論文　スタッドを有する鋼コンクリート界面における曲げ理論に基づく付着モデルの構築

外山　征[*1]・村上　祐貴[*1]・大下　英吉[*2]

要旨：鋼コンクリート界面における付着性状はスタッド近傍の応力状態に大きく依存し，複合応力状態下における鋼コンクリート複合構造物の変形挙動を評価する際には各応力成分の影響を把握しなければならない。著者ら[1),2)]はスタッド軸方向に圧縮力および引張力の側圧を作用させた状態での押し抜き試験を行い，鋼コンクリート界面の付着性状に及ぼす側圧の影響は非常に大きいことを明らかにした。本研究では，引張力の側圧を載荷した状態における鋼コンクリート界面の付着性状を評価可能な側圧依存型モデルを構築し，実験結果との対比によりその適用性評価を行った。

キーワード：スタッド，複合構造，引張応力依存型，付着性状

1．はじめに

鋼コンクリート複合構造は, 2 つの材料の組合せにより，単一材料で用いる場合よりも設計の自由度が大幅に拡大する。近年の社会的要望の高い工費の削減や維持管理費の低減，また社会資本の合理化に伴う橋梁の長大化および構造物の大規模化に対応できる構造形式として，鋼コンクリート複合構造は益々発展すると考えられる。例えば，現在建設中の第二東名高速道路において, 従来の PC 箱桁のウェブを波型鋼板に置き換えた波型鋼板ウェブPC橋を用いることにより，重量の低減，コンクリートウェブが不要となることから，型枠・鉄筋の組立の作業軽減による工期短縮および省力化を計ることができる。

鋼コンクリート複合構造において多用されているずれ止めとしてのスタッドは，容易に鋼とコンクリートを接合できる施工性，鋼とコンクリートの付着を十分に取り一体化させることによる高い剛性を期待できることなどから広く用いられる接合手法である。このようなずれ止めとして用いられるスタッドは，橋梁においては常時荷重として作用する活荷重および衝撃荷重等に起因して発生する曲げにより圧縮力或いは引張力が作用した状態でせん断力が作用する複合応力状態下に在るわけである。特に，波型鋼板ウェブ PC 橋にみられる有効幅員の大きい橋梁では，横方向曲げモーメントに起因するスタッド軸方向力および鋼コンクリート界面における開き挙動が大きくなることが予想され，今後も多種多様な複合構造に用いられるスタッドの複合応力状態下における応力性状をより詳細に評価する必要があるとともに構造物全体の変形挙動への影響評価も実施しなければならない。

このような観点から，著者ら[2)]は，複合応力状態下に在るスタッドの応力性状を解明するため，スタッド軸方向に引張力を載荷した状態でせん断載荷するという押し抜き試験を実施し，鋼コンクリート界面における付着性状は引張力およびスタッド高の差異により大きく異なることを報告した。そこで本研究では，曲げ理論に基づきずれ止めとしてのスタッドの軸方向変形性状およびコンクリートに作用する応力性状から鋼コンクリート界面における付着性状および応力性状を詳細に評価可能な側圧依存型付着モデルを構築することを目的とし，構築したモデルと実験結果との対比によりその適用性評価を行う。

*1 中央大学大学院　理工学研究科土木工学専攻　(正会員)
*2 中央大学　理工学部土木工学科教授　工博　(正会員)

2．側圧依存型付着モデルの構築

本章では，側圧として引張力を載荷した状態における鋼コンクリート界面のせん断耐力を評価可能な引張応力依存型モデルの構築を行う。

2.1 強制変位に伴うコンクリート反力

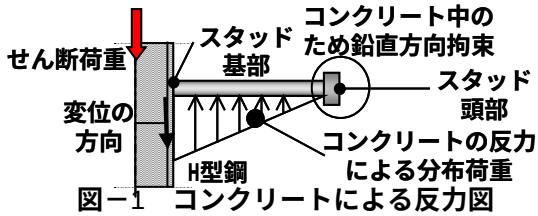
(1) スタッド基部における分布荷重

側圧として引張力を載荷させた場合，引張の影響により鋼コンクリート界面にはわずかな開きが発生し，鋼とコンクリートは，スタッドとコンクリートのみで付着していると考えられる。これに立脚するならば，鋼コンクリート界面におけるせん断耐力は，スタッドおよびスタッド近傍コンクリートの変形性状および応力性状に起因する。したがって，**図－1** に示すように H 型鋼上面に載荷されたせん断荷重はスタッドに直接作用し，それに伴いスタッド下部のコンクリートには反力である分布荷重が発生する。分布荷重は，スタッド頭部に向かうにつれて応力伝達が減衰すると仮定し三角荷重とした。また，スタッドはコンクリートにより弾性支持された棒部材とし，スタッド頭部は幾何学的形状によりコンクリートに拘束され鉛直方向変位が発生しないことから固定端，スタッド基部はスタッド変形形態の目視観察から自由端とする片持ち梁を仮定した。

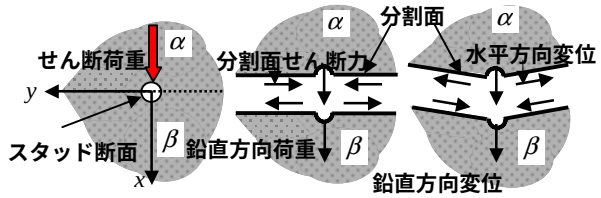
スタッド基部におけるコンクリートの反力である分布荷重 ω を次式にように表す。

$$\omega = \frac{2E_C D^2}{HB} S_0 \tag{1}$$

ここで，E_C，D，H，B および S_0 は，それぞれコンクリートの弾性係数 (kN/mm^2)，スタッド径 (mm)，スタッド高さ (mm)，H 型鋼フランジ幅 (mm) およびスタッドの変位 (mm) であり，分布荷重 ω はコンクリートの弾性係数のみならず，スタッドの形状寸法および鋼コンクリート界面におけるせん断領域幅の関数とした。鋼コンクリート界面におけるせん断領域に関しては，本研究ではスタッド本数が 1 本であることか構造物のように複数本配置されている場合には，スタッドの配置間隔の影響および軸方向への応力ら



図－1　コンクリートによる反力図



(a) せん断荷重影響領域 (b) 荷重の方向　(c) 変位の方向

図－2　せん断荷重影響領域図

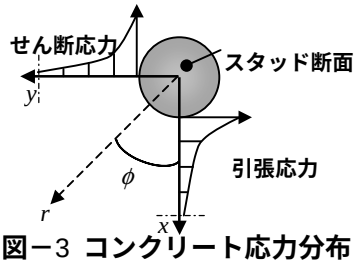
H 型鋼フランジ幅としたわけであるが，実状態を加味した上で決定しなければならない。

(2) スタッド下部コンクリートのひび割れ

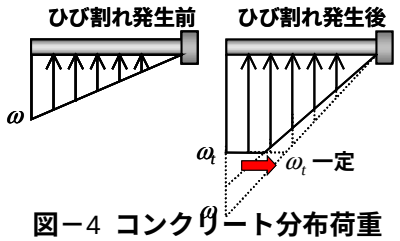
強制変位によるせん断荷重の増加に伴いスタッド下部のコンクリートには，ひび割れが発生する。ひび割れは，せん断荷重により発生するスタッド下部に位置するコンクリートのスタッド軸直交方向の引張応力がコンクリートの引張強度になった時点でスタッド軸方向に発生する。ひび割れの発生により，コンクリートの反力は減少するため，鋼コンクリート界面におけるせん断耐力を評価する上でひび割れの影響を考慮する必要がある。スタッド下部のコンクリートに発生する引張応力は，**図－2(a)**に示すように，コンクリートのせん断荷重影響領域を連続体として捉え，スタッド断面の中心を通る y 軸から上下に領域 α および領域 β とコンクリート領域を分割することにより評価することとする [4]。仮想の分割面における鉛直方向荷重によるコンクリートの水平方向の変位 u は次式のようになる。

$$u = \frac{(1-\nu)\omega}{4E_C} \tag{2}$$

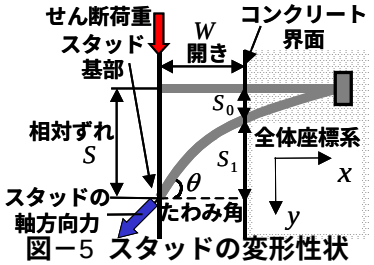
ここで，ν はコンクリートのポアソン比である。**同図(c)**に示すように，領域 α におけるコンクリートの変位の方向がスタッドから離れる方向であるのに対し，領域 β におけるコンクリートにおいてはスタッドに向かう方向であるため，分割面における変位の適合条件，すなわち，**同図(b)**に示す分割面におけるせん断力によって水平方向の変位の差異を次式により消去する。



図－3 コンクリート応力分布



図－4 コンクリート分布荷重



図－5 スタッドの変形性状

$$u' = \frac{\pi C_0}{E_C} \tag{3}$$

ここで，u' および C_0 はそれぞれ分割面におけるせん断力による変位および積分定数であり，式(2)および式(3)を結びつけることにより分割面における変位の適合条件を満足するような C_0 が決まるわけである。以上から，分割面における鉛直方向荷重およびせん断力による応力を重ね合わせることにより，本研究におけるせん断荷重によって発生するスタッド近傍のコンクリート応力は，次式のように表すことができる。

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \frac{\omega}{4\pi}\frac{\cos\phi}{r}\{-(3+\nu)+2(1+\nu)\sin^2\phi\} \\
\sigma_y &= \frac{\omega}{4\pi}\frac{\cos\phi}{r}\{1-\nu-2(1+\nu)\sin^2\phi\} \\
\tau_{xy} &= -\frac{\omega}{4\pi}\frac{\sin\phi}{r}\{1-\nu+2(1+\nu)\cos^2\phi\}
\end{aligned} \tag{4}$$

ここで，r および ϕ はスタッド中心からの距離 (mm) および x 軸とのなす角 (rad) であり，式(4)によるスタッド近傍のコンクリート応力分布を**図－3** に示す。**同図**に示すスタッド下部の引張応力によるコンクリートひび割れ発生時の分布荷重 ω_t (kN/mm) を次式のように表す。

$$\omega_t = \frac{2\pi D}{1-\nu} f_t \tag{5}$$

ここで，f_t はコンクリート引張強度 (kN/mm^2) であり，**図－4** に示すように，ひび割れ発生領域における分布荷重の大きさは ω_t 一定とした。

2.2 強制変位に伴うスタッド変形性状

(1) スタッド軸方向の変形性状と応力性状

図－5 にスタッドを有する鋼コンクリート界面におけるスタッドの変形挙動を示す。せん断荷重載荷により発生する H 型鋼とコンクリートの全相対ずれ S は，前述にもあるがコンクリート界面における相対ずれ S_0 とコンクリート界面に位置するスタッドとスタッド基部位置との相対ずれ S_1 に分けることができる。ここで，S_0 はコンクリートを押下げることにより反力を発生させる相対ずれであり，S_1 はスタッドの伸び挙動および鋼コンクリート界面の開き W によるスタッド軸方向応力を生じさせる相対ずれである。

鋼コンクリート界面における開き W と相対ずれ S_1 による変位の適合条件は次式のようになる。

$$\delta = W\cos\theta + S_1\sin\theta \tag{6}$$

ここで，δ はコンクリート界面からのスタッド軸方向の伸び (mm) であり，θ はコンクリート界面におけるたわみ角 (rad) である。たわみ角 θ は，鋼コンクリート界面における開きが実験時の目視観察により微小であることからスタッド軸方向への伸び挙動が直線的に起こると考え，曲げ理論を用いて次式により求めることとする。

$$\theta = \frac{5}{3}\frac{S_0}{H} \tag{7}$$

また，軸方向力 σ_N は次式で表すことができる。

$$\sigma_N = \frac{EA}{H}\delta \tag{8}$$

ここで，E および A はそれぞれスタッドの弾性係数 (kN/mm^2) および断面積 (mm^2) である。

(2) スタッドの降伏および開き性状

スタッドの応力性状は，側圧による引張力とずれによる曲げモーメントの重ね合わせによりスタッド引張縁では純曲げ状態よりも大きな値となる引張応力状態，圧縮縁では小さな値となる圧縮応力状態となる。したがって，スタッドの降伏は，スタッドの引張上縁から徐々に内部に進行するものと考えられる。スタッド長さ方向の中央における曲げモーメント M は，曲げ理論から次式のようになる。

$$M = \frac{EI}{H}\theta - \frac{\omega H^2}{48} \tag{9}$$

ここで, I は断面 2 次モーメント (mm^4) である。スタッドの引張縁応力 σ_T (kN/mm^2) および圧縮縁応力 σ_C (kN/mm^2) はそれぞれ次式のようになる。

$$\sigma_T = \frac{\sigma_N}{A} + \frac{M}{I}\frac{D}{2}, \quad \sigma_C = \frac{\sigma_N}{A} - \frac{M}{I}\frac{D}{2} \tag{10}$$

また, **図－6** に示すような降伏領域におけるスタッドの弾性係数の低減を加味したスタッド全体の弾性係数 E' は, 式(10)の応力により次式のように表すことができる。

$$E' = \frac{2\sigma_y}{\sigma_T - \sigma_C} E \qquad (E/100 \le E' \le E) \tag{11}$$

ここで, σ_y (kN/mm^2) はスタッドの降伏応力である。また, 水平方向荷重である引張力としての側圧は一定であることから, 鋼コンクリート界面における開き W は, 式(8)および式(11)を用いて次式により求まる。

$$W = \frac{1}{E_m \cos^2\theta}\{\sigma - (E_m \cos\theta \sin\theta) S_1\} \quad \left(E_m = \frac{E'A}{H}\right) \tag{12}$$

ここで, σ は引張力としての側圧 (kN) である。

2.3 側圧依存型モデル

式(1)および式(5)～式(12)より, コンクリートのひび割れおよびスタッドの部分的な降伏を考慮し, 側圧として引張力を載荷した状態における鋼コンクリート界面のせん断耐力を評価可能な引張応力依存型モデルは, 次式のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_m \sin^2\theta & E_m \cos\theta \sin\theta \\ E_m \cos\theta \sin\theta & E_m \cos^2\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} S_1 \\ W \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} a & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} S_0 \\ W \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} b \\ 0 \end{bmatrix} \tag{13}$$

$$a = \frac{12E'I}{H^3}, \quad b = \frac{6E'I}{H^2}\theta - \frac{3\omega H}{20} + \omega_1 H - \frac{\omega_1 H}{2\omega}$$

ここで, τ および σ は, 鋼コンクリート界面における鉛直方向および水平方向の載荷荷重を表している。式(13)中の右辺第 1 項は, スタッドの伸び挙動および鋼コンクリート界面の開きによりスタッドに作用する軸方向力に関する項であり, 右辺第 2 項および第 3 項は, 鋼コンクリート界面におけるスタッドの鉛直方向変位によるコンクリート反力の項である。

構築したモデルは, 任意の変位およびスタッド軸方向への引張力としての側圧の大きさを与えることにより, 初期値として引張力が作用した状態下における鋼コンクリート界面のせん断応力を算出することができる。

3. 構築モデルの適用性評価

本章では, 引張力としての側圧を載荷した状態での押し抜き試験に対して構築モデルを適用し, その適用性評価を行う。

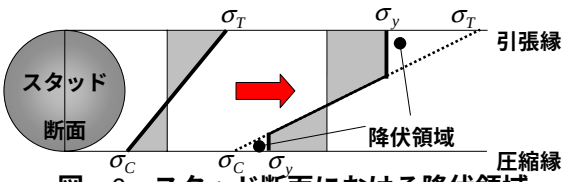
3.1 引張応力依存型押し抜き試験

(1) 実験方法

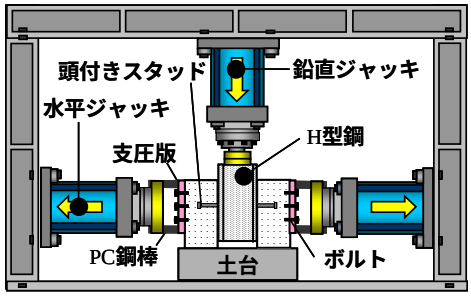
せん断荷重の載荷は, **図－7** に示すように三軸試験機の水平ジャッキによって所定の側圧が保持された後, 鉛直ジャッキにより上部から行い, せん断荷重載荷速度は 0.5mm/min とした。引張力としての側圧は, 支圧版と三軸試験機の水平ジャッキを PC 鋼棒により固定し載荷した。コンクリートと H 型鋼の相対ずれの測定は, H 型鋼のフランジを中心としたコンクリート上部の左右対称の位置に設置した変位計の平均値として測定した。なお, スタッド間隔によるせん断耐力の影響を考慮しスタッド本数は 1 本とした。

(2) 実験パラメータ

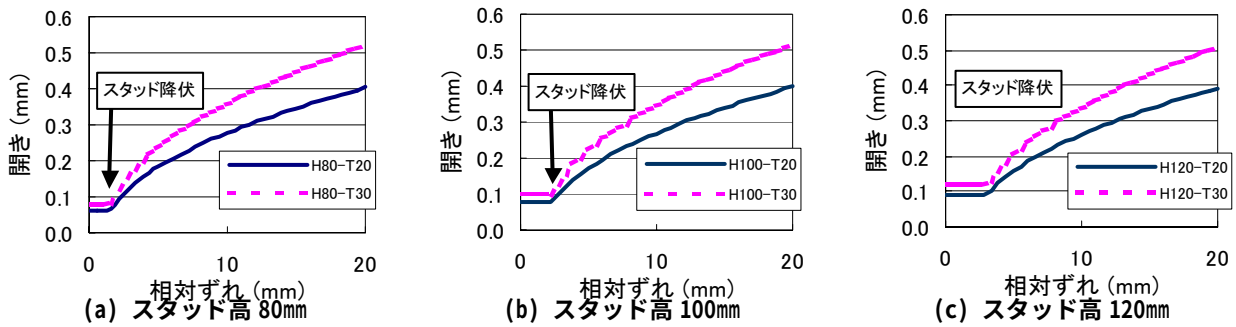
実験パラメータは, スタッド高 H および引張力としての側圧の大きさを表す側圧比 LP (Lateral Pressure)であり, スタッド高は 80, 100 および 120mm, 側圧比はコンクリートの引張強度の 20%および 30%とした。側圧は引張力を H 型鋼フランジ幅とコンクリートの接地面積で除したものとする。スタッドに関して, 径



図－6　スタッド断面における降伏領域



図－7　引張型側圧制御式押し抜き試験法



(a) スタッド高 80mm　(b) スタッド高 100mm　(c) スタッド高 120mm

図－8　開き－相対ずれ関係

表－1　スタッド規格および供試体一覧

降伏点 (N/mm²)
235 以上
引張強さ
400~550
伸び (%)
20 以上

供試体名称	f_c'	f_t	E_c	側圧 N/mm²
H80-T20	23.7	2.97	24.3	0.59
H100-T20	30.7	2.87	24.2	0.57
H120-T20	27.8	2.74	25.5	0.55
H80-T30	27.8	2.74	25.5	0.82
H100-T30	29.2	2.66	26.3	0.80
H120-T30	29.2	2.66	26.3	0.80

f_c' 圧縮強度(N/mm2)　f_t 引張強度(N/mm2)　E_c 弾性係数(kN/mm2)

D=16(mm)，JIS B 1198 に準ずる。スタッドの降伏は **2.2(2)**で示したとおり曲げと引張が同時に作用し純引張とは異なる性状となることから**表－1** に示す機械的性質を用いた。また，**同表**に各パラメータにおける供試体の力学的特性を示す。**同表**の記号 H80-T20 はスタッド高 80mm，側圧比 20%を表している。

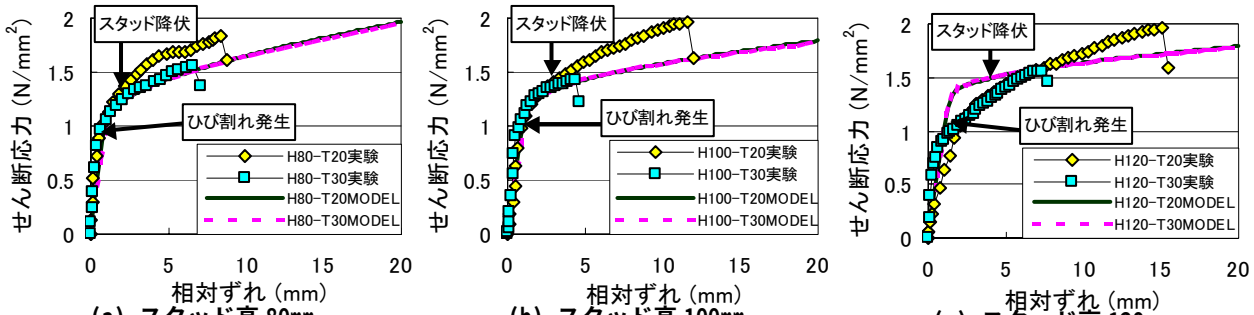
3.2 構築モデルに基づく開きと相対ずれ

図－8 に構築モデルによる開きと相対ずれ関係を示す。図中の実線および点線は側圧比 20%および 30%の解析結果を表している。まず，スタッド降伏前におけるスタッドの変形挙動に関しては，側圧比が大きいほど，またスタッド高が高いほど開きは大きくなる。次に，スタッド降伏後における変形挙動に関しては，いずれのスタッド高においても降伏領域の進展とともに開きは緩やかに増加する。その増加割合は，側圧比が大きいほど大きくなっており，降伏領域の進展およびスタッド軸方向の塑性ひずみに及ぼす側圧比は大きいことがわかる。

3.3 構築モデルと実験結果との比較

図－9 に構築モデルによる鋼コンクリート界面におけるせん断応力－相対ずれ関係を実験結果とともに示す。**同図(a)**，**(b)**および**(c)**は，それぞれスタッド高 80，100 および 120mm に対する結果であり，記号◇および□はそれぞれ側圧比 20%および 30%の実験結果を表している。また，実線および点線は，それぞれ側圧比 20%および 30%の引張力としての側圧を初期値として与えた解析結果である。なお，本研究におけるせん断応力は，載荷荷重を H 型鋼フランジ幅とコンクリートの接地面積で除したものとする。

構築したモデルと実験結果との比較を行うと，スタッド高 80，100mm に関しては，初期剛性を比較的精度良く評価している。初期剛性から急激に剛性が変化する点は，強制変位によりコンクリートにひび割れが発生し，それによる反力の減少および曲げによるスタッドの降伏に対応した点であり，それらを精度良く評価している。その後の挙動に関しては, スタッド高 80, 100mm ともに側圧比 30%の実験結果を精度良く表しているものの，側圧比 20%においては、実験結果に対し構築モデルは緩やかな傾きを示すものとなっている。このような側圧比によって実験結果と解析結果に差異が生じることに関して，本構築モデルを基に考察を行うこととする。本構築モデルでは，スタッド頭部がコンクリートに完全に拘束された状態を仮定しており，側圧比が大きいほどスタッド軸方向ひずみは大きくなるとともに，スタッドの降伏および降伏領域の進展も早くなるわけである。しかしながら，解析結果では，側圧比によってせん断応力に差異がほとんどない結果となったわけであるが，これは恐らく，スタッド頭部位置からの抜け出し挙動を考慮していないことに起因するものと考えられる。すなわち，実現象では側圧比が大きいほど，スタッド頭部には微細ひび割れが発生



(a) スタッド高 80mm　(b) スタッド高 100mm　(c) スタッド高 120mm

図－9　側圧依存型モデル適用性評価

し，せん断荷重の載荷によりそのひび割れが進展することにより実験時に確認されたスタッド頭部からのコーン状破壊が起こるとともに，スタッド下部に位置するコンクリートのひび割れ発生とあいまって，抜け出しが大きくなる。スタッドの抜け出し挙動は，コンクリート内部に存在するスタッド長を短くしコンクリートも含めた全体の剛性を低下させるとともに，変位の局在化領域を引き起こすため，せん断抵抗を小さくすることになる。スタッドの抜け出しが顕著である側圧比 30%の実験結果に対して抜け出し挙動を考慮していない本構築モデルが比較的良好な一致を示した理由であるが，本構築モデルでは前述のようにスタッド頭部が完全に拘束された状態を仮定しているため，側圧の載荷とその後のせん断荷重の載荷によって，スタッドの降伏領域の進展が実験結果に対して早くなる。その影響による結果として側圧比 30%の実験結果と解析結果が一致したものと考えられる。

一方，スタッド高 120mm に関しては，構築モデルは初期剛性を比較的精度良く表しているものの，ひび割れ発生後の挙動および傾きが実験結果に比べて緩やかなものとなっている。これは，スタッド頭部の幾何学的形状からコンクリートに固定された状態での強制変位であることから，同じ相対ずれに対してスタッド高が高いほど曲げに起因するせん断抵抗が小さくなり，曲げ理論に基づく本構築モデルがそのような性状を顕著に表したと同時に，上述したスタッドの抜け出し挙動によるものと考えられる。

以上のように，本構築モデルは，複合応力状態下にあるスタッドを含めた鋼コンクリート複合構造の部材の全体挙動の一般的傾向を比較的良好に評価可能であるが，スタッド頭部位置の抜け出し挙動を考慮した本構築モデルの精度の向上に関しては今後の課題としたい。

4．総括

本研究では，引張力としての側圧およびスタッド高の差異による構築モデルの結果と実験結果との対比により，その適用性評価を行った。

本研究で得られた結果を以下に示す。

(1) 任意の変位および初期値としての引張力を入力することにより，鋼コンクリート界面における開き性状を考慮したせん断応力を算出できる側圧依存型モデルを構築した。

(2) 構築モデルの適用性向上のためスタッドの抜け出し性状および引張力としての側圧によるスタッド剛性の考慮があげられる。

参考文献

1) 笠井祐次，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，Vol.13，No.2，pp.1-13，2002

2) 外山　征，大下英吉：スタッドを有する鋼コンクリート界面における引張応力依存型の付着性状に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.15，No.1，pp.66-77，2004.1

3) 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.35，1996

4) ティモシェンコ，グーディア：弾性論，コロナ社，1999.6