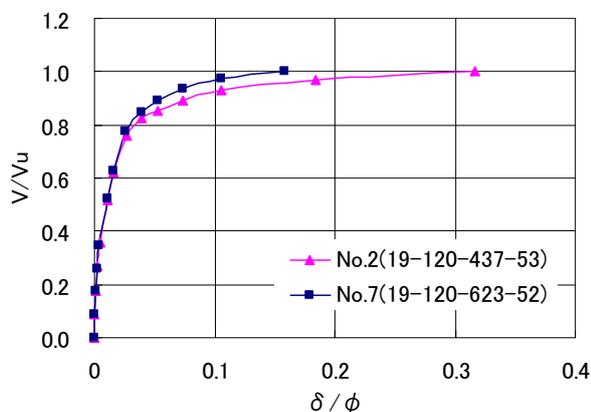


図-13 スタッドの強度が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係 (コンクリート強度=50N/mm²)

5. 結論

(1) 全ての試験体において、ずれ変位の増加とともにせん断力が増加後、最終段階の除荷再載荷時において、せん断力が過去の最大せん断力に至らずにずれ変位が増加した。

(2) 計算において式(2)で表されるスタッドの破断耐力が式(1)の耐力を下回る試験体においてもスタッドの破断は生じなかった。

(3) せん断耐力の計算値に対する実験値の比は 0.85 から

1.13 の範囲で、平均値は 0.96 であり、式(1)と式(2)の比にかかわらず、実験値は計算値に近い値となった。

(4) スタッド径の影響については、せん断力をせん断耐力で除し、ずれ変位をスタッド径で除すことで、せん断力-ずれ変位関係は一つの式で表すことができる。

(5) せん断力-ずれ変位関係をせん断力/最大せん断力とずれ変位/スタッド径との曲線で表すとき、曲線の形はコンクリート強度によって異なり、強度が大きいかほど剛性が低下し始めるのが遅くなった。

(6) スタッド径高比の影響としては、せん断耐力の小さいものが剛性が低下し始めるのが遅くなった。

(7) スタッドの強度の影響に関しては、スタッドの強度が小さい方が剛性が小さくなった。

謝辞

スタッドの溶着および普通スタッドの手配は川田工業(株) 多度津工場にして頂き、高強度スタッドはピーシー橋梁(株) にご提供頂きました。ここに厚く謝意を表します。実験にあたっては、COE 職員の宮地日出夫氏ならびにコンクリート研究室の皆様にご協力頂きました。なお、本研究は日本私立学校振興・共済事業団から私立大学等経常費補助金の特別補助を受けたものです。

参考文献

- 1) 平城弘一, 松井繁之, 福本啓士: 頭付きスタッドの強度評価式の誘導-静的強度評価式-, 構造工学論文集, Vol. 35A, pp. 1221-1232, 1989.
- 2) 複合構造物の性能照査指針(案), 構造工学シリーズ 11, 土木学会, pp. 42-43, 2002. 10
- 3) J.Ollgaard, R.Roger and J.Fisher: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, AISC Engineering Journal, pp.55-64, April. 1971
- 4) C.Chuah, H.Shima, K.Noritake and S.Kumagai, Strength and deformational behaviors of studs embedded in high strength prestressed concrete, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 1033-1038, 1991
- 5) 頭付スタッドの押抜き試験方法(案), JSSC テクニカルレポート, No. 35, (社) 日本鋼構造協会, pp. 1-24, 1996. 11
- 6) 赤尾新助, 栗田章光, 平城弘一: 頭付きスタッドの押抜き挙動に及ぼすコンクリートの打込み方向の影響, 土木学会論文集, 第 380 号/I-7, pp. 311-320, 1987. 4
- 7) 山尾芳秀, 周 礼良, 二羽淳一郎: 付着応力-すべり関係に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 343 号, pp. 219-228, 1984. 3