

論文 接合鉄筋およびスタッドによるせん断伝達挙動に関する研究

津田 和明*1

要旨：接合鉄筋およびスタッドによりせん断伝達を行う場合のせん断力～すべり変位関係の半理論的算定方法を考案し、同手法を用いてパラメトリックスタディーを行い、現設計手法に関して考察を行った。その結果、現設計手法で用いている終局強度算定式では、場合によっては強度を高めめに算定すること、また、算定強度が妥当であっても、その強度発揮時のすべり変位がかなり大きくなる場合があることが分った。特にスタッドを用いる場合には、スタッドがF値を有しないことが大きな問題であることを指摘した。

キーワード：接合鉄筋, スタッド, せん断強度, F値, 曲げ降伏, ソイルセメント

1. はじめに

コンクリートブロック間を接合鉄筋で、コンクリートと鋼板間をスタッドでせん断伝達させる場合の現状の設計法は、それぞれの終局強度を求め、それに安全率を乗じることとしており、強度を発揮する時のすべり変形や、強度を発揮するまでに生じる事象に関しては、考慮されていない。部材間の強度時のすべり変形が大きい場合には、建物は設計で期待したエネルギーを吸収できない可能性もある。建築関係の終局強度は、スタッドが「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁾に示された Fisher 式で、接合鉄筋の場合は「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説」²⁾で採用された Vintzēleou らの提案式³⁾で算定されることが多いようである。これら終局強度式に関しても、スタッドの場合は既往研究^{例えは 4)}において種々の検討が行われており、ほぼ妥当な評価を与えることは分っているが、接合鉄筋の終局強度に関しては、第三者による検証はほとんど行われていない。

上述のような背景を受け、接合鉄筋、スタッドを用いた場合の弾性から終局強度に至るまでのせん断力～すべり変位関係の算定法を考案し、現在の設計法の考察を行った。本算定法は、弾性支承梁理論を応用した半理論的手法であり、コンクリートが割裂破壊する場合は対象としていない。

2. 接合鉄筋によるせん断伝達挙動

2.1 Vintzēleou らの強度式

接合鉄筋の弾性支承梁モデルでの応力状態を図-1に示す。Vintzēleou らは、同図における接合面から ℓ までの区間のコンクリートの圧縮応力度が、終局強度到達時(接合鉄筋の曲げ降伏時)には支圧強度 $5\sigma_B$ (σ_B : コン

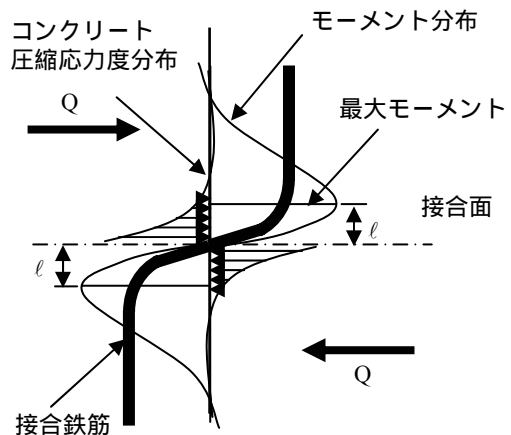


図-1 弾性支承梁モデルの応力状態

クリート一軸圧縮強度)に達しており、この区間の反力が作用せん断力と釣り合うと仮定して、終局強度式(1)を導いている。支圧強度に関する根拠は希薄であるが、モデルは単純かつ明解である。

$$Q_u = 1.30d^2 \sqrt{\sigma_B \sigma_y} \quad (1)$$

上式中、 d は接合鉄筋径、 σ_y は接合鉄筋の降伏強度である。この式を用い、「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説」²⁾では、架構が曲げ降伏機構を形成した時、または終局限界状態に達した時において、この式に対する割増係数は 1.0 以上で良いとしている。

2.2 本提案手法

接合鉄筋を用いた場合の接合面のせん断力～すべり変位関係を算定する本提案手法は、弾性支承梁理論を応用した半理論的手法で、中野らの手法⁵⁾を簡略化したものであり、既に文献 6)で報告した。本提案手法は、弾性限界(第一折れ点: Q_I, δ_I), 接合鉄筋の曲げ降伏(第二

*1 大林組技術研究所 博士(工学) (正会員)

折れ点： Q_2, δ_2)の事象を考慮して、3折れ線型で表した。弾性限界は、接合鉄筋の曲げ降伏時せん断力の1/3に達した時とした。曲げ降伏以降は、その時のせん断力を維持すると仮定している。なお、ここに示す式の単位はSI単位系であり、応力はN、変位、長さはmmである。

$$Q_1 = \frac{Q_u}{3} \quad (2)$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{E_s I_s \beta_1^3} \quad (3)$$

$$Q_2 = Q_u \quad (4)$$

$$\delta_2 = \frac{Q_2}{E_s I_s \beta_2^3} \quad (5)$$

$$Q_u = \min \left(\frac{\beta_1 M_y}{0.3224}, \sqrt{\frac{3\pi d \sigma_B M_y}{4 \times 0.3224}} \right) \quad (6)$$

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{0.35dE_c}{E_s I_s}} \quad (7)$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{0.005dE_c}{E_s I_s}} \quad (8)$$

$$M_y = \frac{d^3 \sigma_y}{6} \quad (9)$$

$$I_s = \frac{\pi d^4}{64} \quad (10)$$

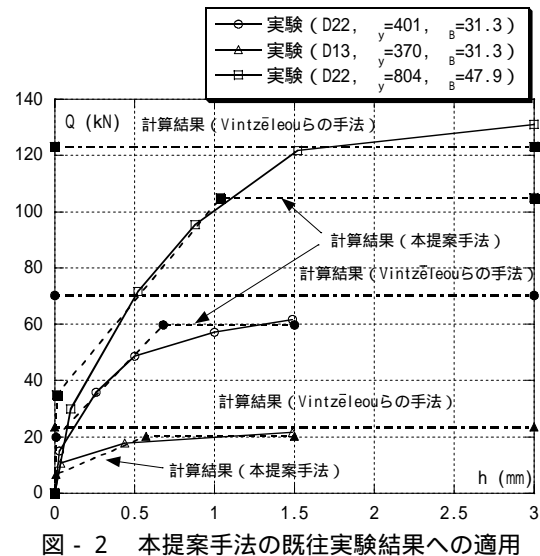
上式中、 E_s, E_c は接合鉄筋とコンクリートのヤング係数である。

弾性支承梁モデル(支承バネ剛性： k_c)における特性係数 β (理論解は、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_c}{4E_s I_s}}$)は、既往実験結果と

対応するように定めた。第一折れ点時においては、コンクリートは弾性に近似した状態であると考え、その変位を求める際のコンクリートのヤング係数に乗じる係数は大きくし、第二折れ点時においては、塑性化が進行していると考え、小さめの係数を与えている。式(6)の終局強度式(接合鉄筋曲げ降伏時)の前者は、弾性支承梁理論における理論式であり、後者は図-1の ℓ の区間のコンクリートの圧縮応力度が平均で $3\sigma_B$ に達していると仮定して導いた式で、式(11)、(12)より β を消去して求めた。

$$Q_u = \frac{\beta M_y}{0.3224} \quad (11)$$

$$Q_u = \ell d 3\sigma_B = 3 \frac{\pi}{4\beta} d \sigma_B \quad (12)$$



パラメトリックスタディーを行った結果、大半の終局強度は式(6)の后者で決定した。式(6)の后者に、式(9)を代入して整理すると、式(13)が得られる。

$$Q_u = 1.10d^2 \sqrt{\sigma_B \sigma_y} \quad (13)$$

式(13)は、Vintzēleouらの終局強度式(1)を0.85倍した場合と一致する。また、本提案手法において、 ℓ の区間のコンクリートの圧縮応力度が一定とすると、その強度は約 $3.6\sigma_B$ となり、本提案手法の終局強度式は、Vintzēleouらの終局強度式よりもやや小さい値を与えることになる。

2.3 Vintzēleouらの強度式と本提案手法の比較

ここでは、既往実験結果⁵⁾を用いて、本提案手法の精度を検証するとともに、「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説」²⁾に採用されているVintzēleouらの強度式と本提案手法による強度の比較検討を行う。それらの比較を図-2に示す。本提案手法による結果は、接合鉄筋の降伏強度が $\sigma_y=804\text{N/mm}^2$ 、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B=47.9\text{N/mm}^2$ と比較的材料強度が高い場合には、終局強度をやや控えめに評価しているが、弾性状態からせん断力がほぼ一定となる領域まで実験結果と良く対応している。一方、Vintzēleouらの終局強度式で求めた結果は、やや終局強度を大きめに評価する傾向にある。基本的に、本提案手法とVintzēleouらの終局強度式は、接合鉄筋が曲げ降伏する時の強度を算定しており、この事象が生じると、一挙に変位が増大することから、なるべくこの強度は控えめに評価した方が良いと考える。

「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説」²⁾では、架構が曲げ降伏機構を形成した時、または終局限界状態に達した時において、割増係数は1.0以上として、Vintzēleouらの終局強度式を

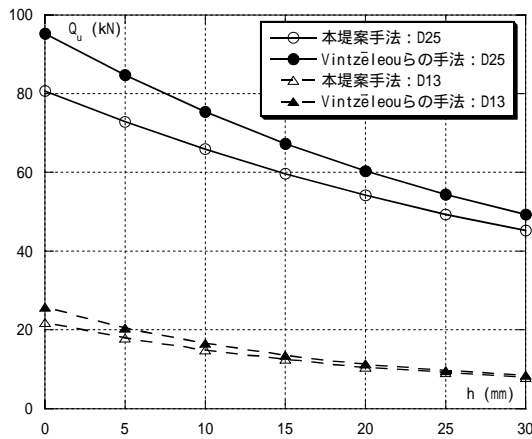


図 - 3 終局強度～接合面のすき間関係の比較

用いているが、同式を用いるに当たっては、もう少し大きな安全率を設定した方が良いと思われる。本式の提案者である Vintzēleou らも CEB-FIP Model Code に準じ、設計に用いる場合には、コンクリートに対し 1.50、鉄筋に対し 1.15 の安全率を設け、式(1)の係数 1.30 を 1.00 とすることとしている³⁾。

2.4 接合面が開いている場合

一般的には、接合面が開いていることはないが、例えば、鉄筋コンクリート造の壁を雑壁として扱いたい場合等では、接合面間に 25mm 程度のすき間を設ける。この場合の接合面の剛性、強度を把握していないと、建物は地震時に設計で予期せぬ捩れ挙動やある層の変形が突出する事象を生じる可能性がある。ここでは、強度の算定方法について論じる。

Vintzēleou らは、接合面間にすき間 ($: h$) が存在する場合の強度式として、式(14)を提案し、実験結果との比較検討によりほぼ妥当な算定式であると報告している³⁾。これと同様な考え方で、筆者も式(15)を考案した。

$$Q_u^2 + 5\sigma_B dh Q_u - 1.7d^4 \sigma_B \sigma_y = 0 \quad (14)$$

$$Q_u = \min(Q_{u1}, Q_{u2}) \quad (15)$$

$$Q_{u1} = \frac{M_y}{\frac{0.3224}{\beta_1} + \frac{h}{2}}$$

$$4 \times 0.3224 Q_{u2}^2 + \frac{3}{2} \pi \sigma_B dh Q_{u2} - \frac{1}{2} \pi d^4 \sigma_B \sigma_y = 0$$

式(15)の后者は、式(14)とほぼ同様な形であり、基本的に、仮定した図 - 1 の区間のコンクリート圧縮応力度分布が異なるだけである。

本提案手法と Vintzēleou らの手法による結果を比較して図 - 3 に示す。図の横軸は、接合面間のすき間である。検討対象とした接合鉄筋は D13 と D25 (両者とも $\sigma_y=380\text{N/mm}^2$)、コンクリート圧縮強度は $\sigma_B=36\text{N/mm}^2$ である。

本提案手法では、コンクリートが支圧強度に達する前の状態 (式(15)の前者) も考慮しているため、Vintzēleou らの手法による結果とやや差異を生じる可能性があると思われたが、比較的、両者の値の差は小さく、その差はすき間が大きくなるほど小さくなる傾向を示した。この結果から、本提案手法は実験による検証は実施していないが、十分な精度を有するものと思われる。剛性に関する検討は、今後行いたいと考えている。

3. スタッドによるせん断伝達挙動

3.1 Fisher らの強度式

Fisher らの強度式を式(16)に示す。「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁾では、この式により、スタッドの終局強度を求めることとしており、鉄骨梁とコンクリートスラブによる合成梁においては、スタッドに作用するせん断力が終局強度以下であれば良いとしている。ただし、式中の $\sqrt{\sigma_B E_c}$ の適用範囲は 500N/mm^2 以上、 900N/mm^2 以下であり、 900N/mm^2 より大きい場合は 900N/mm^2 とすることとしている。これは、 500N/mm^2 より小さい場合は実験データが少なく、その適用性が明確となっていないこと、 900N/mm^2 より大きい場合は実験により強度の頭打ちが確認されていることによる。

$$Q_u = 0.5a_s \sqrt{\sigma_B E_c} \quad (16)$$

上式中、 a_s はスタッド断面積である。

3.2 本提案手法

スタッドを用いた場合の接合面のせん断力～すべり変位関係を算定する本提案手法も、既に文献 6) で報告した。ここでは、その概要と数式を示す。スタッドの場合は 4 折れ線型であり、第一折れ点 (Q_1, δ_1) が弾性限界 (第二折れ点時せん断力の $1/3$ 時)、第二折れ点 (Q_2, δ_2) がスタッド付け根部の曲げ降伏時、第三折れ点 (Q_3, δ_3) がスタッド中腹位置の曲げ降伏時であり、終局点 (Q_4, δ_4) がスタッドの破断時である。第二及び第三折れ点時のスタッドのモーメント分布を図 - 4 に、せん断力～すべり変位関係の算定式を式(17)～(36)に示す。

$$Q_1 = \frac{Q_{y1}}{3} \quad (17)$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{4E_s I_s \beta_1^3} \quad (18)$$

$$Q_2 = Q_{y1} = \min \left(2\beta_1 M_y, \sqrt{\frac{3\pi d \sigma_B M_y}{2}} \right) \quad (19)$$

$$M_y = \frac{d^3 \sigma_y}{6} \quad (20)$$

$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{\alpha \times \gamma_1 \times d E_c}{E_s I_s}} \quad (21)$$

$$\delta_2 = \frac{Q_2}{4 E_s I_s \beta_2^3} \quad (22)$$

$$\beta_2 = 4 \sqrt{\frac{\alpha \times \gamma_2 \times d E_c}{E_s I_s}} \quad (23)$$

$$Q_3 = Q_{y1} + Q_{y2} \quad (24)$$

$$\delta_3 = \delta_2 + \delta_{3d} \quad (25)$$

$$Q_{y2} = \sqrt{\frac{3 \pi d \sigma_B M_y}{4 \times 0.3224}} \quad (26)$$

$$\delta_{3d} = \frac{Q_{y2}}{2 E_s I_s \beta_2^3} \quad (27)$$

$$Q_4 = \begin{cases} Q_3 + Q_u & Q_3 + Q_u \leq 3.5 \sigma_B d \times 2 \ell \\ Q_{bu} & Q_3 + Q_u > 3.5 \sigma_B d \times 2 \ell \end{cases} \quad (28)$$

ただし、 $Q_4 \leq Q_{bu}$

$$\delta_4 = \begin{cases} \delta_3 + \delta_{u1} & Q_4 = Q_3 + Q_u \\ \delta_{u2} & Q_4 = Q_{bu} \end{cases} \quad (29)$$

$$Q_{bu} = A_s \sigma_u \quad (30)$$

$$Q_u = A_s (\sigma_u - \sigma_y) \quad (31)$$

$$A_s = \frac{\pi d^2}{4} \quad (32)$$

$$\delta_{u1} = \varepsilon_u \ell \quad (33)$$

$$\delta_{u2} = \varepsilon_u (H - 10) \quad (34)$$

$$\varepsilon_u = \frac{\sigma_u - \sigma_y}{0.01 E_s} \quad (35)$$

$$\ell = \frac{\pi}{4 \beta_2} \quad (36)$$

上式中、 d 、 H 、 σ_y 、 σ_u 、 E_s 、 I_s はスタッドの径、高さ、降伏強度、引張強度、ヤング係数および断面二次モーメントで、式(34)中の 10 はスタッド頭部の厚さである。 γ_1 、 γ_2 はコンクリートの塑性化を表す係数で、接合鉄筋の算定式と対応するよう、 $\gamma_1=0.07$ 、 $\gamma_2=0.001$ とした。また、 α はコンクリート打設方向と加力方向の組合せで定まる係数であり、既往実験結果から図 - 5 の様に定めた。

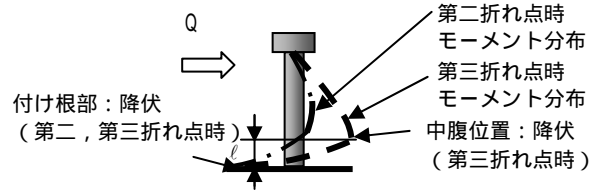


図 - 4 スタッドに生じるモーメント分布

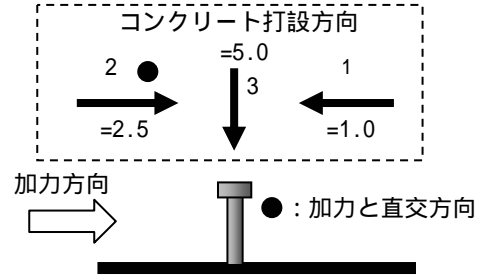


図 - 5 コンクリート打設方向と

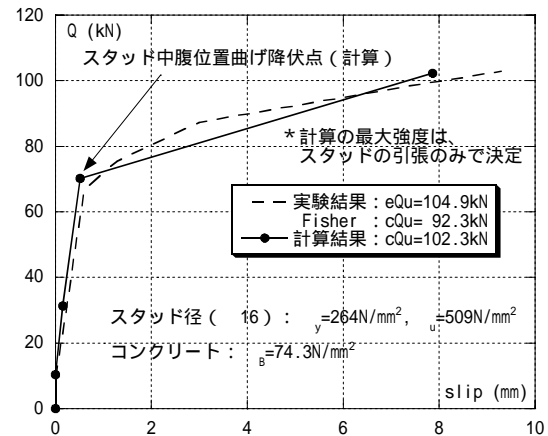


図 - 6 実験結果と計算結果の比較例

本提案手法が十分な精度を有することは、文献 6) に報告している。本提案手法を既往実験結果 7) に適用した例を図 - 6 に示す。

3.3 Fisher らの強度式と本提案手法の比較

ここでは、「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁾に採用されている Fisher 式と本提案手法の比較検討を行う。

比較は 3 ケース行った。全ケースとも、スタッド径は 22 と 9 である。case 1 では、スタッドは降伏強度 $\sigma_y=280\text{N/mm}^2$ 、引張強度 $\sigma_u=450\text{N/mm}^2$ で、一般的に多用されている材種とし、コンクリート圧縮強度は $\sigma_B=30\text{N/mm}^2$ とした。case 2 では、スタッドは降伏強度 $\sigma_y=630\text{N/mm}^2$ 、引張強度 $\sigma_u=900\text{N/mm}^2$ と高強度とし、コンクリート圧縮強度は $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$ とした。case 1、case 2 のコンクリートのヤング係数は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁸⁾より求めた。case 3 では、スタッドの材種は case 1 と同じとし、ソイルセメントとの組合せとした。ソイルセメントは比較的高強度を対象とし、圧縮強度を $\sigma_B=10\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数は $E_c=100\sigma_B$ と

した。

Fisher 式と本提案手法の比較を図 - 7 に示す。case 1, case 2 において, 本提案手法による結果では, 加力方向とコンクリート打設方向の組合せを表す係数 α の変化に対し, 第三と第四勾配の関係が逆転している場合がある。これは, 本提案手法では, スタッドの中腹位置の曲げ降伏後の次に終局強度点を求め, それらポイントを結んでいるため, 実際の挙動とはやや異なる可能性はあるが, 終局強度点の強度, すべり変位はほぼ妥当であると考えている。case 3 においては, 本提案手法は第三折れ点までを示した。これは, ソイルセメントの圧縮強度がかなり低く, スタッド破断前にソイルセメントが割裂破壊する可能性が高いと判断したことによる。

case 1 の結果を見ると, 本提案手法による終局強度は, Fisher 式よりも小さくなる場合があることが分る。また, 終局強度がほぼ対応する場合は, その強度発現時のすべり変位がかなり大きくなることを示している。特に, 本提案手法において, スタッドの中腹位置の曲げ降伏点である第三折れ点以降では剛性がかなり小さく, 変形の増大量が大きい。この結果から判断すると, 本提案手法の第三折れ点以降では, すべり変位を制御することが困難となる場合があると思われ, 制御できない場合には, 建物は地震時に設計で想定していない挙動をする可能性がある。よって, スタッドの負担せん断力は本提案手法の比較的安定している第三折れ点以下とすることが肝要と考える。このためには, 現在定められていないスタッドの F 値が必要となる。

case 2 の結果を見ると, 本提案手法による結果の傾向は case 1 とほぼ同様であるが, 終局強度に着目すると, 本提案手法による結果に比べ, Fisher 式による結果はかなり小さい。これは, Fisher 式において, $\sqrt{\sigma_B E_c}$ が, 900 N/mm² より大きい場合は 900 N/mm² としているため, 通常スタッドの引張強度がほぼ $\sigma_u=450\text{N/mm}^2$ であることと対応する。つまり, 比較的高強度のコンクリートとスタッドの組合せに対しては, Fisher 式は対応していないと言える。このような高強度材料を用い, 比較的すべり変位を許容できる場合には, 本提案手法に準じて終局強度を算定すれば良い。ただし, 本提案手法では, コンクリートの割裂破壊は対象外としているため, その現象が生じる可能性がある場合には別途検討が必要である。

case 3 の結果においても, 終局強度に着目すると, Fisher 式による結果は本提案手法による結果よりもかなり小さい。これは, ソイルセメントのヤング係数が小さく, Fisher 式の適用範囲を逸脱していることに起因する。本提案手法は, 半理論的な手法であり, ソイルセメント

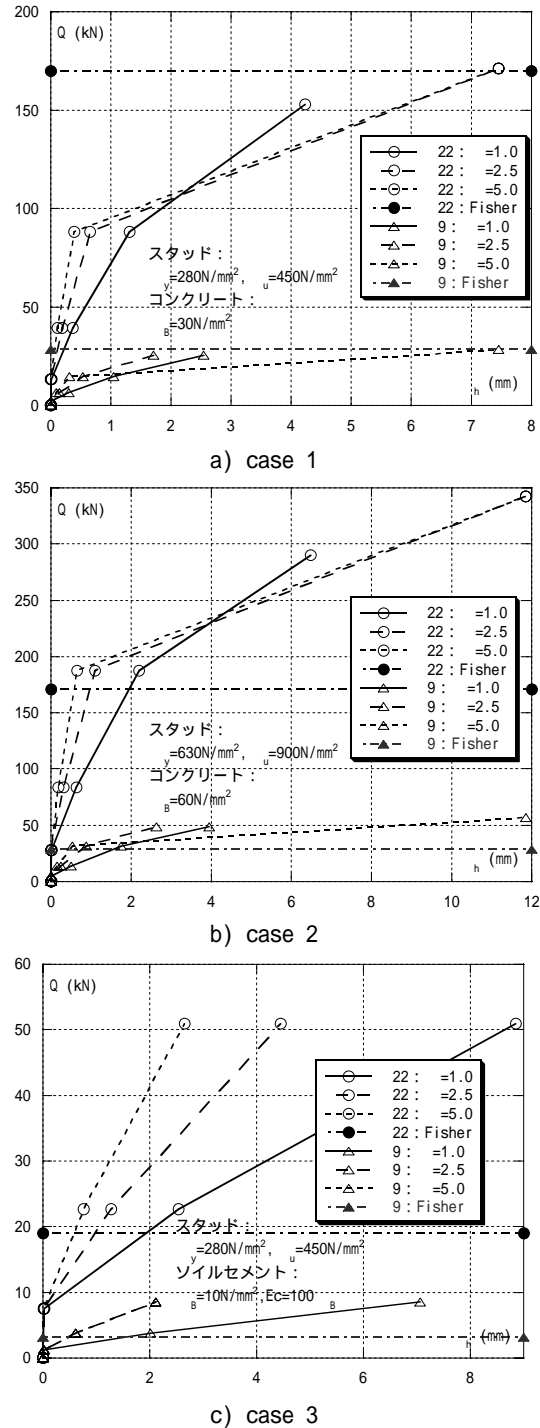


図 - 7 Fisher 式と本提案手法の比較

の割裂破壊を防止できれば, スタッドとソイルセメントの組合せにおいては本提案手法の第三折れ点時せん断力程度は発揮できるものと考えているが, 現状では, これに関しては明確なことは言えない。スタッドとソイルセメントの組合せに対しては, スタッドの材料定数を明確にした実験データの入手後に検討したい。

4. まとめ

接合鉄筋およびスタッドを用いてせん断伝達させる場合において, 半理論的なせん断力~すべり変位関係の

算定法を提案し、それらせん断伝達に関する現在の設計法に関して考察を行った。得た知見を以下にまとめる。

- 1) 接合鉄筋およびスタッドを対象としたせん断力～すべり変位関係を算定する本手法は、十分な精度を有する。
- 2) 接合鉄筋を用いたせん断伝達に関する現在の設計法では、算定式が終局強度をやや過大に評価する可能性があるため、適当な安全率の設定が必要と思われる。接合面間にすき間を設ける場合には、終局強度に関しては妥当な算定が可能であるが、剛性に関しては検討が必要である。
- 3) スタッドを用いたせん断伝達に関する現在の設計法では、終局強度発揮時のすべり変形が過大となる可能性があるため、スタッドのF値を定め、スタッド中腹位置での曲げ降伏を生じさせないようにした方が良いと思われる。また、高強度材料やソイルセメントなどの低強度材料を用いる場合には、さらなる検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，

2002.4

- 2) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説，2002.10
- 3) E.N. Vintzēleou and T.P. Tassios： Behavior of Dowels under Cyclic Deformation, ACI STRUCTURAL JOURNAL, Vol.84, No.3, January- February,1987,pp.18-30
- 4) 平野道勝，穂積秀雄，吉川精夫，友永久雄：床鋼板つきコンクリートスラブに埋込まれたスタッドコネクタの押抜試験，日本建築学会論文報告集，第281号，pp.57 - 69，1979.7
- 5) 中野克彦・松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，第550号，pp.151 - 158，2001.12
- 6) 津田和明：スタッドによるコンクリートと鋼板間のせん断伝達挙動に関する研究，第7回複合構造の活用に関するシンポジウム，pp.18-1 - 18-6，2007.11
- 7) 巖 喆煥，井上一朗，辻岡静雄，新居 努：高強度スタッドの力学的諸特性について（予備実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1377 - 1378，1989.10
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.1