

鋼コンクリート複合構造におけるスタッド のせん断力－すべり式の提案

島 弘

高知工科 大学工学部
〒782-8502 高知県香美市土佐山田町宮ノ口185

E-mail: shima.hiroshii@kochi-tech.ac.jp

要約：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、より合理的な設計法とするためには、ずれ止めのせん断力－すべり関係の式が必要となる。そこで、本研究では、頭付きスタッドのせん断力－すべり関係を定式化するために、スタッド軸径、コンクリート強度、スタッド強度、スタッドの高さ／軸径をパラメータとして標準型押抜き試験を行った。せん断力をせん断耐力で除し、すべりをスタッド軸径で除すことによって、せん断力－すべり関係は一つの式で表すことができることおよびせん断力－すべり曲線の形は、コンクリート強度、スタッドの高さ／軸径、スタッド強度によって異なることを明らかにした。これらの影響を考慮したせん断力－すべり曲線の包絡線を表す式を提案した。

1. はじめに

鋼コンクリート複合構造は、鋼は引張力に強いということおよびコンクリートは圧縮力に強いということの特長を活かすように工夫された構造形式のひとつである。鋼とコンクリートの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、両者を機械的に接合するずれ止めが用いられている。

複合構造物の設計においては、一般には平面保持の仮定を用いるためにずれ止め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、現実にはずれ止めはせん断力で少なからず変形するものである。また、せん断すべりを許容する設計にすれば、合理的でコスト削減になると思われる。このようなより合理的な設計を行うためには、終局すべりや残留すべりを含めたずれ止めに作用するせん断力とすべり量との関係(せん断力－すべり関係)を表す式が必要となる。

一方、近年では非線形有限要素解析による設計法の技術が進歩しており、鋼とコンクリート間の接合要素にせん断力－すべり関係を用いて、終局に至るまでのせん断すべりを考慮した設計が可能となる。

逆に言えば、非線形有限要素解析を設計レベルで使用するためには、鋼やコンクリートの構成則と同様に、ずれ止めの終局に至るまでのせん断力－すべり関係式が必要となる。

そこで、本研究では、ずれ止めとして多く用いられている頭付きスタッドを対象として、スタッド軸径、コンクリート強度、スタッド強度、スタッドの高さ／軸径をパラメータとした実験を行い、せん断力－すべり関係の定式化を行った。

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、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、図1に示すような耐力式を提案している。土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)²⁾および鋼・合成構造標準示方書³⁾では、平城ら式である式(1)およびスタッドの引張強度で決まる式(2)のうちの小さい方とすることが示されている。

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

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

ここで、 V_{su} は頭付きスタッドのせん断耐力(N)、 A_{ss} はスタッドの軸部の断面積(mm²)、 d_{ss} はスタッドの軸径(mm)、 h_{ss} はスタッドの高さ(mm)、 f'_c はコンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 f_{su} はスタッドの引張強度(N/mm²)である。

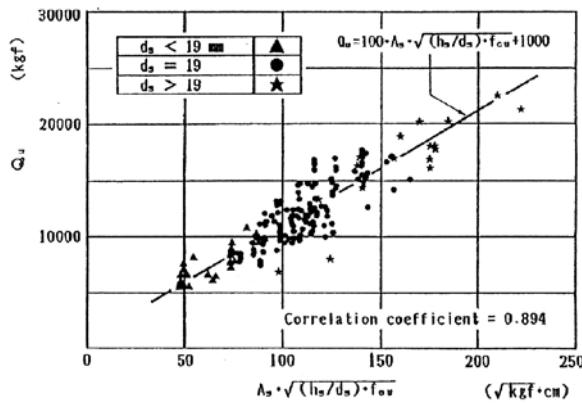


図1 平城らのせん断耐力式¹⁾

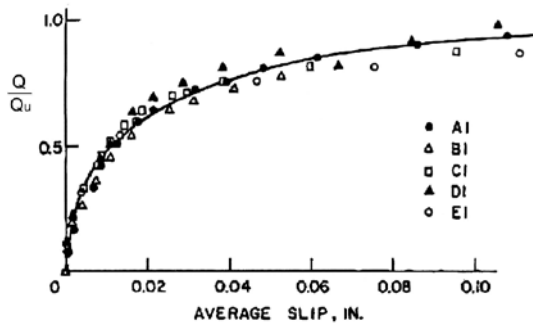


図2 Ollgaardらのせん断力-すべり関係式⁴⁾

2.2 せん断力-すべり関係

スタッドのせん断力-すべり関係は、何人かの研

究者によって1種類のスタッド軸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⁴⁾は、スタッド軸径が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図2に示すような式(3)を提案している。

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

ここで、 V はせん断力(N)、 V_u はせん断耐力(N)、 d はすべり(mm)である。

しかし、これは他のスタッド軸径やスタッド高さには適用できるとは限らない。たとえば、Chuahら⁵⁾は、軸径が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いうことである。 V_u は、スタッド強度、コンクリート強度、スタッドの高さ/軸径によって異なるが、スタッド軸径、スタッドの高さ/軸径、コンクリート強度、スタッド強度がせん断力-すべり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。

さらに、せん断力-すべり関係は、コンクリートの打ち込み方向によっても大きく影響されることも報告されている⁶⁾。

3. 実験

3.1 実験の要因と水準

実験の要因は、スタッド軸径(ϕ)、スタッド強度(f_{su})、コンクリート強度(f'_c)、スタッドの高さ/軸径(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、スタッド軸径は19mmを基準として、入手可能で最大の25mmの2種類とした。

表1 実験条件

試験体番号	試験体名 (ϕ - h - f_{su} - f'_c)	スタッド軸径 mm	スタッド高さ mm	スタッドの高さ/軸径	スタッド引張強度 N/mm ²	コンクリート強度 N/mm ²	せん断耐力		式(2)/式(1)
							式(1) kN	式(2) kN	
No.1	19-120-437-20	19	120	6.32	437	19.5	107.5	123.9	1.15
No.2	19-120-437-31	19	120	6.32	437	31.4	133.8	123.9	0.93
No.3	19-120-437-53	19	120	6.32	437	52.5	170.0	123.9	0.73
No.4	19-120-623-18	19	120	6.32	623	18.3	104.5	176.6	1.69
No.5	19-120-623-28	19	120	6.32	623	27.7	126.3	176.6	1.40
No.6	19-120-623-52	19	120	6.32	623	52.3	169.7	176.6	1.04
No.7	19-80-623-29	19	80	4.21	623	28.4	106.1	176.6	1.66
No.8	19-150-623-29	19	150	7.89	623	28.5	141.8	176.6	1.25
No.9	25-150-449-31	25	150	6.00	449	30.9	217.2	220.4	1.01

次に、スタッドの高さ／軸径の目標を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、その大きさの影響を明確にするために、実際に想定されるものよりも幅広く取り、設計圧縮強度を $f'_c = 20 \text{ N/mm}^2$ 、 $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$ および $f'_c = 50 \text{ N/mm}^2$ の三種類とした。なお、試験体名は、スタッド軸径－スタッド高さ－スタッド強度－コンクリート強度の順である。

載荷方法は、残留すべりを測定するために、漸増繰返し載荷とした。各条件における試験体数は、試験体固有のばらつきよりも試験条件による差が十分に大きいと考えて1体とした。

3.2 セン断耐力の計算値

試験体のせん断耐力の計算には、土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)および鋼・合成構造標準示方書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。普通強度のスタッドを用いたものでは比が0.73～1.15であり、高強度のスタッドを用いたものでは比が1.04～1.69である。

3.3 試験体

a) 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きスタッドの押抜き試験方法(案)⁷⁾に準じた。試験体の概略を図3に示す。

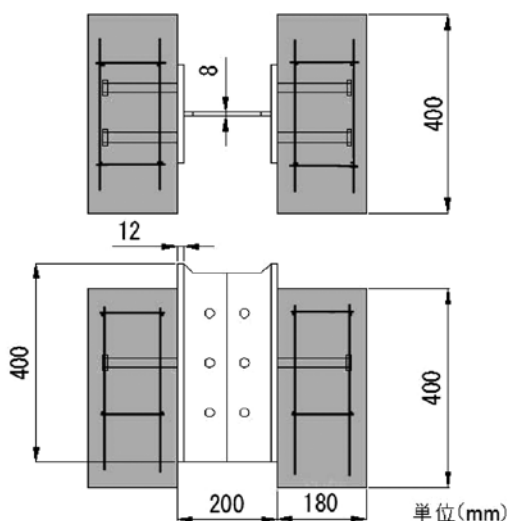


図3 試験体の概略図

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)にしたがってスタッド軸径の5倍とした。H形鋼の断面寸法は、 $200 \times 200 \times 8 \times 12$ であり、長さは400mmである。

b) 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4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		
軸径	mm	19	25	19		
高さ	mm	120	150	80	120	150
頭部径	mm	32	40	32	32	32
頭部厚	mm	10	12	10		
引張強度	N/mm ²	437	449	623		
降伏強度	N/mm ²	326	333	500		

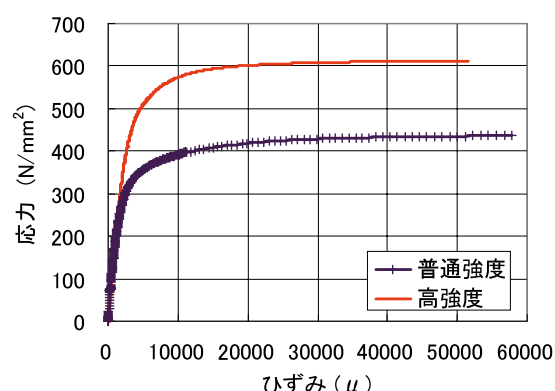


図4 スタッドの応力－ひずみ曲線

c) 試験体の作製

コンクリートの打ち込み方向がせん断力－すべり曲線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、試験方法(案)の「正立」)。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、増粘剤を用いて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。

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 <i>W</i>	セメント <i>C</i>	細骨材 <i>S</i>	粗骨材 <i>G</i>	減水 剤 <i>SP</i>	増粘剤 <i>VA</i>
20	14	0	70	45	171	244	829	1112	0	0.86
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

スタッドを溶着後に、スタッドおよびH形鋼表面をブラスト処理した。コンクリート打設前にコンクリートと接触するH形鋼フランジ面にグリースなどの剥離剤は塗付していない。

すべての試験体において、片割り試験体を添接板でなく、溶接で接合した。これは、後述するウェブのひずみを測定するためである。

3.4 載荷

万能試験機のベッドの鋼表面に食品保存用ラップを広げ、その上のコンクリートブロック接地位置にセメントペーストを敷き、試験体を設置した。載荷方法は、一方向(押し込みのみ)の漸増繰返し載荷である。除荷は、荷重が50kN、100kN、150kN、200kN、250kN、すべりが0.3mm、0.5mm、0.75mm、1.0mm、1.4mm、2.0mm、3.0mm、4.5mm、6.0mm、8.0mm、10mmの時にを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きスタッドの押抜き試験方法(案)⁷⁾に準じた。

a) セン断力

載荷荷重を荷重計で測定し、スタッド1本に対するせん断力は、載荷荷重をスタッド本数(4本)で除すことによって求めた。

b) すべり量

試験方法(案)に準じて、スタッド位置におけるH形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。

c) ウェブのひずみ

一部の試験体において、ウェブ裏表面の縦方向に4カ所、横方向に2カ所の合計16カ所のひずみを測定した。

4. 結果および考察

4.1 破壊モード

各試験体のせん断力－すべり曲線を図5から図13に示す。全ての試験体において、すべり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すべりが増加した。最大せん断力時あたりからコンクリートにひび割れが発生し、すべりの増加とともにひび割れが進展した。

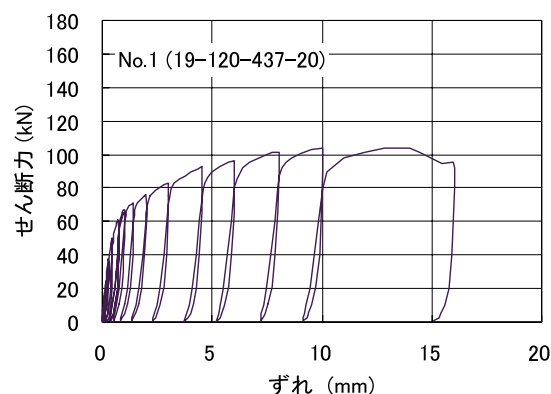


図5 試験体 No.1 のせん断力－すべり関係

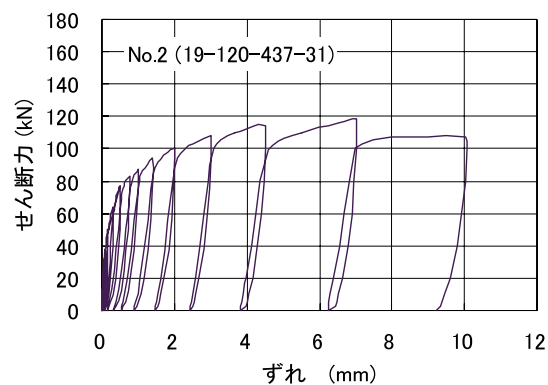


図6 試験体 No.2 のせん断力－すべり関係

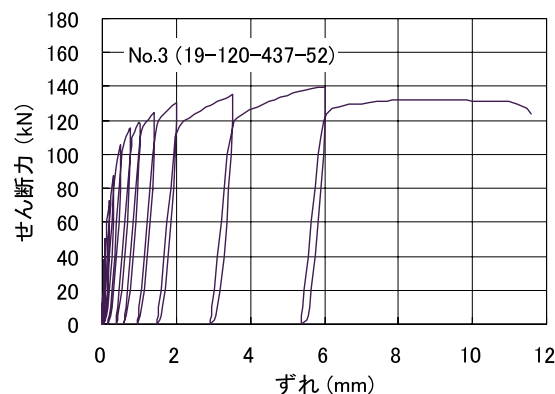


図7 試験体 No.3 のせん断力－すべり関係

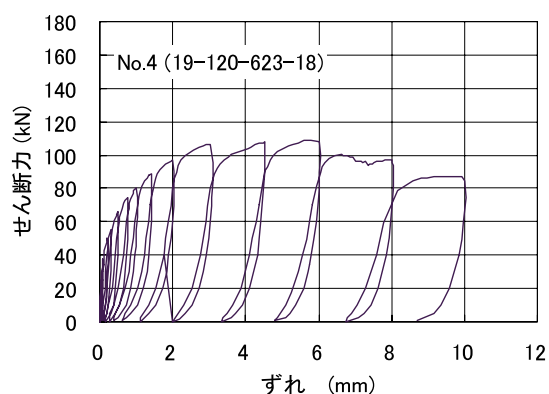


図 8 試験体 No.4 のせん断力－すべり関係

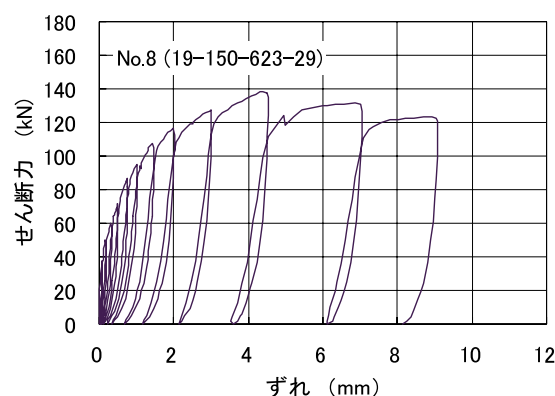


図 12 試験体 No.8 のせん断力－すべり関係

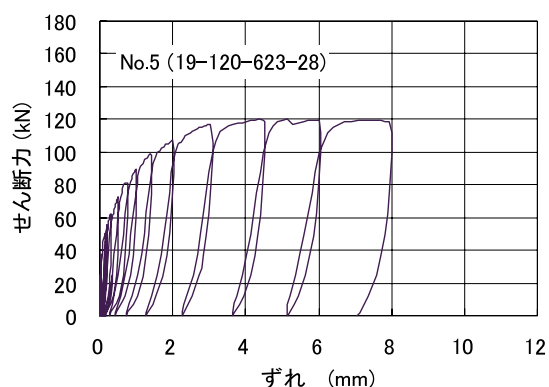


図 9 試験体 No.5 のせん断力－すべり関係

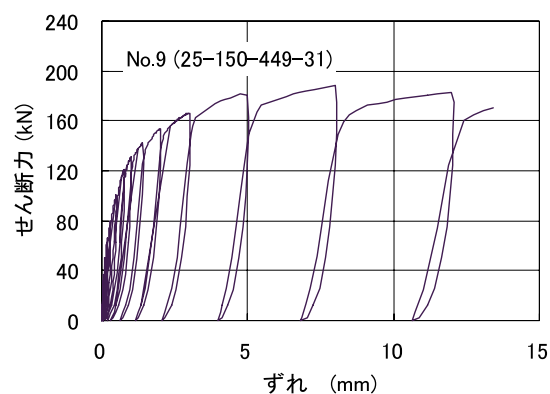


図 13 試験体 No.9 のせん断力－すべり関係

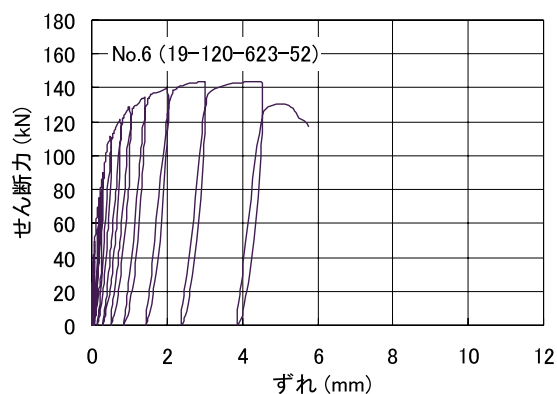


図 10 試験体 No.6 のせん断力－すべり関係

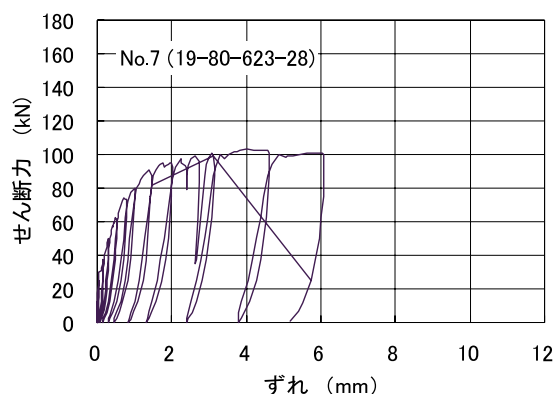


図 11 試験体 No.7 のせん断力－すべり関係

スタッドの破断は、試験体 No.6 のすべり量が約 6mm の時のみに発生した。この試験体では、図 10 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.2 (式(2) / 式(1)=0.93)および No.3 (式(2) / 式(1)=0.73)においても破断は生じなかった。

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。試験体 No.2 および試験体 No.3 の計算値は、スタッドの引張耐力(式(2))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 0.97 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.2 における実験値と計算値との比は 0.96 であったが、図 6 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.9 はスタッド軸径が 25mm であるが、試験体の H 形鋼フランジ厚は他の試験体と同じ 12mm としたため、スタッド軸径に対してフランジ

厚が相対的に薄いために、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 セン断耐力

試験体 番号	試験体名 ($\phi-h-f_{su}-f'_c$)	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	19-120-437-20	107.5	103.9	0.97
No.2	19-120-437-31	123.9	118.5	0.96
No.3	19-120-437-53	123.9	139.8	1.13
No.4	19-120-623-18	104.5	108.8	1.04
No.5	19-120-623-28	126.3	120.5	0.95
No.6	19-120-623-52	169.7	143.8	0.85
No.7	19-80-623-29	106.1	103.0	0.97
No.8	19-150-623-29	141.8	138.5	0.98
No.9	25-150-449-31	217.2	188.1	0.87

4.3 セン断力－すべり関係

a) 定式化の方針

スタッドの変形挙動は、スタッドおよびコンクリートのそれぞれの特性が相互に影響を及ぼしあうことや鋼板とコンクリートの摩擦などのために、複雑なものとなることが予想される。したがって、せん断力－すべり関係の式として、変形メカニズムを考えたものを構築するのもよいが、本研究では、設計や照査に用いることを念頭において、簡便な形の式とすることとする。具体的には、式(3)で表される Ollgaard らの指数関数式の形を用いることを試みる。Ollgaard らの式には係数がふたつあるので、コンクリート強度、スタッド強度、スタッドの高さ／軸径の影響は、それらの係数の値を変えることによって対応するのである。すなわち、式(5)の係数 k_1 および k_2 を条件によって変えることを考える。

$$V = V_u(1 - e^{-k_1 \delta})^{k_2} \quad (5)$$

b) スタッド軸径の影響

スタッドの高さ／軸径など他の条件がほぼ同じで、スタッドの軸径が異なる試験体である No.2 と No.9 のせん断力－すべり関係の包絡線を図 14 に示す。当然のことながら、スタッド軸径が大きい方のせん断力が大きくになっている。なお、図中の曲線は、後述する提案式を示すものである。また、軸径が 9.5mm の過去の実験結果⁵⁾と提案式も示す。

ここで、せん断力－すべり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 V をせん断耐力 V_u で除して正規化する。図 15 は、縦軸をせん断耐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、せん断耐力に対するせん断力の比とすべり量の関係では、すべり量はスタッド軸

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⁸⁾。すなわち、すべり量をスタッド軸径で除して正規化し、せん断力－すべり関係を検討するのが良いことが分かる。

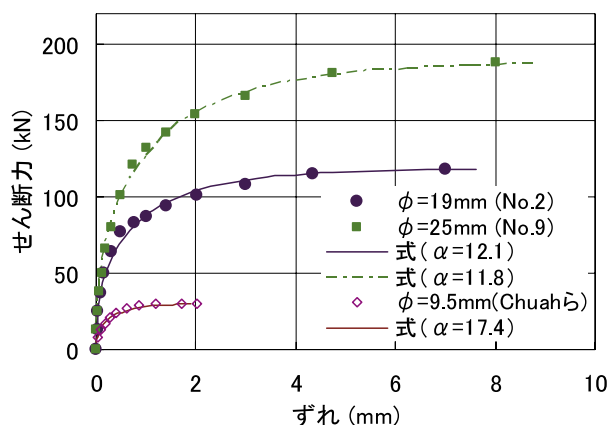


図 14 スタッド軸径が異なる時のせん断力－すべり曲線

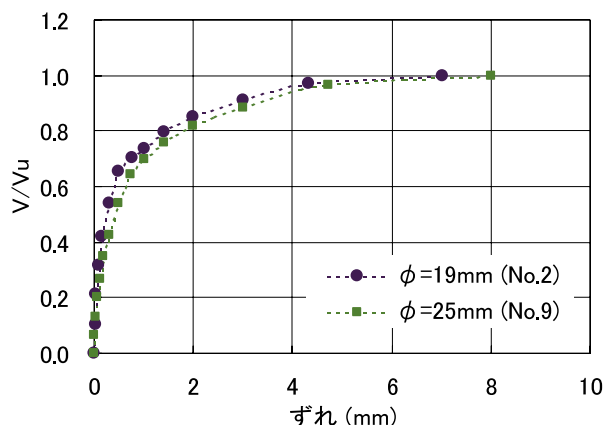


図 15 スタッド軸径が異なる時の V/V_u とすべりとの関係

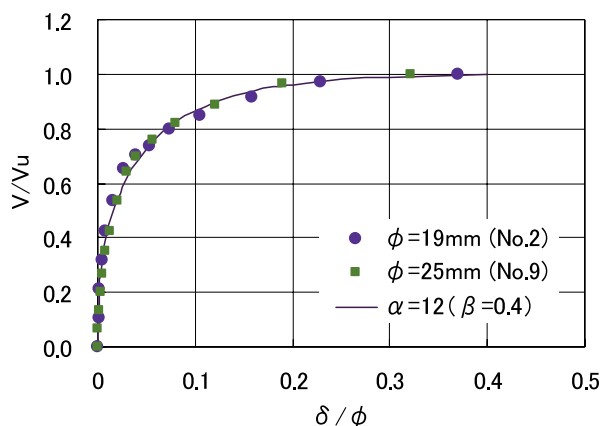


図 16 スタッド軸径が異なる時の V/V_u と δ/ϕ との関係

せん断力をせん断耐力で、すべり量をスタッド軸径で正規化したせん断力－すべり関係を図 16 に示す。スタッド軸径が 19mm と 25mm のせん断力－すべり曲線がほぼ重なっている。このことから、せん断力をせん断耐力で除し、すべり量をスタッド軸径で除すことで、せん断力－すべり関係はスタッド軸径の違いにかかわらず一つの式で表すことができると言える。したがって、以降はすべり量 δ をスタッド軸径 ϕ で除した δ/ϕ ですべり変位を表し、式は式(6)の形とする。

$$V = V_u(1 - e^{-\alpha \delta / \phi})^\beta \quad (6)$$

図 16 の線は、式(6)の係数 β として Ollgaard らの提案である 0.4 を使い、 α を 12 とした時のものを示している。実験結果に合う β としては、0.4 よりもやや小さいものがよい結果となったが、丸い数字とするために Ollgaard らの値を用いた。 β を Ollgaard らの値である 0.4 とし、 α を 12 とすることによって、実験結果をほぼ表すことができている。

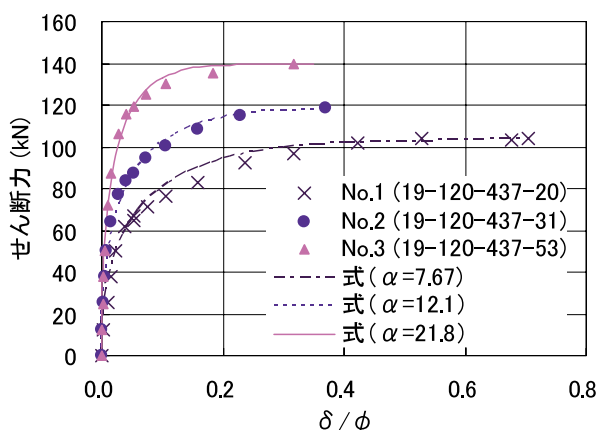


図17 コンクリート強度が異なる時のせん断力－すべり曲線（スタッド強度 = 437 N/mm²）

c) コンクリート強度の影響

コンクリート強度が異なる時のせん断力－すべり曲線を図 17 および図 18 に示す。コンクリート強度が大きいほど、最大せん断力が大きくなっているが、スタッドの強度にかかわらず、せん断力が約 60 kN までは、すべりの絶対値に大きな差はない結果となっている。なお、図中の曲線は、後述する提案式を示している。

せん断力－すべり曲線の形状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 19 および図 20 に示す。

最大せん断力の半分程度までの見かけの初期剛性は、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、強度が大きいほど見かけの接線剛性が小さくなる時の V/V_u が大きくなっている。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

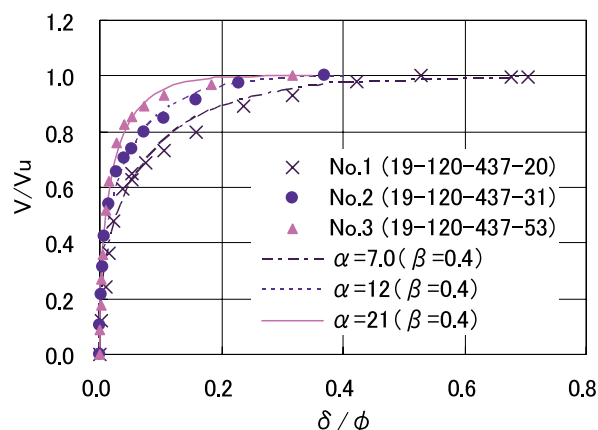


図19 コンクリート強度が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係（スタッド強度 = 437 N/mm²）

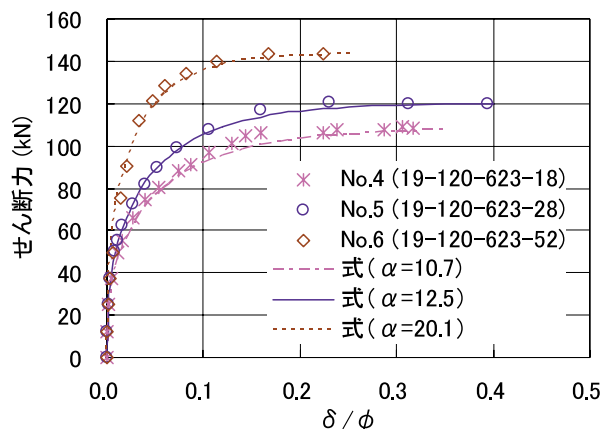


図18 コンクリート強度が異なる時のせん断力－すべり曲線（スタッド強度 = 623 N/mm²）

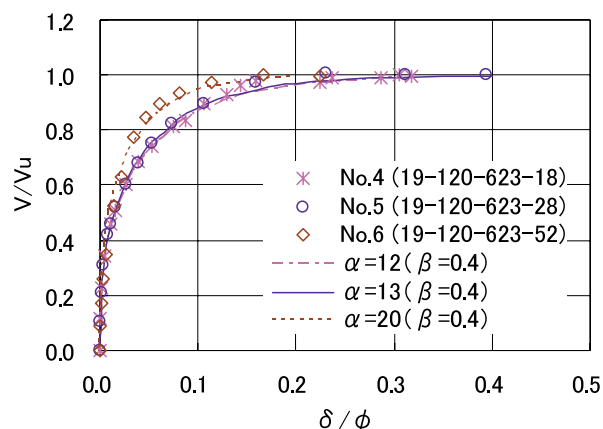


図20 コンクリート強度が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係（スタッド強度 = 623 N/mm²）

から急激な塑性状態となるためだと思われる。すなわち、曲線形状は、式(1)と式(2)の比に関係しそうであることが分かる。

図 19 の一点鎖線、破線および実線は、 β を 0.4 とした時に、試験体 No.1、No.2 および No.3 の実験結果に合うように、 α をそれぞれ 7.0、12 および 21 としたものである。また、図 20 の線は、同様に、試験体 No.4、No.5 および No.6 に対して α をそれぞれ 12、13 および 20 としたものである。前述の図 16 に示される試験体 No.2 および No.9 と同様に、試験体 No.1 から No.6 についても、 β を Ollgaard らの値である 0.4 として、 α を変えることによって実験結果をほぼ表すことができる。しかし、コンクリート強度およびスタッド強度が小さい試験体 No.1 については、 β を 0.4 とした時には、必ずしも実験結果を精度よく表すことはできない結果となった。なお、この実験結果に最も良く合う係数は、 β が 0.3 で α が 5 であった。

d) スタッドの高さ／軸径の影響

スタッドの高さ／軸径が異なる試験体 No.5、No.7 および No.8 のせん断力－すべり関係を図 21 に示す。既往の研究結果にあるように、スタッドの高さ／軸径が大きいほど、せん断力は大きくなっている。なお、図中の線は、後述する提案式を表している。

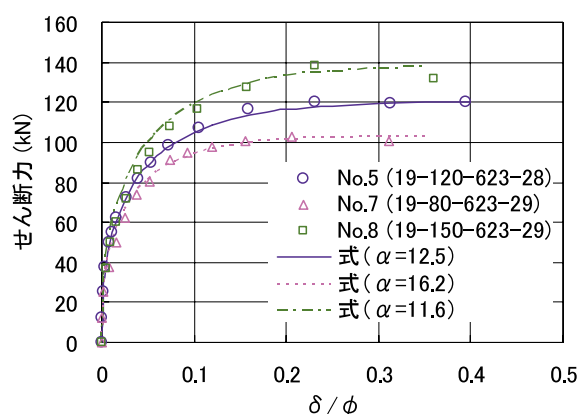


図 21 スタッドの高さ／軸径が異なる時のせん断力－すべり曲線

せん断力－すべり曲線に及ぼすスタッドの高さ／軸径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 22 に示す。スタッドの高さ／軸径の影響としては、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見かけの接線剛性が小さくなる V/V_u が大きくなっている。これらの試験体は、式(2)／式(1)の値が 1.25 から 1.66 で、式(2)のスタッドの引張耐力に余裕が

あるものであるが、式(2)／式(1)の値が大きいほど、言い換えれば式(1)と式(2)の差が大きいほど係数 α が大きくなる結果となっている。

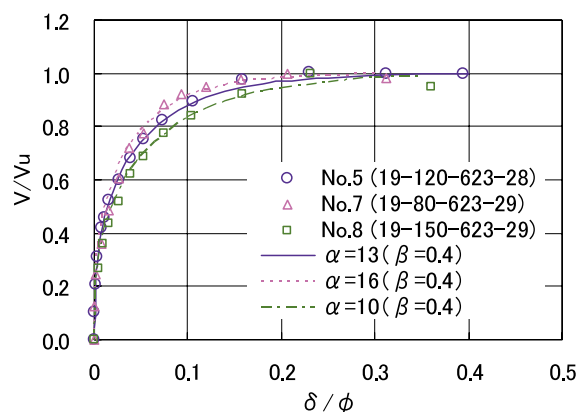


図 22 スタッド高さ／軸径が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係

図 22 の破線および一点鎖線は、試験体 No.7 および試験体 No.8 に対して、 β を 0.4 とした時にそれらの実験結果に合うように、 α をそれぞれ 16 と 10 としたものである。前述の試験体 No.1 から No.6 および No.9 と同様に、試験体 No.7 および No.8 についても、 β を Ollgaard らの値である 0.4 として、 α を変えることによって実験結果をほぼ表すことができる。

以上のことから、すべての試験体において、せん断力－すべり曲線は、係数 β を 0.4 とし、 α を変えることによって表すことができることが分かる。

e) 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の高さ／軸径が同じ試験体である No.1 および No.4 のせん断力－すべり曲線を図 23 に、No.2 および No.5 のものを図 24 に、No.3 および No.6 のものを図 25 に示す。

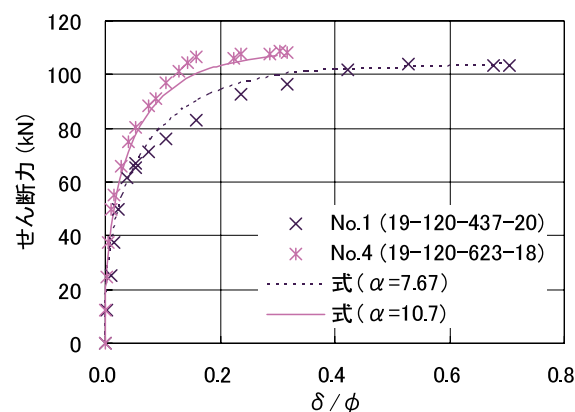


図 23 スタッドの強度が異なる時のせん断力－すべり曲線(コンクリート強度 = 20 N/mm²)

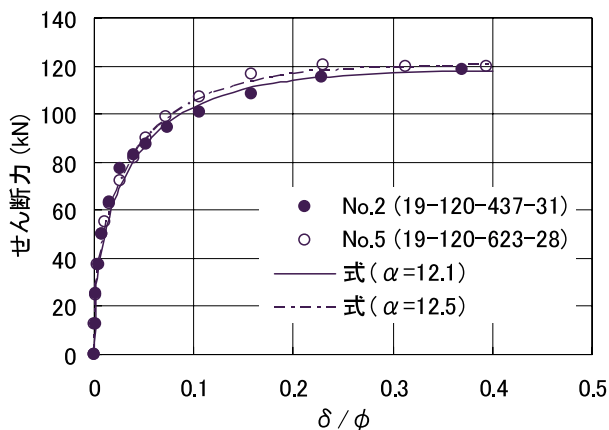


図 24 スタッ드의強度が異なる時のせん断力－すべり曲線(コンクリート強度 = 30 N/mm²)

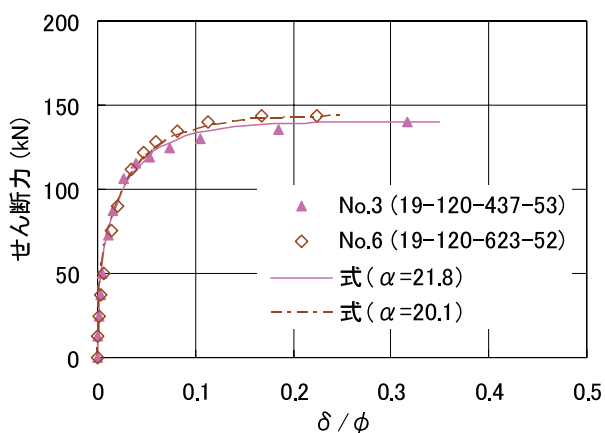


図 25 スタッ드의強度が異なる時のせん断力－すべり曲線(コンクリート強度 = 50 N/mm²)

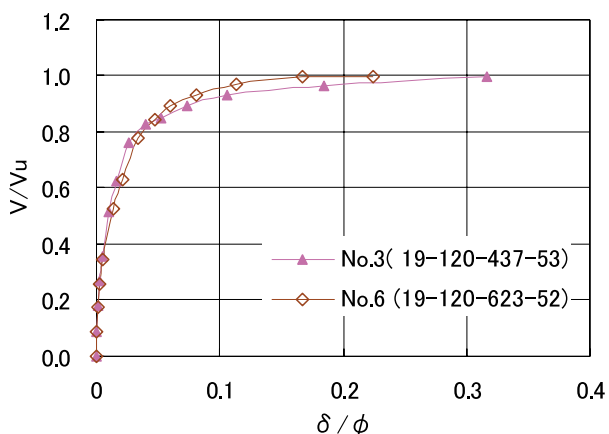


図 26 スタッ드의強度が異なる時の V/V_u と δ/ϕ の関係(コンクリート強度 = 50 N/mm²)

図 23 の No.1 および No.4 においては、式(2)/式(1)がそれぞれ 1.15 と 1.69 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 50%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 24 の No.2 および No.5 においては、式(2)/式(1)がそれぞれ 0.93 と 1.40 であって、ほぼ 1 と 1 以上であるので、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。それ以降は、スタッドの強度が小さい方の剛性がやや小さくなっている。

図 25 の No.3 および No.6 においては、式(2)/式(1)がそれぞれ 0.73 と 1.04 であり、耐力の設計値は 123.9kN と 169.7kN であるが、耐力の実験結果は計算値ほどは差がない結果となった。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 25 に対して、縦軸をせん断力／最大せん断力としたものを図 26 に示す。図 23 および図 24 のコンクリート強度がより小さいものと同様に、スタッド強度が小さいものの剛性が小さくなっているが、その差は大きくない。

f) 定式化

以上のように、各試験体の実験結果において、せん断力を最大せん断力で除した V/V_u とすべりをスタッド軸径で除した δ/ϕ との関係に対して、Ollgaard らの式の係数のフィッティングを試みた結果、係数 β は条件によって変えずに Ollgaard らの値である 0.4 を用い、係数 α だけを変えることで試験体の曲線を表すことができることが判明した。各試験体における実験結果に対する α 値の最適値を実験値として表 5 の中央部に示す。なお、Ollgaard らの式を式(6)の形にした場合、 α の値は 13.5 となる。

表 5 α 値の実験値と計算値

試験体番号	試験体名	実験値	計算値		
		α_{exp}	α_0	k	α
No.1	19-120-437-20	7.0	7.5	1.03	7.67
No.2	19-120-437-31	12	12.0	1.01	12.1
No.3	19-120-437-53	21	20.1	1.08	21.8
No.4	19-120-623-18	12	7.0	1.52	10.7
No.5	19-120-623-28	13	10.6	1.18	12.5
No.6	19-120-623-52	20	20.0	1.00	20.1
No.7	19-80-623-29	16	10.9	1.49	16.2
No.8	19-150-623-29	10	10.9	1.07	11.6
No.9	25-150-449-31	12	11.8	1.00	11.8

表5から、 α 値の実験結果 α_{exp} は、コンクリート強度が大きいものが大となっていることが分かる。そこで、 α_{exp} とコンクリート強度との関係を図27に示す。コンクリート強度が同じでも、他の条件によって α_{exp} は異なるが、他の条件による差はコンクリート強度の影響に比べて小さくなっている。また、上述の実験結果の考察から、せん断力-すべり関係の曲線の形は、式(1)で表されるコンクリート破壊に対して式(2)で表されるスタッドの強度が十分にあれば α_{exp} が大きくなること、逆に式(2)の耐力に対して式(1)の耐力が大きい場合にも α_{exp} は大となることが分かっている。そこで、 α 値の式は、式(7)に示すように、まずコンクリート強度の関数 α_0 とし、その他の条件の影響を表す係数 k を導入する。

$$\alpha = k \alpha_0 \quad (7)$$

コンクリート強度の関数とする α_0 は、式(2)/式(1)の値が1の時に最も小さくなることから、式(2)/式(1)の値が1の時の α とする。すなわち、図27の下限を表す式となる。ここでは、図27に線で示すような式(8)を用いる。

$$\alpha_0 = 11.5 \frac{f'_c}{f_{c0}} \quad (8)$$

ここで、 f'_c はコンクリート圧縮強度(N/mm²)

f_{c0}' は 30 N/mm²

である。

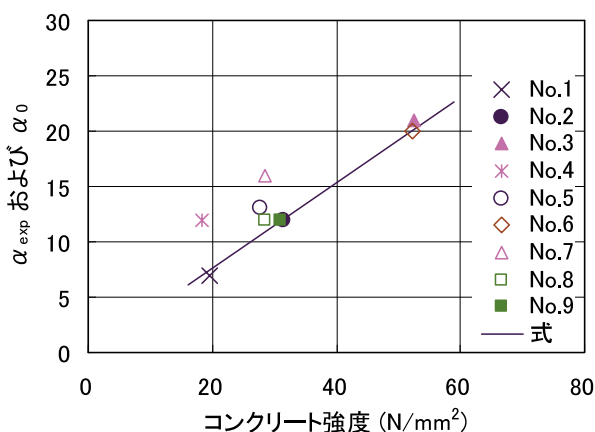


図27 α_{exp} および α_0 とコンクリート強度との関係

式(2)/式(1)の値を耐力比 γ と定義し、横軸に耐力比 γ および縦軸に α の実験値 α_{exp} を式(8)の値で除した係数 k を取ったものを図28に示す。試験体No.1を除き、耐力比の1を中心として、耐力比が大ききおよび小さくなるほど係数 k の値は大きくなっている。

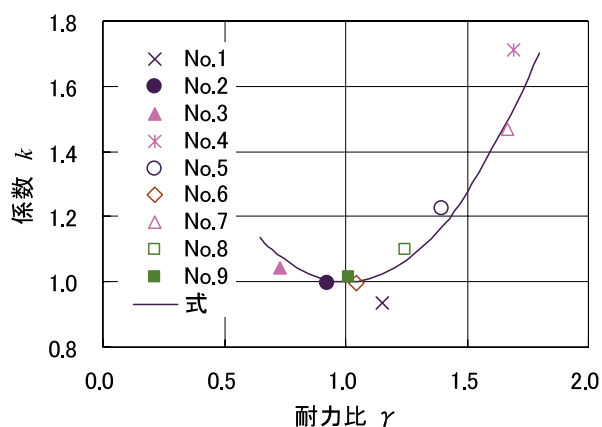


図28 係数 k と耐力比 γ との関係

係数 k の定式化に関しては、座標(1,1)を原点とした2直線で近似することも考えられるが、耐力比 γ の値が1の近傍において係数 k の変化率が不連続にならないようにすることおよびひとつの式で表すことを考慮して、ここでは座標(1,1)を頂点とする n 次関数を用いることとする。実験結果に合う関数のひとつとして、ここでは、図28に線で示すような式(9)で表される二次関数を用いることとする。

$$k = 1.1(\gamma - 1)^2 + 1 \quad (9)$$

ここで、 γ は耐力比で、式(2)/式(1)の値である。

式(7)～(9)による係数 α_0 、 k および α の計算値を表5の右部分に示す。また、係数 α の実験値と計算値の比較を図29に示す。両者から計算値は実験値とほぼ一致していることが分かる。

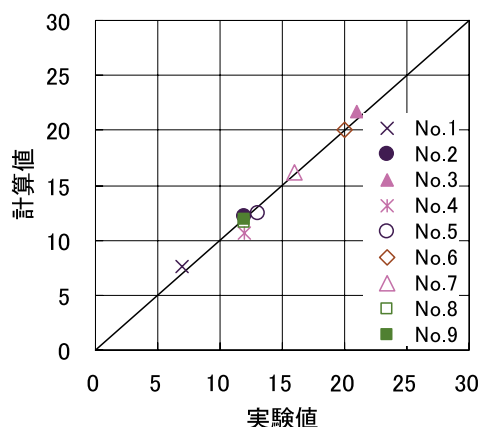


図29 係数 α の実験値と計算値の比較

各試験体におけるせん断力-すべり曲線の実験結果と提案式との比較をNo.1に関しては図17および図23、No.2に関しては図14、図17および図24、No.3に関しては図17および図25、No.4に関しては図18および図23、No.5に関しては図18、図21

および図 24、No.6 に関しては図 18 および図 25、No.7 および No.8 に関しては図 21、No.9 に関しては図 14 に示す。また、今回の実験においては、スタッドの軸径を 19mm と 25mm としたが、より細径のスタッドへの適合性を見るために、軸径が 9.5mm のスタッドを用いた Chuah らの実験⁵⁾の普通コンクリート(試験体 No.7)のものの実験結果と提案式との比較を図 14 に示す。Chuah らの試験体 No.7 に提案式を用いると、 α 値は 17.4 となる。それぞれ、式は実験結果を表すことができていると思われる。

前にも述べたが、Ollgaard らの式における α 値は条件の違いにかかわらず 13.5 の一定値であり、適用範囲が限られている。今回の結果は、スタッド軸径の違いを考慮することができ、さらに、コンクリート強度、スタッドの高さ／軸径、スタッド強度の違いによる影響を α 値として約 7 ～ 20 の範囲で表すことができおり、Ollgaard らの式よりも適用範囲が広く、精度の良い式が提示できたと考えている。

5. 結論

本研究の実験結果から以下の結論を得た。

- (1) せん断力－すべり関係に及ぼすスタッド軸径の影響については、せん断力をせん断耐力で除し、すべりをスタッド軸径で除すことで、せん断力－すべり関係はスタッド軸径の違いにかかわらず一つの式で表すことができる。
- (2) せん断力－すべり関係をせん断力／最大せん断力(V/V_u)とすべり／スタッド軸径(δ/ϕ)との関係として表すとき、曲線の形はコンクリート強度によって異なり、強度が大きいほど剛性が低下し始める時の V/V_u が大きい。
- (3) スタッドの高さ／軸径の影響としては、せん断耐力の小さいものが剛性が低下し始める時の V/V_u が大きい。
- (4) 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い。
- (5) 以上の各要因の影響を表すことができるせん断力－すべり関係の包絡線式として、

$$V = V_u (1 - e^{-\alpha \delta / \phi})^{2/5}$$

$$\alpha = 11.5 \left\{ 1.1(\gamma - 1)^2 + 1 \right\} f_c' / f_{c0}'$$

を提案した。

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学内共同研究の一部です。

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)四国工場にして頂き、高強度スタッドはピーシー橋梁(株)にご提供頂きました。実験の実施にあたっては、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協力頂きました。関係者の皆様に謝意を表します。

文献

- 1) 平城弘一、松井繁之、福本嘸士：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、1989.3。
- 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) 鋼・合成構造標準示方書[設計編]、土木学会、p.258、2007。
- 4) Ollgaard, J., Roger, R. and Fisher, J. : Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, *AISC Engineering Journal*, pp.55-64, April 1971.
- 5) Chuah, C., Shima, H., Noritake, K. and Kumagai, S. : 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。
- 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) 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。
- 8) 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。
- 9) 笠井裕次、河村哲男、大下英吉：スタッド付き鋼・コンクリート界面の付着性状に及ぼす側圧効果の影響に関する研究、コンクリート工学論文集、第 13 巻第 2 号、pp.1-13、2002.5。

Equation for Load-Slip Relationships of Headed Stud Connector in Steel Concrete Composite Structures

Hiroshi Shima

Faculty of Engineering, Kochi University of Technology
185 Miyanokuchi, Tosayamada, Kami city, Kochi 782-8502 JAPAN

E-mail: shima.hiroshii@kochi-tech.ac.jp

Abstract: Formulation for load-slip relationship of shear connector is necessary to rational design of composite structures. Pushout tests of headed stud connector were carried out under various stud diameter, stud strength, stud height/diameter ratio and concrete strength. Load-slip relationship can be represented by one equation with dividing shear force by shear strength and slip by stud diameter. The form of load-slip relationship depends on concrete strength, stud height/diameter ratio and stud strength. Equations for the enveloped curve of load-slip relationship taking account of these effects were proposed.