

3次元非線形有限要素解析による 鋼コンクリート合成板のせん断挙動シミュレーション

A simulation of shear behavior of steel-concrete composite slab by 3D nonlinear FEM

高橋 良輔*, 佐藤 靖彦**, 上田 多門***

Ryosuke TAKAHASHI, Yasuhiko SATO, and Tamon UEDA

* 工修 北海道大学大学院 工学研究科 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)
 ** 工博 北海道大学大学院助手 工学研究科 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)
 *** 工博 北海道大学大学院助教授 工学研究科 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)

In this study three-dimensional nonlinear finite element analysis has been developed in order to simulate punching shear failure of steel-concrete composite slab. The analysis can consider the nonlinearity between concrete and steel plate. It was clarified in the analyses that the bond model between concrete and steel plate greatly affects stiffness in load-displacement curve of steel-concrete slab and the bond model evaluated from beam test of the steel-concrete composite, not a model derived from push-over test of stud, should be used in the analysis..

Key Words: 3D nonlinear FEM, composite slab, stud, bond element, shear

キーワード: 3次元非線形有限要素法, 合成床版, スタッド, 接合要素, せん断

1. 序論

鋼コンクリート合成床版は、従来から橋梁の床版として使用されてきた。その押抜きせん断破壊に対する検討は、ほとんど行われていないのが現状である。それは、RC スラブとしての設計荷重に比べ押抜きせん断耐力がかなり大きく、道路橋床版としては押抜きせん断が問題とならないためである¹⁾。しかし、鋼板を引張補強材とし鉄筋を用いないような構造や構造上の理由により最小板厚より少ない場合、また、海洋ケーソンやトンネル、原子力施設など、大きな集中荷重の加わることが想定されるような他の用途に使用される場合²⁾には、押抜きせん断破壊の検討が必要となる。だが現状では鋼板厚やずれ止めであるスタッドの物性、配置など、合成床版特有の影響因子を合理的に考慮できる設計耐力式は存在せず、その破壊安全性の確認は実験に頼らざるを得ない。精度と汎用性を有する耐力式の構築にあたっては、様々な影響因子を考慮した多数の実験が必要とされ、かつ、実際のスラブ内部の抵抗及び破壊機構に基づく整理がなされなければならない。それゆえ3次元解析は、内部の詳細な応力状態を知ることができ、また、影響因子を様々に変化させた多くの数値実験を比較的短時間で行うことができるため、極めて強力なツールとなる。

本研究は、過去に提案されている構成モデルを組み合わせた3次元非線形有限要素解析プログラムを開発し、特に、合成床版の破壊挙動に及ぼす影響が大きいと思われる鋼板とコンクリートとの接合部のモデル化に着目、鋼コンクリート合成床版の押抜きせん断破壊シミュレーションを行った。

2. 3次元構成則

2.1 概説

本研究では著者らが開発している3次元有限要素プログラムを用いた。

非線形計算方法には修正 Newton-Raphson 法を用い、残差力による残差変位がある収束条件を満たすまで繰り返し計算を行う。

使用要素は、8 Gauss積分点を有する20節点アイソパラメトリック要素で、ひび割れ前のコンクリートと鋼材には3次元弾塑性破壊モデル^{2) - 4)}を、ひび割れ発生以後はひび割れ面上を基準とした局所座標系をとり、ひび割れの本数、方向に応じて、1次元、2次元の構成式を組み合わせることで用いることとした。

なお本解析では、コンクリート要素内の主応力状態が破壊基準を超えると要素内の最大主応力と直交方向にひび割れ面が形成されるとし、ひび割れは1度形成されたひび割れ面方向は変化せず、要素内でひび割れを平均的に取り扱う固定ひび割れモデル/分散ひび割れモデルを採用し、ひとつの積分点に対し最大3つまで考慮している。ひび割れ発生のためのコンクリートの破壊基準は、2次元主応力平面で、圧縮-引張領域において二羽モデル⁵⁾、引張-引張領域において青柳・山田モデル⁶⁾を、3次元主応力空間へ拡張、曲面によって補完したモデル⁹⁾(Eq.1)を採用した。

引張-引張領域

$$\frac{\sigma_1}{f_t} + \frac{\sigma_2}{f_t} + \frac{\sigma_3}{f_t} - 0.005 \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + \frac{\sigma_3}{\sigma_2} + \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right]^{0.1} = 1 \quad \text{--- (Eq.1-a)}$$

圧縮-引張領域

$$\left(\frac{\sigma_i}{f_t} \right)^3 + \left(\frac{\sigma_j}{f_c} \right) + \left(\frac{\sigma_k}{f_c} \right) = 1 \quad (i, j, k = 1, 2, 3) \quad \text{--- (Eq.1-b)}$$

ひび割れ1本目、2本目、3本目のすべての場合について、全体座標系の主応力に対してこのモデルを適用する。また、2本目、

ただし、

$\sigma_i > \sigma_j$ のとき $\sigma_i / \sigma_j \rightarrow \sigma_j / \sigma_i$

$\sigma_j = 0$ のとき、 $\sigma_i / \sigma_j = 0$ とする

3本目のひび割れに関しては、他のひび割れとの交差角が 15° 以内では入らないとした⁵⁾。

ここで、

σ_i : 主応力 ($i=1$:最大, $i=2$:中間, $i=3$:最小)

f_c' : コンクリートの1軸圧縮強度

f_t : コンクリートの1軸引張強度

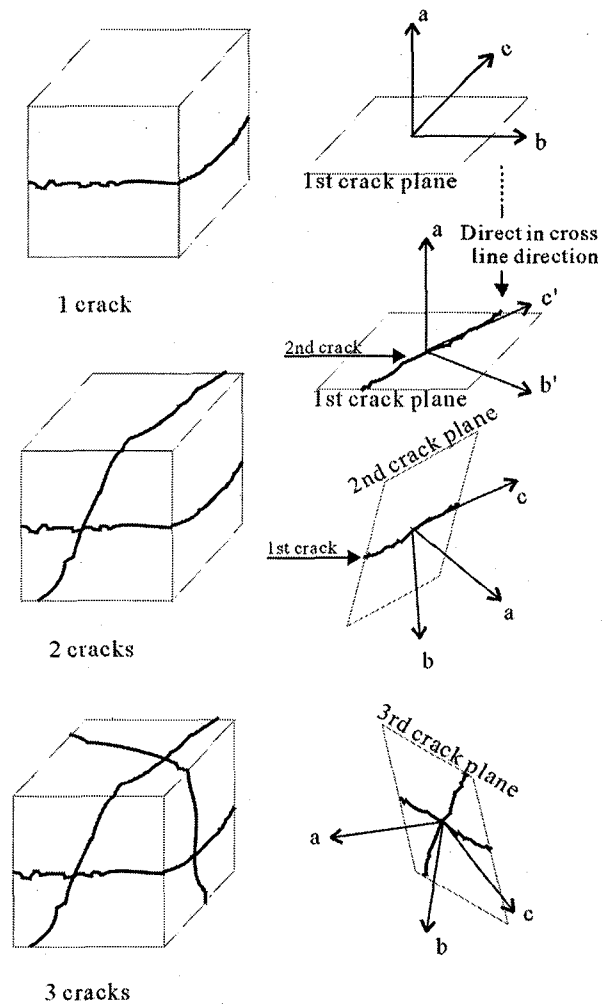
2.2 ひび割れ後コンクリート構成則

ひび割れが発生した場合、その時点の主応力方向に局所座標系 (Fig.1) をとり、それをひび割れ面座標系とする。ただし、ひび割れ2本発生時は、1本発生時同様に発生時の主応力方向に局所座標とした後、それぞれの面内2方向の内1方向を、ひび割れの交線方向と一致させるように座標系を決定する。最終的に2つの局所座標系は、2ひび割れ面の交線方向を共有軸とし、各ひび割れの開口方向にそれぞれ1つの軸をもった座標系となる。その局所座標系に全体座標におけるひずみを座標変換し、そのひずみに対して、各種構成則を適用して局所座標系における応力を得、最終的に全体座標に変換して全体座標系における応力を得る。適用する構成則は、各座標系、座標軸によって異なる。

(1) ひび割れ1本発生時の構成モデル

局所座標系において、ひび割れ発生時の最大主応力方向、つまりひび割れ面と直行する方向はひび割れが開口する方向であり、その方向にはReinhardtによって提案された1次元での引張軟化モデル⁷⁾ (Fig.2, Eq.2)を用いた。

このモデルは、ひび割れ開口変位と応力の関係であるため、ガウス積分点でのひずみをひび割れ開口変位に変換する必要がある。その際、ひずみの局所化等により軟化後の挙動がメッシュサイズに依存する事が知られており、また、その解決策として等価ひずみと破壊エネルギーにより軟化勾配を決定する方法などがあるが、2本目、3本目のひび割れが入ったときの破壊エネルギーの定義方法がひび割れ1本時の時とは異なることが容易に想像され、新たな概念が必要となること、また、その妥当性を検証する実験データも不足している。そのため、本研究においては、



Crack pattern

Local coordinate

Fig.1 Local coordinate system based on crack planes

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{\delta}{\delta_0} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{\delta}{\delta_0} \right) - \frac{\delta}{\delta_0} (1 + c_1^3) \exp(-c_2)$$

---(Eq.2)

Normal Concrete のとき、 $C_1=3$, $C_2=6.93$, $\delta_0=140 \mu\text{m}$

ここで、

σ : ひび割れ開口方向引張り応力

δ : ひび割れ開口幅

f_t : コンクリート引張り強度

δ_0 : 限界ひび割れ開口幅

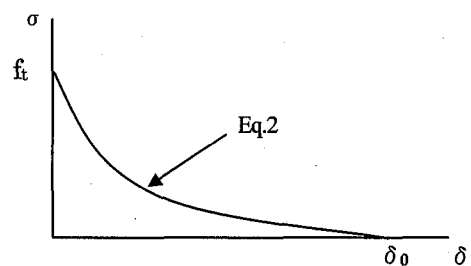


Fig.2 Reinhardt Model

実験において実際に観察されたひび割れ間隔を用いて、それとひずみとの積をひび割れ開口変位として用いる。ひび割れ間隔を用いたことによる要素寸法の解への影響を見るための解析については3.5でまとめる。

最大主応力と直交する他の2軸、つまりひび割れ面内においてはひび割れが入っていない状態であるため、2次元平面応力場と考えることができる。この平面応力場における主ひずみ-主応力関係におけるコンクリートの圧縮モデルには Vecchio & Collins によって提案されたモデル⁸⁾を用いた(Eq.3, Fig.3)。このモデルはRC板部材の圧縮引張状態における圧縮応力-ひずみ曲線を2次放物線で表し、圧縮ひずみに対し直行方向の引張りひずみの関数によって最大圧縮応力の低下が考慮されたモデルである。このモデルを2次元応力場の主ひずみに適用し、これによって得られた主応力を座標変換することによってひび割れ面内の3つの応力を得る。尚、引張りについては弾性とした。

ひび割れと直交する面の面内せん断応力は、ひび割れ面のせん断伝達によるせん断剛性と、ひび割れの入っていないコンクリート部のせん断剛性の平均せん断剛性を使用する方法⁹⁾を用いて算出する(Fig.4)。せん断伝達応力は、李・前川によるせん断伝達モデル¹⁰⁾を使用した。本研究においては簡略化のため、内部曲線は Fig.4 に示すような直線を用いている。尚、本研究における構成モデルにおける内部曲線は、せん断伝達モデルを除き、すべて原点指向型の直線としている。

(2) ひび割れ2本発生時の構成モデル

それぞれの座標系でのひび割れの開口方向は、1本目同様、Reinhardt の引張軟化モデルを適用する。

各ひび割れ面の面内座標系のうち、ひび割れ面交線方向は未だ

$$\sigma_d = f_{c \max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{--- (Eq.3)}$$

ここで、

$$f_{c \max} = f_c / \beta, \quad \beta = 0.85 + 0.27 \cdot \varepsilon_t / \varepsilon_d$$

σ_d : ひび割れ面内の最小主応力

ε_d : ひび割れ面内の最小主ひずみ

ε_t : ひび割れ面内の最大主ひずみ

ε_0 : $2f_c / E_c$, E_c : コンクリートの弾性係数

f_c : コンクリート1軸圧縮強度

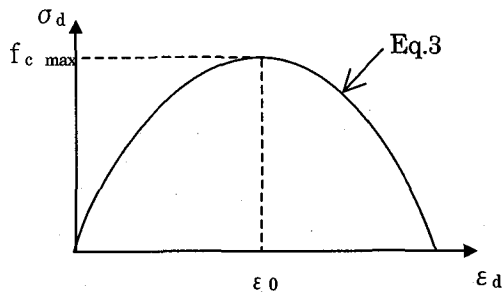


Fig.3 Vecchio & Collins Model

コンクリートが連続である。このとき、このひび割れに挟まれた部分のコンクリートは、1次元の応力-ひずみ場である。Vecchioらのモデルは基本的には1次元の応力-ひずみ関係であるので、交線方向にはそれを採用することとし、最大圧縮応力は、2本目のひび割れが入った時点の最大圧縮応力をそのまま使用することにした。

面内のもう1方向は、他のひび割れ面と直行方向となる。よって、こちらの方向の応力-ひずみ関係には引張り軟化モデルを適用する。

せん断伝達モデルは、この座標系における3面内すべてに適用する。このうち2本のひび割れを含む面において、主たるせん断ずれは着目している座標系のひび割れ面に沿って起きているとしてせん断伝達モデルを適用した。このときコンクリート部にはもう1方向のひび割れが発生しており、ひび割れによるコンクリート部のせん断伝達力の低下を考慮するため、せん断剛性を低減した (Fig.4)。

$$\tau_{st} = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (\beta = \gamma_\alpha / \varepsilon_t) \quad \text{--- (Eq.4)}$$

$$G_\alpha = \tau_\alpha / \gamma_\alpha, \quad G = (1/G_\alpha + 1/kG_c)^{-1}, \quad \tau = G\gamma$$

ここで、

τ_α : ひび割れ面でのせん断伝達応力

γ_α : ひび割れ面に沿ったせん断ずれによるせん断ひずみ

ε_t : ひび割れ直交方向のひずみ

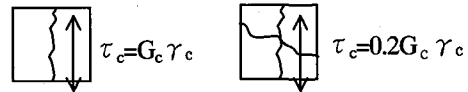
f_α : ひび割れ面でのせん断伝達強度 $f_\alpha = 3.8f_c^{1/3}$ (MPa)

f_c : コンクリートの1軸圧縮強度

G_α : ひび割れ面のせん断剛性

G_c : ひび割れのないコンクリートのせん断剛性

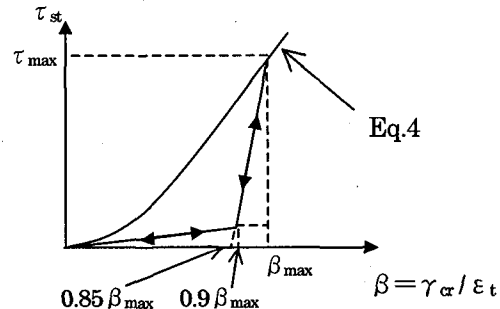
k : ひび割れによる剛性の低減 (1本時: 1.0, 2本時: 0.2)



G : ひび割れたコンクリートの平均せん断剛性

γ : ひび割れたコンクリートの平均せん断ひずみ ($\equiv \gamma_\alpha$)

τ : ひび割れたコンクリートの平均せん断応力



Eq.4, Fig.4 Shear transfer model

これらによって得られた各局所座標系の応力をひび割れ1本発生時同様全体座標系に座標変換し、平均することによって全体座標系の応力成分を得る。

(3) ひび割れ3本発生時の構成モデル

ひび割れ3本発生時は、着目したひびわれ面内に他の2方向のひび割れが含まれ、その2方向それぞれに対して直行方向に引張り軟化モデルを適用する必要があるが、非常に煩雑な手続きを要する。そこで簡略化のため、ひび割れ面直行方向に引張り軟化モデルを、2本のひび割れが入った平均せん断モデルを3面すべてに適用し、ひび割れ面内の2方向の直応力を0とした。引張り軟化モデルで計算される応力については、座標変換後に重ね合わせ、多方向のひび割れと関連付いているせん断モデルについては、座標変換後に平均をとることとした。

2.3 純ねじり解析による検証

構築したプレーンコンクリートモデルの妥当性を検証するために、Hsuによる無筋コンクリート棒部材の純ねじり試験¹⁾における、正方形断面供試体 A3 との比較解析を行った。実験供試体の断面寸法、材料特性値を Table1 に、解析モデルの要素分割、境界条件を Fig.5 に示す。

有限要素分割は、軸方向 11 分割、断面 4×4 分割である。載荷方法は、4 点に変位を与える方法とした。コンクリート要素に 1 点集中で変位を与えた場合、変位を与えた点の付近に変形が集中し、局所的な破壊が起きてしまう。そのため、先端にコンクリートと等しい弾性係数、同じポアソン比を有する弾性要素を取り付け、その弾性要素に変位を与えるようにした。その際、弾性要素の降伏が起きないように、降伏強度は十分大きなものを与えている。ねじり測定区間は、弾性要素とコンクリート要素の接合部から、もう1方の材端までの 1.25m 区間である。実験において、大きなひび割れが実験供試体の真ん中に1本入るため、引張り軟化モデルに使用するひびわれ間隔は、それに合わせ解析供試体スパン 125cm とした。

解析によって得られたトルク-ねじり関係を、実験値のプロットとともに Fig.6 に示す。ピークに至る過程は実験値をトレースし、解析値のピーク値は 0.96tfm で実験値 1.156tfm と概ね一致した。

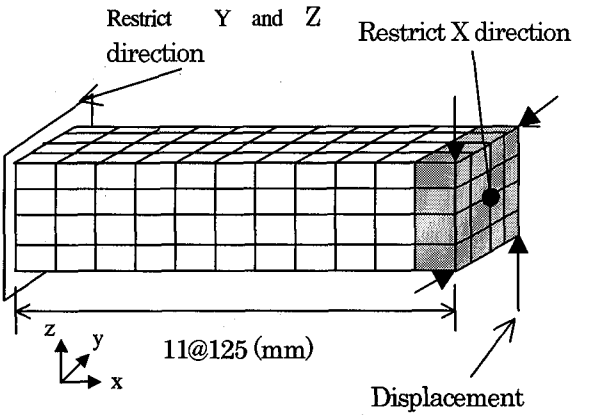


Table1 Material Properties and

Cross section size	
	A3
cross sectional area (mm ²)	254×254
f _c (MPa)	26.4
f _t (MPa)	28.4
E _c (MPa)	26200

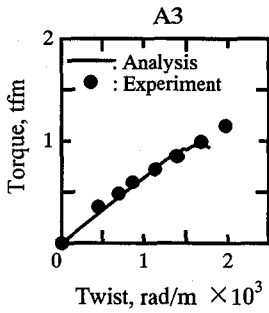


Fig.6 Torque – twist relationship

3. 合成床版の押抜きせん断解析

3.1 概説

構築したコンクリート、鋼材モデルを用いてオープンサンドイッチスラブの押抜きせん断破壊に対する3次元非線形有限要素解析を行った。その際、その破壊メカニズムに最も大きな影響を与えているであろう、鋼板とコンクリートの付着について着目して解析を行う。解析値と鋼板ひずみ、ひび割れ性状と実験データとの比較を行う。

3.2 実験概要

実験供試体の形状・寸法を Fig.7 に、また材料の特性値について、Table2 に示す。各値は実験に使用したものと同一材料の一軸圧縮、引張試験から得た値である。なお、コンクリートの弾性係数は圧縮強度よりコンクリート標準示方書設計編での表から求めた値、ポアソン比については示方書設計編より 1/6 を用いた。

本実験に用いられた構造形式は、いわゆるオープンサンドイッチスラブと言われる、引張り側のみに補強鋼板が存在する構造である。この2つの実験供試体は鋼板の断面高さ中央からコンクリート上縁までの、いわゆる有効高さが等しく、鋼板厚のみが異なる。

鋼板とコンクリートとはずれ止めであるスタッドによって結合されており、スタッドは直径が 12mm、高さ 5cm、配置間隔は橋軸方向、橋軸直交方向共に 100mm である。なお、鋼板厚の薄い 4.5mm の供試体は、スタッド溶接が不可能であるためにボルトを鋼板にダブルナットで固定する方法を採用している。

Table.2 Material properties

	S2	S3
Thickness of plate (mm)	9	4.5
f _c (MPa)	26.4	18.5
f _y (MPa)	284	284
E _c (GPa)	26.20	22.25
E _s (GPa)	171	170
ν _c	0.2	
ν _s	0.28	0.28
Size of stud	Diameter : 12mm, Height : 50mm, Spacing : 100 mm	

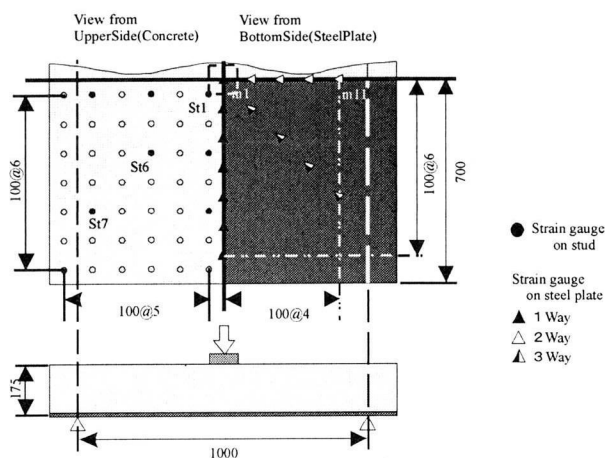


Fig.7 Specimen size and location of strain gauges

載荷方法は、スラブ中央、100mm×100mm の載荷面に同底面積の載荷板を介して静的載荷を行っており、支持方法は2辺ローラー支持で4隅の浮き上がりは自由とした。

この形式のスラブの特徴として、押抜きせん断破壊と思われる急激な荷重の低下の後も、下面鋼板により耐荷機構が維持されるため、極めて靱性的な荷重変位性状が見られる。しかし、本実験シリーズでの他の供試体について、この急激な荷重低下直後に供試体を切断し、内部ひび割れ性状を観察した結果、載荷面からスラブ下面に放射状に破壊面が形成されていたことが確認された。このことより、本研究においてはこの急激かつ大幅な荷重低下が起こり、その時点のひび割れ性状が載荷面からコーン状に至るひび割れ性状を満たしているときに直前のピーク荷重を押抜きせん断破壊荷重と定義する。

3.3 解析モデル

解析に用いたモデルの形状寸法・拘束状況を Fig.8 に示す。モデルは、要素数の低減を図るため、スラブの対称性から試験供試体の 1/4 モデルとした。使用した材料特性値は、Table.2 に示したものと同一である。

有限要素メッシュの詳細は、Fig.8 のとおりで、高さ方向に5分割、面内では 8×9 分割で、接合要素を入れたときの最大要素数が 433 要素、節点数 2000 点である。

載荷については載荷面に強制変位(変位増分)を与える方法を採用した。ねじり解析同様、直接コンクリートに変位を与えると、変位を与えた点の付近で局所変形による破壊が起こる。そのため、実験同様、鋼材要素を介して変位を与えている。尚、載荷板に使用した材料値は、 $E_s=210\text{GPa}$ 、 $\nu=0.3$ で、降伏が起きないよう十分降伏値を大きくしている。収束条件は、全変位に対する残差力による変位増分の比で行い、 10^{-4} 以下で収束としている。ただし、規定回数(100 回)内に収束せず、かつ、発散傾向が見られない場合は、その時点の残差力を次の荷重ステップに外力として加えて計算を続行した。

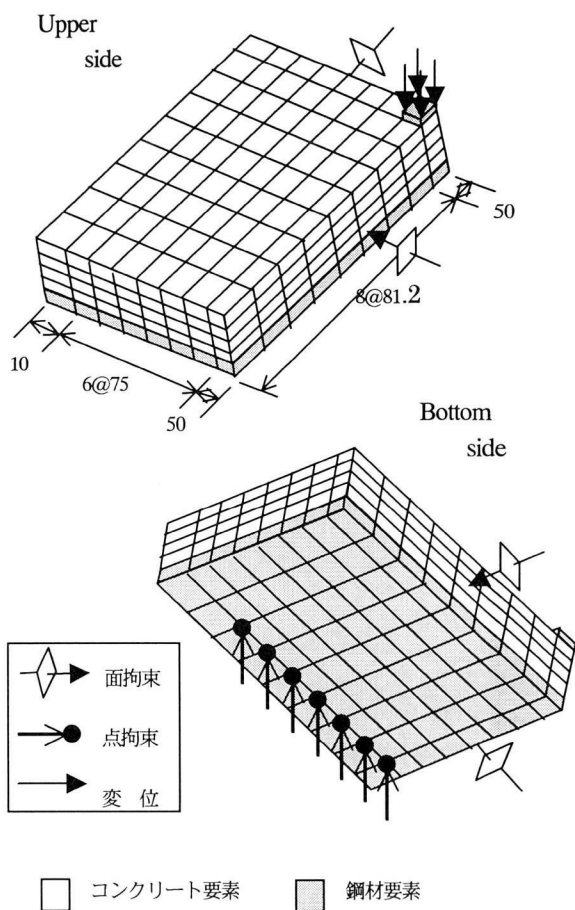


Fig.8 Boundary conditions

3.4 接合要素モデル

合成部材のせん断抵抗メカニズムにおいて、接合部は全体挙動に大きな影響を与える重要な要因のうちの1つである。本研究に用いた合成スラブは、スタッドによって鋼板とコンクリートが接合されている。そこで、スタッドに働くせん断力・ずれの関係を接合要素に導入することで、せん断解析におけるコンクリートと鋼板間の接合部における力の伝達を表現する。

スタッドのせん断抵抗メカニズムについては、静的押抜き・引き抜き試験や、輪荷重載荷による疲労試験など現在までに多くの研究がなされている。

Ollgaard らは、スタッドの押抜き試験結果からスタッド 1 本あたりに作用する作用せん断力とせん断ずれ関係をコンクリート強度、弾性係数、スタッド面積をパラメータとした実験式(Eq.5)を導いている¹³⁾。

また今野らは Ollgaard らが影響因子としたコンクリートの材料特性の他に、スタッドの軸径、高さ、材料特性、鋼板厚さなどを影響因子として鋼コンクリート合成梁の静的載荷試験を行い、押抜き試験に比べ、より合成床版に近い環境でスタッドに働くせん断力と鋼板とコンクリートの相対ずれ関係にこれらの因子が与える影響について考察している¹⁴⁾。

これら 2 つの実験結果によるせん断力・ずれ関係を用いて、鋼板厚 4.5mm の供試体 S3 について解析を行った。

尚、今野らの実験結果からは提案された数値モデルがないため、

$$Q = Q_u \frac{80\delta}{1 + 80\delta} \quad \text{----- (Eq.5)}$$

$$Q_u = 1.106 A_s f_c^{0.3} E_c^{0.44}$$

Q : スタッド1本あたりの作用せん断力 (kips)

Q_u : スタッド1本あたりのせん断耐力 (kips)

δ : コンクリートと鋼板間の相対ずれ (inch)

A_s : スタッド断面積 (inch²)

f_c : コンクリート1軸圧縮強度 (psi)

E_c : コンクリート弾性係数 (psi)

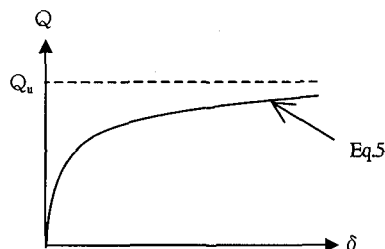


Fig.9 Ollgaard, et.al's model

Table3 Parameters of Konno's test

	今野らの供試体	S3 供試体
鋼板厚さ	6mm	4.5mm
コンクリート 圧縮強度	20MPa	18.5MPa
スタッド	高さ	100 mm
	間隔	20mm×20mm
	軸径	13mm
得られた初期剛性	40 kN/mm	
スタッド高さの影響 考慮した初期剛性	15.2 kN/mm	

Table4 parameters used for (Eq.5)

A_s	113.1 mm ²	(0.18 in ²)
f_c	18.5 MPa	(2.54 ksi)
E_c	22.25 GPa	(3066 ksi)
Q_u	40 kN	(9 kips)

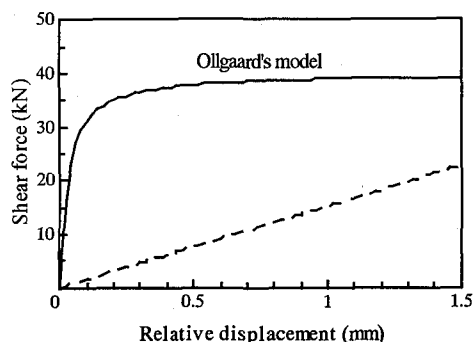


Fig.10 Shear force- relative displacement relationship in S3

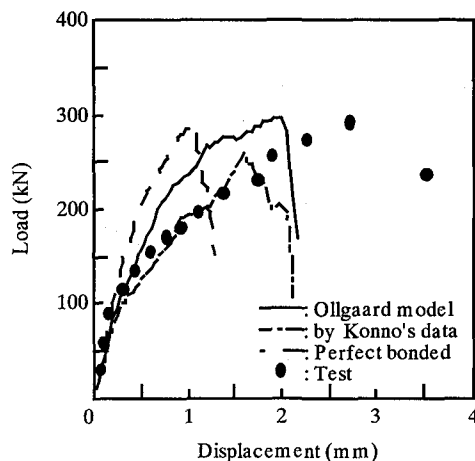


Fig.11 Load - displacement curve of specimen S3

せん断力-ずれ関係を直線とし、その剛性に実験結果のせん断力-ずれ関係における初期剛性を用いた。その際、鋼板厚とスタッド長さによる影響が、他のパラメータに比べ大きかったため、鋼板厚がS3 供試体に最も近い6mmの供試体の剛性を、スタッド高さをパラメータとした結果に基づいて補正して用いた。採用した供試体の物性についてS3 供試体との比較をTable3 に、Ollgaardらによる実験式に用いたパラメータをTable4 に記す。また、それらの値を用いたせん断力-相対変位関係をFig.10 に示す。

また、接合要素による剛性低下の影響を見るため、付着要素を用いず剛結としたモデルについても併せて解析を行った。

解析における材料特性値はTable2 に示した値で、ひび割れ間隔は実際に実験により観察された値を使用した。スラブ高さ方向のひび割れ間隔の違いを考慮して、コンクリート部下面からコンクリート高さの1/4 毎に10, 20, 30, 40cm と異なった値を使用した。

解析によりえられた荷重変位曲線をFig.11 に示す。100kN までは剛結が最も実験結果に近い挙動を示しているが、それ以降の実験値における剛性の低下を剛結のケースでは表現できておらず、接合要素を導入することでより実験結果に近い挙動が得られることがわかる。また、この接合要素の2つのケースについては、今野らの実験結果に基づく剛性を用いたものがより実験値に近い剛性低下の挙動を示し、Ollgaardらのモデルを用いた解析結果の剛性低下は非常に緩やかである。これは、本来スタッドの押抜きせん断試験で得られる剛性は、梁などにおける実際の剛性よりも高いためである。

今野らの実験データに基づいた剛性の方が、より実験値に近く傾向にあることから、接合面のせん断力-ずれ関係のモデル化には、スタッド物性・形状や鋼板厚さなどの影響因子を考慮する必要があることがわかる。

3.5 破壊性状

鋼板厚45mm 供試体の押抜きせん断破壊時の解析におけるひび割れ領域は、載荷面からスラブ下面に放射状に広がっており、実験における傾向と適合した。また載荷板周縁では載荷面から45度方向のひび割れ発生と同時に、軸方向の圧縮応力がFig.12のように急激な軟化を示し、荷重の急激な低下の原因はこのひび割れ発生によるものと考えられる。このように、スラブ内部における

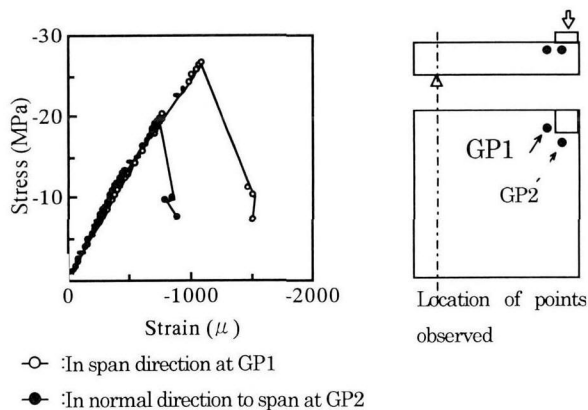


Fig.12 Stress – Strain relationship of concrete around loading area

放射状のひび割れ領域が載荷板周縁部に達し、その位置での斜めひび割れ発生による軸方向圧縮応力の軟化が引き起こす急激な荷重低下を、解析における押し抜きせん断破壊と定義する。

3.6 要素寸法の影響

要素寸法が解析値に与える影響について調べるため、有限要素メッシュのサイズを変えて解析を行った。高さ方向のコンクリートを4分割から2分割に減らしたモデルDS1と、面内を8×9分割から、4×5分割に減らしたモデルDP1の2つを作成した(Fig.13)。

この解析においても、鋼板厚4.5mmの供試体について比較を行う。材料値は、Table2に示すとおりで、接合面には接合要素を使用し、その剛性はTable3に示すとおりである。

解析結果より得られた荷重変位曲線を Fig.14 に示す。200kN までは、3つの解析供試体についてほとんど差はない。また、ピーク荷重近くでは多少の挙動の違いは見られるものの、ほぼ一致している。ピーク後に関しては、メッシュが細かいものがピーク後の挙動まで表現できている。面内でメッシュサイズを大

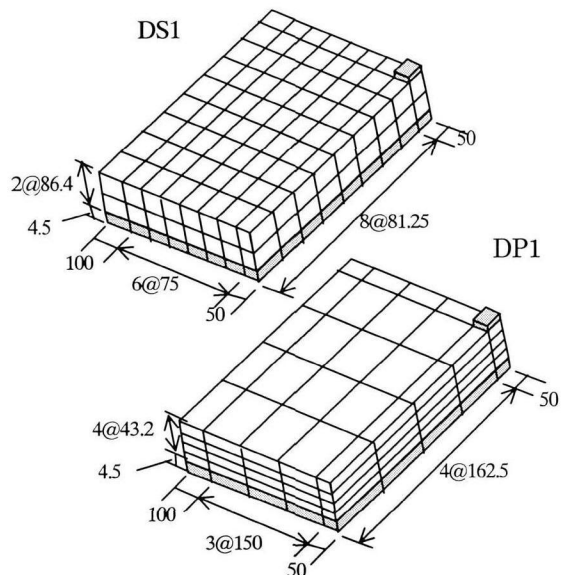


Fig.13 Model for analysis on effect of mesh size

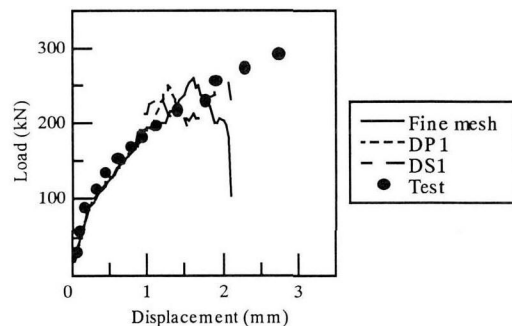


Fig.14 Load-displacement curve

きくした DP1 は、多少表現できているが、高さ方向に減らしたもののについては、全く表現できていないため、本研究のような解析ケースにおいては、ピーク後正確な挙動表現には、高さ方向の要素数がより重要であるといえる。

3.7 鋼板厚の影響

解析、実験によって得られた載荷点における荷重変位関係を Fig.15 に示す。なお、9mm 鋼板の解析に用いた接合要素の剛性は4.5mm 同様のルールに基づき、今野らの実験結果における鋼板厚9mm のものから導出した値(43.7kN/mm)を用いている。両供試体ともに解析値は、実験値の終局荷重に至ることなく破壊している。しかし、3.4 でも述べたように、鋼板厚45mm のものは若干解析値の剛性が低いものの、実験値に対して良好な挙動を示している。鋼板厚9mm についても、若干の剛性の違いはあるものの、260kN 程度までは実験値に対しておおむね良好な値を示し、鋼板厚さやスタッド物性等を考慮した接合モデルの導入による良い傾向が示されているといえる。

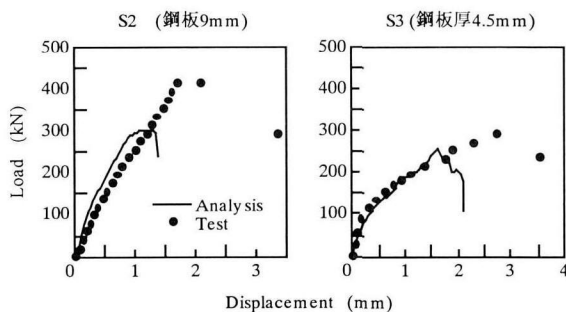


Fig.15 Load – Displacement curve of S2, S3

3.8 ひずみ分布

各供試体の、橋軸方向の鋼板ひずみ分布図を Fig.16 に示す。荷重-変位関係同様、載荷初期の200kN 以下の領域で解析値は実験値に対して良い値をとる。また、解析供試体の終局付近である300kN においては、値の違いはあるものの、荷重レベルが上がるにつれ、支点近くのひずみが上昇するといった挙動など、性状的には良い一致を見せている。

3.9 荷重ひずみ関係

前出のひずみ分布図での載荷点から20cm の位置における荷重-ひずみ関係を Fig.17 に示す。解析値による応力・ひずみ出力はガウス積分点であるために、実験での測定点と一致したものはな

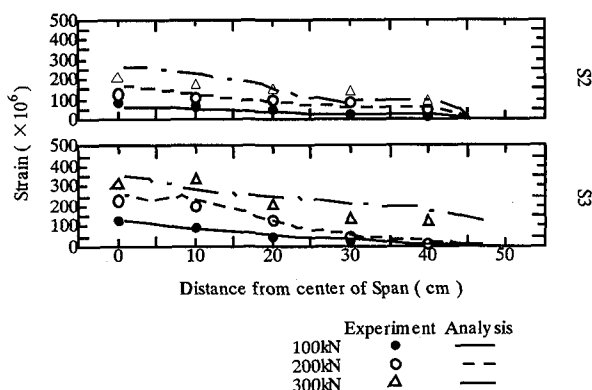


Fig.16 Strain distribution

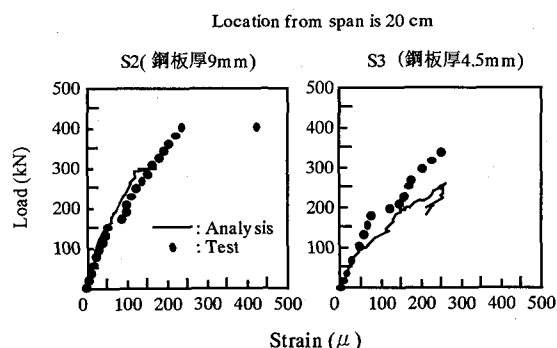


Fig.17 Load - Strain relationship

く、実験での測定位置近傍のガウス積分点の値を用いた。

S2, S3 供試体ともひび割れ発生によると思われる剛性の変化が観察できる。剛性が変化するという点に着目すると、どちらの解析結果も実験における挙動に近い傾向を示している。

4.まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・オープンサンドイッチスラブの解析においては、鋼板とコンクリートとの界面を剛結として表すと、荷重変位曲線の剛性を極めて高めに評価する。すなわち、接合要素を用いなければならない。
- ・接合要素モデルにスタッドの押抜き試験で得られた結果と梁試験から得られた結果とを導入し、両者を比較した結果、はり試験に基づくモデルの方が実験結果と良く一致することが明らかになった。
- ・スタッドの押抜き試験で得られた結果を接合要素モデルとして用いたものは、その破壊性状に関しては、ひび割れ性状やひずみ分布などから概ねの傾向としてはシミュレートできたと考えられるが、耐力の定量的評価については今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計 (1) 基礎編：理論編 1999年4月 土木学会
- 2) K.MAEKAWA, J.TAKEMURA, P.IRAWAN and M.IRIE: Continuum Fracture in Concrete Nonlinearity Under Triaxial Confinement, Proceedings of JSCE No.460/V-18 February 1993, pp.113-pp.122
- 3) K.MAEKAWA, J.TAKEMURA, P.IRAWAN and M.IRIE: Plasticity in Concrete Nonlinearity Under Triaxial Confinement, Proceedings of JSCE No.460/V-18 February 1993, pp.123-pp.130
- 4) K.MAEKAWA, J.TAKEMURA, P.IRAWAN and M.IRIE: Triaxial Elasto-Plastic and Fracture Model for Concrete, Proceedings of JSCE No.460/V-18 February 1993, pp.131-pp.138
- 5) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技法堂出版 1991.
- 6) A.Farghaly, T.UEDA, Y.SATO: A Proposal of Failure Criteria for 3D Concrete Structures, 論文報告集 第56号(A) 2000年2月 土木学会北海道支部, pp.528-pp.531
- 7) H.W.Reinhardt, H.A.Cornelissen and D.A.Hordijk: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete, Journal of Structural Engineering (ASCE) Vol.112 No.11 November 1986, pp.2462-pp.2477
- 8) M.P.Collins, D.Mitchell, P.Adebar and F.J.Vecchio: A General Shear Design Method, ACI Structural Journal /January-February 1996, pp.36-pp.45
- 9) 前川宏一, 福浦尚之: 疑似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.157-176, 1999.11
- 10) 李 宝禄, 前川宏一: 接触密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式, コンクリート工学, Vol.26, No.1, pp.123-pp.137, 1988
- 11) Hsu.T.T.C: Torsion of structural concrete-plain concrete rectangular sections, Torsion of structural concrete, SP-18, ACI, Detroit, pp.203-238, 1968
- 12) 高橋良輔: 綱コンクリートオープンサンドイッチスラブの押抜きせん断破壊機構について, 北海道大学 土木工学科卒業論文, 1998年3月
- 13) Jorgen.G.OLLEGAARD, Roger.G.SLUTTER and John.W.Fisher: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, Engineering journal of AISC(5), pp.55-64, 1971
- 14) Konno.Katsuyuki, Farghaly.Ahmed and Ueda.Tamom: An experimental study on the bond-slip relationship between the concrete and steel with stud., Connections between Steel and Concrete volume Two, University of Stuttgart, Sept 10-12, 2001, pp.1343-1350

(2001年9月14日受付)