

# グループ配列したスタッドの せん断耐荷性能に関する検討

岡田 淳<sup>1</sup>・依田照彦<sup>2</sup>・Jean-Paul LEBET<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 JFE技研株式会社 土木・建築研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町1-1)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 新宿区大久保3-4-1)

<sup>3</sup>非会員 Dr.-Ing., Lecturer, ICOM-DGC, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)  
(CH-1015, Lausanne, EPFL, Switzerland)

グループ配列したスタッドのせん断耐荷性能を解明するために、まず、押し抜きせん断試験結果より破壊モードおよびせん断耐荷力について考察した。次に実験供試体を対象としたFEM解析を実施し、実験結果との比較により提案した解析手法の妥当性の確認を行い、グループ配列の破壊メカニズムについて考察した。さらに、同じ解析手法を用いて、グループ配列に及ぼす影響が大きいと考えられる、コンクリート強度とスタッドの橋軸方向間隔に着目したパラメトリック解析を実施し、スタッドのグループ配列によるせん断耐荷力低減式の算定を試みた。

**Key Words :** *push-out test, stud connector, grouped arrangement, shear strength*

## 1. まえがき

最近、橋梁の合理化およびコスト縮減への要求が加速的に増大し、これに対応して鋼とコンクリートからなる複合構造物の研究・開発が活発に行われている。鋼とコンクリートの接合方法の代表的な例として、頭付きスタッド（以下スタッドと称す）による接合が挙げられる。スタッドは、強度や施工性の面から最も実用的なずれ止めのひとつとして<sup>1)</sup>、コンクリート床版と主桁との接合部など様々な構造部位に適用されている。

しかしながら、主桁とプレキャスト床版箱抜き部との接合、上下部一体構造における主桁と橋脚の接合、あるいは、鋼・コンクリート合成主塔における鋼殻部と巻き立てコンクリートの接合などにおいては、合理性を追求していく結果、各スタッドを比較的小さい間隔で多行多列に配列（以下、グループ配列と称す）する必要が生じ、狭小な接合部にスタッドがグループ配列された場合には、所定の要求性能を満足できない可能性がある。

わが国の道路橋示方書<sup>2)</sup>をはじめEurocode 4<sup>3)</sup>などスタッドに関する設計基準は、各スタッドを十分な

間隔で配列（以下標準配列と称す）した標準押し抜き試験の結果をベースとして作成されたものであり、スタッドをグループ配列した場合に、各スタッドが標準配列したスタッドと同等の耐荷性能を発揮するかどうかについては十分な根拠が示されていない。

スタッドのグループ配列に関するこれまでの研究には、プレキャスト床版箱抜き部にグループ配列をした場合の合成桁についての検討や、各スタッドの中心間隔を橋軸方向（せん断力が卓越する方向）に $5d$  ( $d$ はスタッドの軸径)程度、あるいはそれ以下でグループ配列した場合の耐荷性能についての検討がある。このうち、プレキャスト床版箱抜き部にグループ配列をした場合の合成桁の検討<sup>4)~7)</sup>については、死・活荷重以外に、クリープ、乾燥収縮、温度差などの影響を考慮した場合でも、合成桁におけるたわみ分布、橋軸方向のずれ性状において、標準配列とグループ配列で差がほとんどないことが実験的あるいは解析的に示されている。

一方、グループ配列した場合の耐荷性能については、実験的な検討が主となっている。著者がスイスのローザンヌ工科大学（EPFL）で行った押し抜きせん断試験<sup>8)~11)</sup>および大久保らが同一諸元の供試

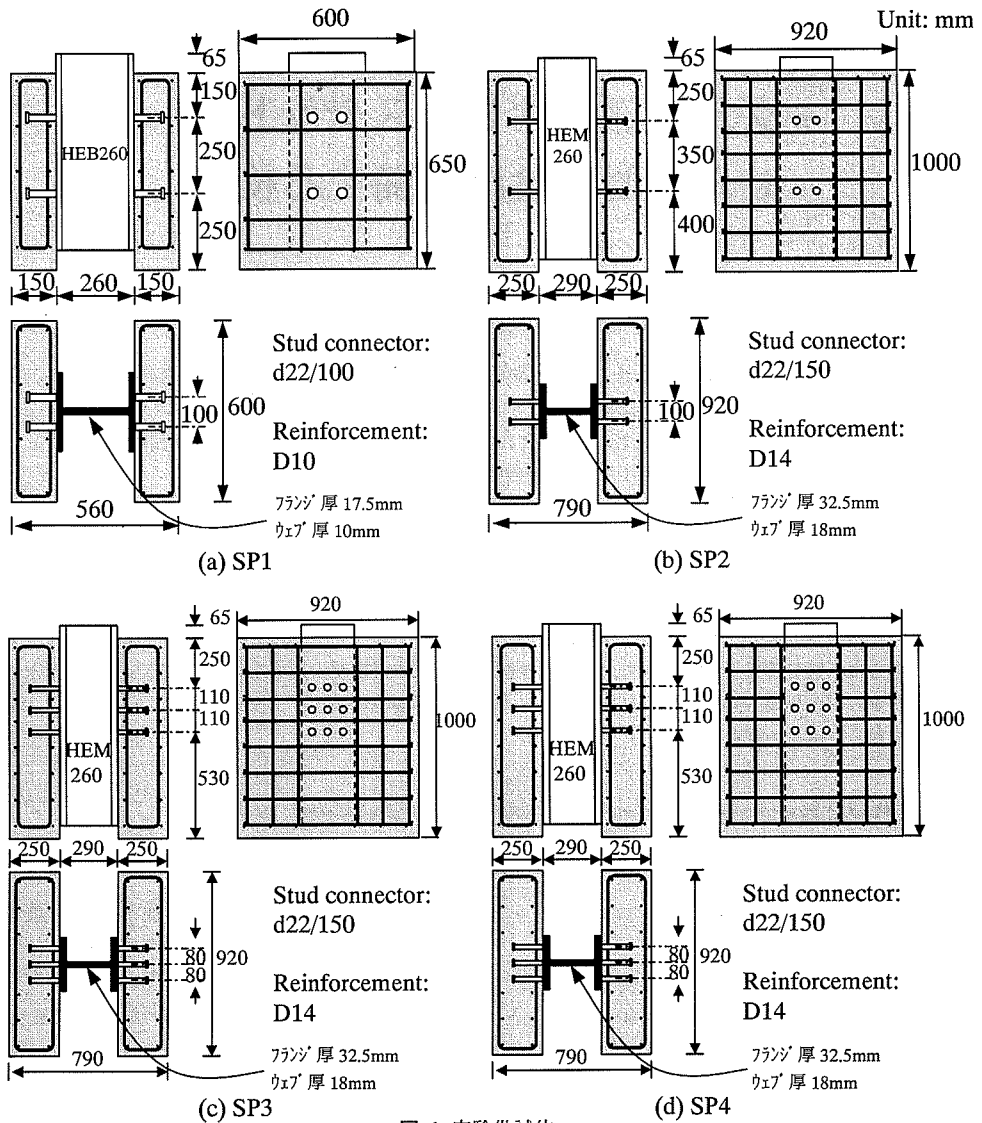


図-1 実験供試体

体を用いて行った実験<sup>12)</sup>においては、所定の供試体寸法と配筋量を有し、コンクリート強度が高い場合には、スタッドをグループ配列しても耐荷力はほとんど低下しないことが確認されている。しかしながら、実験パラメータによっては、グループ配列したスタッド内のコンクリートの干渉により、標準配列の場合よりも耐荷力が低下することも指摘されており<sup>13), 14)</sup>、グループ配列したスタッドのせん断耐荷性能についての統一的な見解が得られていない。

本研究ではこのような現状認識に立ち、まず、プレキャスト床版箱抜き部、上下部一体構造の主桁と橋脚の接合部、鋼・コンクリート合成主塔の鋼殻部とコンクリートの接合部へのグループ配列の適用を対象として、比較的高い強度のコンクリートと鉄筋を用いて実施した、押し抜きせん断試験結果より破

壊モードおよびせん断耐荷力について考察した。次に実験供試体を対象としたFEM解析を実施し、実験結果との比較により提案した解析手法の妥当性の確認を行い、グループ配列の破壊メカニズムについて考察した。さらに、同じ解析手法を用いて、グループ配列に及ぼす影響が大きいと考えられる、コンクリート強度とスタッドの橋軸方向間隔に着目したパラメトリック解析を実施し、スタッドのグループ配列によるせん断耐荷力低減式の算定を試みた。

## 2. 押し抜きせん断試験

### (1) 実験供試体および実験方法

図-1に4タイプの実験供試体の形状を示す。SP1はEurocode 4に示されている標準配列供試体である。

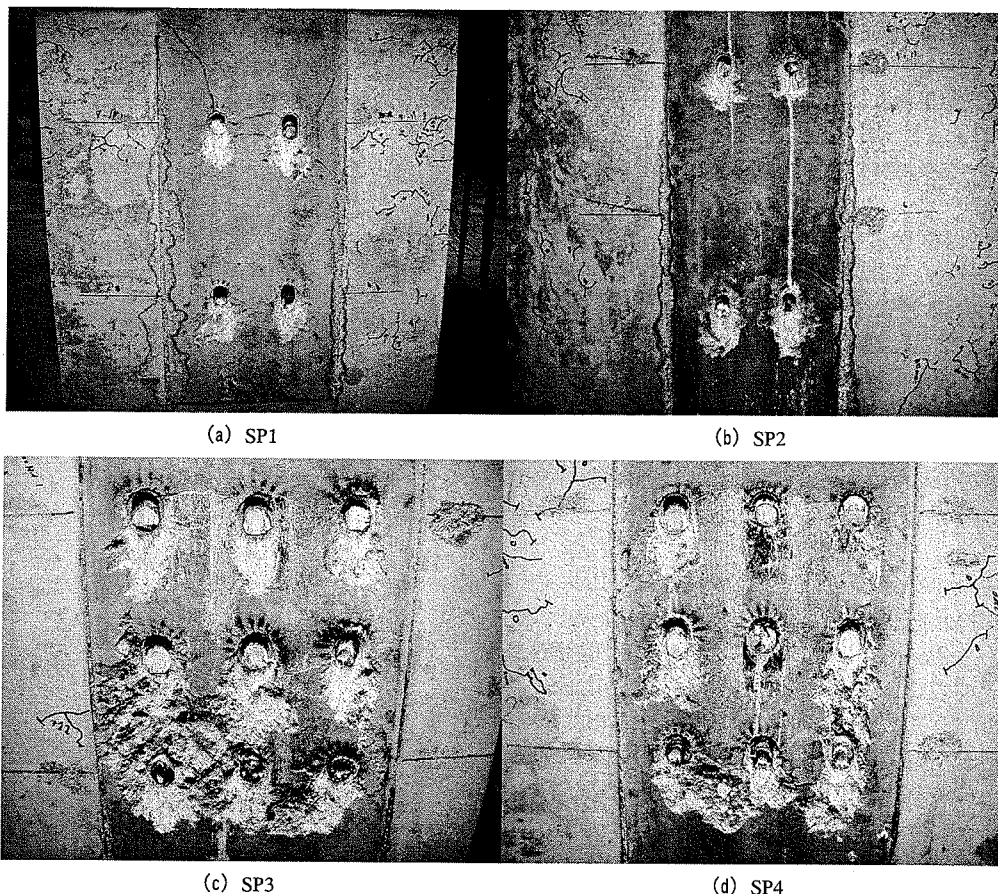


図-2 破壊モード

SP2も標準配列の供試体であるが、スタッドの長さ、H形鋼、およびコンクリート床版の諸元はグループ配列供試体（SP3、SP4）に合わせている。この供試体は、SP1とグループ配列供試体との寸法の違いによる影響を調べるために製作したものである。SP3は1つの床版につき9本のスタッドをグループ配列した供試体である。SP4は、SP3と同様にグループ配列した供試体であるが、施工性を考慮して、鉄筋をグループスタッド内に配置していない点において違いがある。

供試体はEurocode 4に基づいて設計した。スタッドおよび鉄筋は、スイスで実績のある、FeE235D（設計基準降伏強度  $f_{ystd} = 350 \text{ N/mm}^2$ ，設計基準終局強度  $f_{ustd} = 450 \text{ N/mm}^2$ ），S500a（設計基準降伏強度  $f_{ysd} = 460 \text{ N/mm}^2$ ，設計基準終局強度  $f_{usd} = 550 \text{ N/mm}^2$ ）をそれぞれ用いた。床版の設計においては、破壊モードがスタッドのせん断破壊となるように、すなわち、床版のせん断耐荷力がスタッドのせん断耐荷力より大きくなるように、床版寸法、鉄筋量、コンクリートの設計基準強度（ $f_{cd} = 35 \text{ N/mm}^2$ ）を

決めた。また、グループ配列供試体の橋軸方向スタッド間隔  $d_l$  は、Eurocode 4に規定されている最小値  $5d$ （ $= 110 \text{ mm}$ ）とし、橋軸直角方向スタッド間隔  $d_t$  は、スイスの実橋で用いられた  $3.6d$ （ $= 80 \text{ mm}$ ）とした。供試体はばらつきを考慮して各タイプとも3体ずつ製作し、3つのセット；セット1：SP1-1、SP2-1、SP3-1、SP4-1，セット2：SP1-2、SP2-2、SP3-2、SP4-2，セット3：SP1-3、SP2-3、SP3-3、SP4-3に分けてコンクリートを打設した。コンクリートの打設方向は直交（スタッドの軸が水平方向を向いている状態でコンクリートを下方から充填）とした。各セットにおいては同一のコンクリートを用いており、円柱試験体の材料試験による圧縮強度はそれぞれ、セット1： $f_c = 49.5 \text{ N/mm}^2$ ，セット2： $f_c = 44.3 \text{ N/mm}^2$ ，セット3： $f_c = 49.4 \text{ N/mm}^2$ となった。

実験方法はEurocode 4に従い、まず予想破壊荷重の5%～40%で、荷重制御により25サイクルの予備載荷を行った。次に一旦除荷し、変位制御により供試体の破壊まで静的な単純載荷を行った。初期の載荷速度は12～20 min/mm とし、供試体の剛性が低下す

るのに応じて最大5 min/mmまで速めた。

## (2) 実験結果および考察

### a) 破壊モード

すべての供試体はスタッドのせん断破壊により耐荷力を失った。各タイプの典型的な破壊モードを図-2に示す。図より、標準配列とグループ配列でコンクリートの局部破壊面に違いが見られる。標準配列のSP1およびSP2供試体では、コンクリートの局部破壊面が独立しているのに対して、グループ配列のSP3およびSP4供試体では、コンクリートの局部破壊面が部分的に繋がっている。この点について詳しく調べるために、実験終了後、コンクリート床版をスタッドの中心位置で切断した。切断面の破壊状況について図示したものを図-3に示す。

図-3(a)は、標準配列供試体に生じた主なクラックを模式的に示したものである。Type(a)は、スタッドの頭部付近を起点として生じたクラックである。これは、スタッドに作用する曲げ応力を頭部が拘束しようとすることにより生じたものと考えられる。Type(b)は、スタッド軸下部の圧縮側に生じたクラックである。これは、せん断圧縮力の作用によりコンクリートが局部的に圧壊することにより生じたものと考えられる。

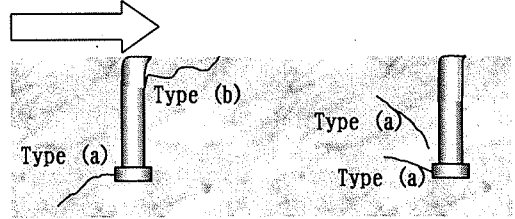
図-3(b)は、グループ配列供試体に生じたクラックを模式的に示したものである。着目すべき点は、Type(b)クラックが隣接するスタッドの軸部まで及んでいることである。これは標準配列には見られない現象であり、このような破壊形態の卓越は、スタッドのせん断耐荷力に影響を与えるものと推測される。

### b) せん断耐荷力

表-1は標準配列 (SP1, SP2) およびグループ配列 (SP3, SP4) 供試体のスタッド1本当たりのせん断耐荷力、SP1に対するせん断耐荷力の低下率、せん断耐荷力時のずれ量についてまとめたものである。なお、SP2-1はコンクリート打設不良が認められたため、評価から除外している。実験結果より以下の点が考察される。

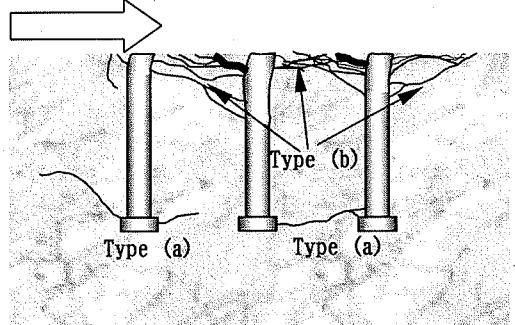
①グループ配列 (SP3, SP4) のせん断耐荷力は、SP1より平均で5%程度小さい。また、グループ配列のせん断耐荷力は標準配列 (SP1, SP2) のせん断耐荷力より平均で3~4%程度小さいだけであり、グループ配列による耐荷力への影響は無視できる程度であると言える。しかしながらこれはコンクリート強度が比較的高いケースについての考察であり、コンクリート強度が低い場合には、グループ配列による影響が大きくなる可能性がある。

Loading direction



(a) 標準配列

Loading direction



(b) グループ配列

図-3 切断面の破壊状況

表-1 押し抜きせん断試験結果

		せん断耐荷力 (kN/stud)	低下率 (%)	最大ずれ量 (mm)
SP1	SP1-1	229	0	6.4
	SP1-2	198	0	8.3
	SP1-3	210	0	12.0
	Ave.	212	0	8.9
SP2	SP2-1	----	----	----
	SP2-2	196	1	8.9
	SP2-3	207	1	5.2
	Ave.*	202	1	7.0
SP3	SP3-1	208	9	5.6
	SP3-2	192	3	6.3
	SP3-3	201	4	5.5
	Ave.	200	5	5.8
SP4	SP4-1	205	10	5.8
	SP4-2	190	4	7.4
	SP4-3	208	1	6.1
	Ave.	201	5	6.4

低下率：SP1に対するせん断耐荷力の低下率

最大ずれ量：せん断耐荷力時のずれ量

\*：SP2-1を除いた平均値

②グループ配列のせん断耐荷力時のずれ量については、標準配列よりも25%ほど小さい値となっている。  
③鉄筋配置を変えたSP3とSP4において、有意な差は認められない。

### 3. 解析による押し抜きせん断試験の評価

押し抜きせん断試験を実施した，グループ配列供試体SP3, SP4を解析対象として，3次元FEM解析を実施した．ソルバーとして汎用解析プログラムDIANA<sup>15)</sup>を用いた．解析対象モデルとしてSP3, SP4を選定した理由は，以下のとおりである．

- ① 詳細な実験結果が得られている．
- ② 供試体は Eurocode 4 に基づいて設計されており，床版は所定の寸法と鉄筋量を満たしている．また，鋼桁はグループ配列によって生じるせん断力に対して，局部座屈や降伏を生じない十分な板厚と剛性を有している．
- ③ スタッドは，軸径 22 mm，長さ 150 mm ( $L/d = 6.8$ ;  $L$  はスタッドの長さ) の一般的なものを用いている．

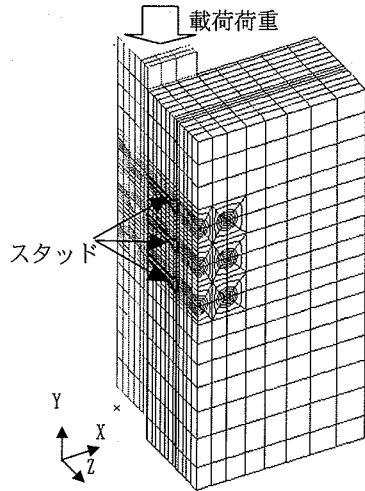


図-4 FEMモデル

#### (1) 解析モデル

図-4に解析モデル<sup>16)</sup>のメッシュ図 (FEMモデル) を示す．モデルは，供試体SP3, またはSP4と同一の寸法を有し，対称性を考慮した1/4モデルとした．コンクリート床版およびスタッドはソリッド要素，鋼桁はウェブをシェル要素，フランジをソリッド要素，鉄筋はコンクリートと一体として挙動する鉄筋要素とした．また，鋼桁-コンクリート床版間，スタッド-コンクリート床版間にインターフェイス要素を用いた．境界面のずれ，および，後述する discrete crack model, 付着・滑り摩擦モデルの特性は，この要素により考慮した．

#### (2) 材料のモデル化

##### a) コンクリート

円柱供試体による材料試験より算出した，圧縮強度 $f_c$ ，引張強度 $f_t$ ，ヤング係数 $E_{cm}$ を用いた (表-2参照)．材料モデルは図-5に示すような応力-ひずみ関係を用いた．圧縮側の構成則は，Eurocode 2<sup>17)</sup>に示された応力-ひずみ関係式(1)~(3)を適用 (ただし劣化勾配および終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ は考慮せず) した．

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)} \quad (1)$$

$$\epsilon_{c1} = -0.0022 \quad (2)$$

$$k = (1.1E_{cm}) \cdot \left( \frac{\epsilon_{c1}}{f_c} \right) \quad (3)$$

表-2 材料定数

解析対象モデル		SP3-1 SP4-1	SP3-2 SP4-2	SP3-3 SP4-3
コンクリート N/mm <sup>2</sup>	$f_c$	49.5	44.3	49.4
	$f_t$	4.1	3.8	4.1
	$E_{cm}$	37900	34400	37900
スタッド N/mm <sup>2</sup>	$f_{yst}$	445		
	$f_{ust}$	530		
	$E_{st}$	200000		
鉄筋 N/mm <sup>2</sup>	$f_{ys}$	460		
	$f_{us}$	600		
	$E_s$	200000		
鋼桁 N/mm <sup>2</sup>	$E_g$	200000		

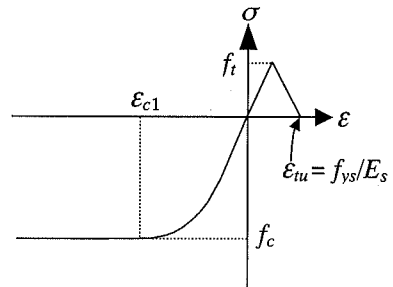


図-5 コンクリートの構成則

ここに， $\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ

$\sigma_c$  : コンクリートの応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{c1}$  : ピーク時のコンクリートのひずみ

$E_{cm}$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

引張側の構成則は、応力が初期剛性 $E_{cm}$ で引張強度 $f_t$ まで線形的に増加し、その後終局ひずみ $\epsilon_{tu}$ まで線形的に減少するlinear tension softening modelを用いた。なお、終局ひずみ $\epsilon_{tu}$ は、コンクリート床板がRC構造であることを考慮して、鉄筋の降伏ひずみ $(f_{ys}/E_s)$ としている。

また、ひび割れモデルとして、コンクリート床板一般部にはsmeared crack modelを、顕著なひび割れを生じるスタッドとコンクリートとの境界面にはdiscrete crack modelを適用した。いずれも、コンクリートが引張強度に達したときにひび割れが発生するものとし、ひび割れ発生後のせん断剛性はひび割れ後も保たれる (full shear retention) とした。

#### b) スタッド

標準引張試験を行い<sup>18)</sup>、得られた応力-ひずみ関係をもとにして図-6に示すようなmulti-linear modelでモデル化した。降伏強度 $f_{ys}$ 、終局強度 $f_{us}$ 、ヤング係数 $E_{st}$ を表-2に示す。

#### c) 鉄筋

ミルシートをもとにbi-linear modelでモデル化した。降伏強度 $f_{ys}$ 、終局強度 $f_{us}$ 、ヤング係数 $E_s$ を表-2に示す。

#### d) 鋼桁

鋼桁は十分な板厚と剛性を有しており、事前解析を踏まえた上で線形とした。

### (3) 破壊基準

コンクリートの破壊基準としてDrucker-Pragerの破壊基準を用いた。式(4)に破壊条件式を示す。

$$f(\sigma, \kappa) = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} + \frac{2\sin\phi}{3 - \sin\phi}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - \frac{6\cos\phi}{3 - \cos\phi}c(\kappa) \quad (4)$$

ここに、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : 主応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi$  : Drucker-Pragerの破壊基準における内部摩擦角 (deg.)

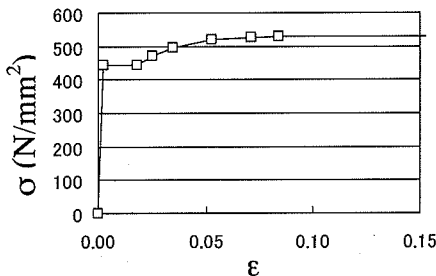


図-6 スタッドの構成則

Drucker-Pragerの破壊基準は、スタッドの押し抜きせん断挙動のような、高圧縮領域のコンクリートの破壊に対して過大評価となることが指摘されているため<sup>19)</sup>、事前解析を踏まえた上で内部摩擦角を10 deg.に設定した<sup>20)</sup>。また、等価粘着力は、コンクリート円柱の割裂試験から得られるコンクリートの内部摩擦角の理論近似解<sup>21)</sup> ( $\phi_0 = 58 \text{ deg.}$ )を用いて、式(5)より算出した。塑性ひずみ増分の計算には関連流れ則を用いた。

$$c(\kappa) = \frac{1 - \sin\phi_0}{2\cos\phi_0} f_c \quad (5)$$

ここに、 $c(\kappa)$  : 等価粘着力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi_0$  : 等価粘着力算出時の内部摩擦角 (deg.)

スタッドおよび鉄筋の降伏判定には、式(6)に示すvon Misesの降伏基準を用いた。

$$f(\sigma, \kappa) = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} - \sigma(\kappa) \quad (6)$$

ここに、 $\sigma(\kappa)$  : 1軸降伏応力 (N/mm<sup>2</sup>)

### (4) 解析結果および考察

#### a) 鋼桁とコンクリート床版の付着・滑り摩擦の影響

図-7に実験値と解析値の荷重-ずれ関係の比較を示す。ここで、解析値の基本モデルは、スタッド、コンクリート、鉄筋の材料非線形性、コンクリートのsmeared crack modelとdiscrete crack modelを考慮し、鋼桁とコンクリート床版の付着、および付着が切れた後の滑り摩擦の影響を無視して解析を行ったものである。

図-7より解析値の基本モデルの荷重-ずれ関係は、約13%実験値より下方にシフトした値となっている。主な原因として、付着・すべり摩擦の影響を基本モデルで考慮していないことが考えられる。そこで、実験結果と解析結果の差が、主として付着・滑り摩擦によって生じたものと考え、これを解析モデルにおいて考慮することにした。

ここでは、①付着・滑り摩擦の影響を含んだ実験値と付着・滑り摩擦の影響を考慮していない解析値との差が、鉄筋とコンクリートの付着・滑り摩擦特性と類似性があること、②汎用プログラムへのサブルーチンの導入性、を勘案して、DörrのBond-slip model<sup>22)</sup>をベースとした付着・滑り摩擦モデルを考慮した。

図-8および式(7)~式(8)に示すように、本モデルは、付着が切れた後も、一定の滑り摩擦応力が作用すると仮定している。理由は以下の通りである。

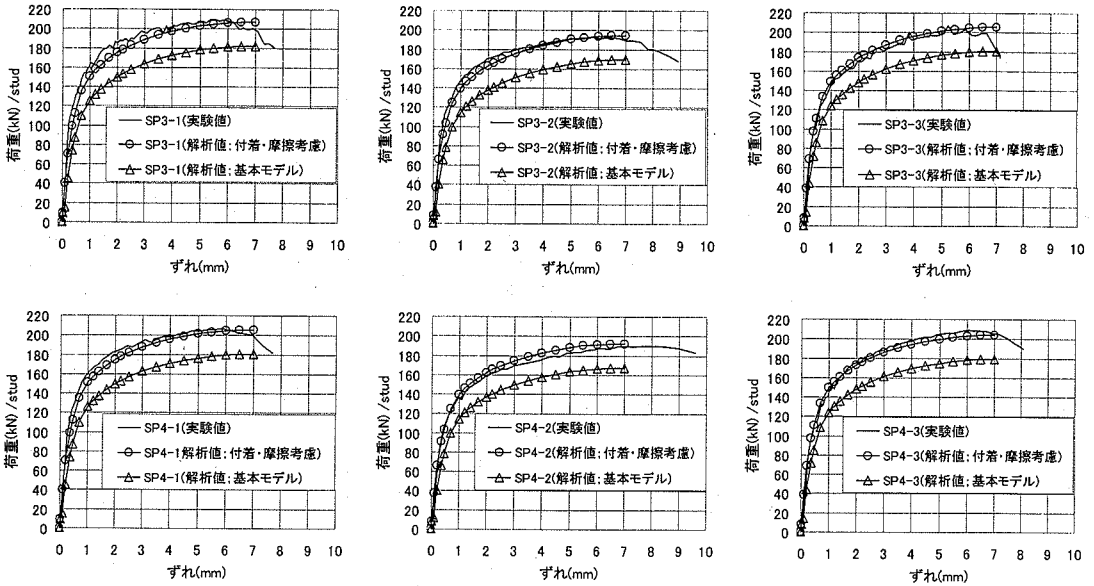


図-7 実験値と解析値の荷重-ずれ関係

付着・滑り摩擦応力

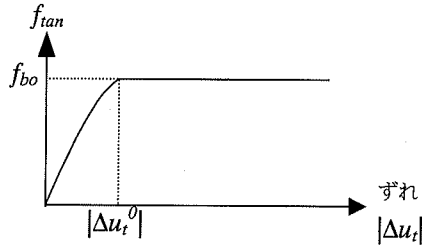


図-8 付着・滑り摩擦モデル

$0 \leq \Delta u_t < \Delta u_t^0$  のとき

$$f_{tan} = \frac{f_{bo}}{1.9} \left( 5 \left( \frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right) - 4.5 \left( \frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right)^2 + 1.4 \left( \frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right)^3 \right) \quad (7)$$

$\Delta u_t \geq \Delta u_t^0$  のとき

$$f_{tan} = f_{bo} \quad (8)$$

押し抜きせん断試験では、載荷方向と鋼桁-コンクリート床版間の面圧力の方向は直交する。このため、面圧力は載荷荷重の影響に鈍感であり、変動が小さいと考えると、面圧力は一定であると仮定できる。したがって、載荷荷重が変化する間も、面圧力に依存する滑り摩擦応力は一定と考えることができる。以上の仮定の真偽については現段階では判断できないが、さしあたり、この仮定に基づき、図-8および式(7)~式(8)のモデルを用いることにした。

既存の研究<sup>23)</sup>によると、付着応力の最大値 $f_{bo}$ は0.5 N/mm<sup>2</sup>程度であるが、端部の応力集中が小さい場合は大きくなる可能性があることが指摘されている。ここでは、複数の実験結果と解析結果を比較した上で $f_{bo}$ を0.9 N/mm<sup>2</sup>に設定し、以下の解析では各モデルにおいて統一した値を用いることにした。

付着応力が最大となるずれ量 $|\Delta u_t^0|$ の設定については、0.02~0.05 mm程度との実験結果<sup>23)</sup>を踏まえ、DörrのBond-slip modelの標準値0.06 mmに設定した。なお、 $|\Delta u_t^0|=0.02 \sim 0.06$  mmにおいて、荷重-ずれ関係に顕著な差が生じないことを解析で確認している。

付着・すべり摩擦応力については、今後、鋼桁-コンクリート床版間の面圧力の関数として、あるいはコンクリートの引張強度に依存するように定義するなど、更なる検討が必要であると考えられる。

また、コンクリートの打設方向に関しても、直交の場合はスタッド軸部の支圧面、倒立の場合は鋼桁-コンクリート床版間にブリージングが発生することが指摘されており<sup>24)</sup>、実験結果との比較を踏まえたうえで、その影響について別途検討する必要があると考えられる。

図-7より付着・滑り摩擦の影響を考慮した荷重-ずれ関係は実験値とよく一致していることが分かる。なお、実験ではスタッドのせん断破壊により荷重が低下したが、解析においてはコンクリート圧縮側、およびスタッドの構成則に劣化勾配を考慮していないため荷重は低下しない。また、コンクリート圧縮側の終局ひずみについても考慮していない。そこで、

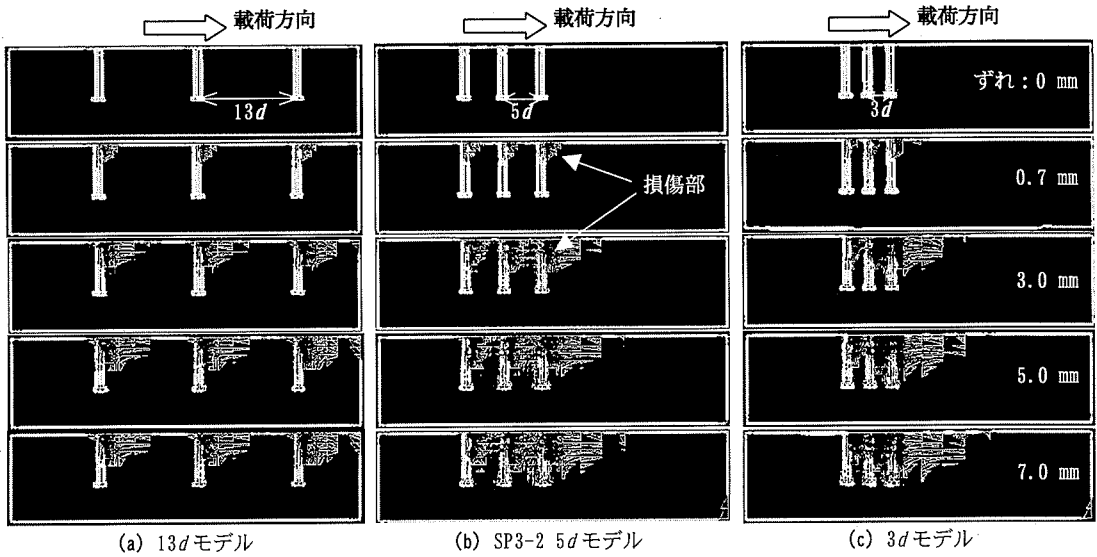


図-9 コンクリートの損傷状況

解析上の終局ずれは、解析において荷重の増加がほとんど認められなくなり、荷重がほぼ一定値に収束する7 mmとした。図-7より解析上の終局ずれは、概ね実験値の荷重が低下する点を捉えていることが分かる。

以上より、本研究で示した解析手法により、押し抜きせん断試験結果を精度よく再現できることが確認された。また、付着が切れた後の滑り摩擦応力一定の仮定が、概ね妥当であることが確認された。

#### b) 破壊モード

破壊モードについて考察するために、SP3-2 5dモデル（スタッドの橋軸方向間隔 $d_t = 5d$ ）に加え、 $d_t$ を13d および3d に変更した解析を実施した。ここで13dモデルは、 $d_t$ を最大限に広げたもの、3dモデルは、最小限に狭くしたものである。

図-9にコンクリート床版切断面の損傷状況を示す。ここでは、Drucker-Pragerの破壊曲面外に応力が達しているGauß積分点を含んだ要素を明色で示している。13dモデルでは、損傷は、0.7 mm時にスタッド軸下部の圧縮側に生じ、ずれが増大するにつれて3角形状（立体的には円錐状）に広がっていく。しかしながら、損傷部は終局時の7 mmでも独立したままである。従って13dモデルは、グループ配列の影響が小さく、各スタッドを十分な間隔で配列した標準配列と同等な挙動を示していると考えられる。

一方5dモデルでは、0.7 mm時は13dモデルと同様であるが、ずれが5 mm時に圧縮側の損傷部が隣接するスタッドの軸部まで達し、スタッド頭部付近の損傷も目立つようになる。そして終局の7 mm時には損傷部のオーバーラップが見られる。損傷部のオ

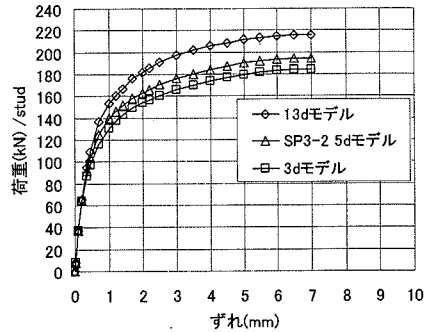


図-10 荷重-ずれ関係

ーバーラップは、実験供試体切断面でも確認されており、グループ配列特有の現象であると考えられる。損傷部の載荷方向長さに関しては、実験値が3d~5d程度、解析値は4d~5d程度であり、解析値の方が若干大きい値を示している。

更に間隔を小さくした3dモデルでは、ずれが3 mm時に既に損傷部が隣接するスタッドの軸部まで達して損傷部のオーバーラップが生じ、7 mm時にはグループ配列内部で集中した損傷が確認できる。次に荷重-ずれ関係を見ると（図-10）、13dモデルに対して、5dモデルは9.9%、3dモデルは14.7%せん断耐荷力が低下している。この理由は、明らかに図-9に示されるようなスタッド軸部周辺のコンクリートの損傷程度の違いによるものであり、損傷が大きくなるに従ってスタッドに対する拘束力が低下し、せん断耐荷力が低下すると考えられる。

ここで、標準配列に対するグループ配列の低下率が実験値で5%（表-1）、解析値で9.9%となった理



由として、解析モデル上の仮定の違い、実験値のばらつきの影響、などが考えられる。せん断耐荷力の低下に関する実験値と解析値の比較については4.(3) c)で後述する。

ずれ7 mm時におけるスタッドの変形モード(18倍)を図-11に示す。13dモデルにおいてはスタッド軸部の最下端部での変形が大きく、せん断卓越型のモードとなっている。

一方、グループ配列の3dモデルの場合は、軸部の最下端部のせん断変形は13dモデルよりも小さい。また、スタッド軸部も中間部あたりから曲がっており、曲げせん断型のモードとなっている。これは、スタッド軸部周辺のコンクリートが損傷し、スタッドに対する拘束力が低下したためと考えられる。

以上より、グループ配列したスタッドが、曲げせん断型のモードで終局に至る場合の破壊メカニズムについて考察すると以下ようになる。

- ①スタッド軸下部の圧縮側にコンクリートの損傷が生じる。
- ②ずれが増大するにつれてコンクリートの損傷が隣接するスタッドの軸部まで達し、損傷部間のオーバ

ーラップが生じる。

③スタッド軸部周辺のコンクリート損傷が大きくなるに従ってスタッドに対する拘束力が低下し、これにより軸部に曲げ変形が生じる。

④コンクリートの損傷を伴ったスタッドの曲げせん断破壊により終局状態に至る。

このような破壊メカニズムによって、グループ配列のせん断耐力は、同一の実験パラメータで標準配列のスタッドがせん断卓越モードで破壊する場合よりも、小さくなると考えられる。

#### 4. グループ配列のせん断耐荷性能の評価

グループ配列した場合の耐荷性能を体系的に評価することを目的として、影響が大きいと考えられる要因に関してのパラメトリック解析を実施した。

グループ配列した際に、せん断耐荷性能に影響を与えると考えられる主な要因として、コンクリート強度、スタッドの橋軸方向間隔、スタッドの橋軸直角方向間隔、コンクリート床版寸法、鉄筋量、スタッドの寸法、スタッドの強度、鉄筋強度、鋼桁の寸法などが挙げられる。

本章では、3.での検討結果を踏まえ、コンクリート床版寸法、スタッドの橋軸直角方向間隔、鉄筋量、スタッドの寸法、スタッドの強度、鉄筋強度、鋼桁の寸法を一定として、コンクリート強度とスタッドの橋軸方向間隔をパラメータとしたグループ配列についての検討を実施した。なお、ここでの検討は、図-1のSP-3供試体に代表されるような、所定の床版寸法、鉄筋量、鋼桁寸法を有している場合を想定している。

##### (1) 解析モデル

3.(1)に示したグループ配列モデルSP3をベースとして、スタッドの橋軸方向間隔 $d_i$ をパラメータとして変化させたモデルを作成した。各モデルの概要を表-3に示す。なお、鉄筋については、スタッドと重なる部分のみ、配置を若干変更している。

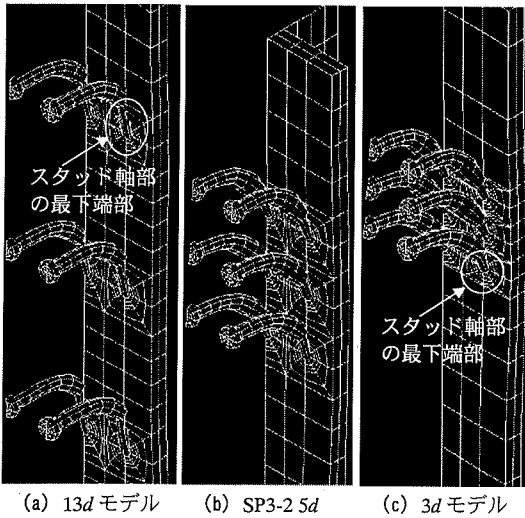


図-11 スタッドの変形モード(×18)

表-3 解析モデルの概要

橋軸方向 スタッド間隔 $d_i$	3d (=66 mm)	4d (=88 mm)	5d (=110 mm)	7d (=154 mm)	9d (=198 mm)	11d (=242 mm)	13d (=286 mm)
床版部概要							
共通パラメータ	床版サイズ：高さ×幅×厚さ=1000 mm×920 mm×250 mm，スタッド： $d_{22}/150$ ，橋軸直角方向スタッド間隔 $d_j$ ：3.6d (=80 mm)，鉄筋：D14，スタッド本数：9本/床版，鋼桁：HEM260 (フランジ厚32.5 mm，ウェブ厚18 mm)						

表-4 コンクリート強度パラメータ

コンクリート強度	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	25	30	40	50
$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.6	2.9	3.5	4.1
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30500	32000	35000	37000

## (2) 材料のモデル化および材料定数

コンクリートに関しては、Eurocode 2で規定されている代表的なコンクリートクラスを強度パラメータとして適用した。解析に用いたコンクリート強度パラメータ一覧を表-4に示す。これらの値を3.

(2) a) の式(1)~(3)に代入することにより、コンクリート圧縮側の構成則が得られる。スタッド、鉄筋、鋼桁に関しては、3. (2)に示した手法と同一とし、材料定数は表-2の値を用いた。また、破壊基準については、3. (3)と同一のものを用いた。付着・滑り摩擦の影響については、3. (4) a)に示したモデルを用いて考慮し、付着・すべり摩擦力の最大値 $f_{bo}$ は、0.9 N/mm<sup>2</sup>に統一した。

## (3) 解析結果および考察

### a) コンクリート強度の影響

図-12にスタッドの橋軸方向間隔 $d_l$ を一定としてコンクリート強度を変化させた場合の荷重-ずれ関係を示す。また、せん断耐力とコンクリート強度の関係を図-13に示す。これらの図より、コンクリート強度が小さくなるに従ってせん断耐力が小さくなっていることが分かる。スタッドの形状および材料特性が同一なのにコンクリート強度の違いによって荷重-ずれ関係に差が生じる理由は、スタッド軸部周辺を拘束するコンクリートの損傷程度の違いによるものと考えられる。

図-14にずれ7 mm時におけるスタッドの変形モードの比較を示す。

コンクリート強度が最も低いC25/30の場合(5d\_C25/30モデル)は、スタッドが軸部の上部から傾きながら変形している。また、スタッド軸部の最下端部の変形が大きいことから、スタッドが本来の性能を発揮する前に、周辺コンクリートが早期に損傷して終局状態に至り、せん断耐力が小さくなったと考えられる。

一方C50/60の場合(5d\_C50/60モデル)は、スタッド軸部の上部から中間部まではほぼまっすぐであるが、中間部から下端部にかけて変形が生じ、さらに最下端部の変形が卓越している。これは、C25/30よりもコンクリート強度が高いため周辺コンクリートが損傷しにくいためであり、その結果、スタッドへの拘束力が大きくなり、スタッドがせん断卓越型

に近いモードで終局に至ったため、せん断耐力が大きくなったと考えられる。なお、C30/40、C40/50の場合には、C25/30とC50/60の中間的な破壊モードとなることを確認している。

### b) スタッドの橋軸方向間隔の影響

図-15にコンクリート強度を一定として、スタッドの橋軸方向間隔 $d_l$ を変化させた場合の荷重-ずれ関係を示す。また、せん断耐力とスタッドの橋軸方向間隔係数 $C_l (= d_l / d)$ の関係を図-16に示す。 $C_l$ の違いによってせん断耐力に違いが生じる理由は、3. (4) b)で考察した通り、隣接するスタッドの影響によりスタッド軸部周辺コンクリートの損傷程度が異なるためであり、 $C_l$ が小さくなるに従って隣接するスタッドの影響、すなわち、グループ配列の影響が大きくなり、その結果スタッドに対する拘束力が低下してせん断耐力が低下すると考えられる。

### c) グループ配列によるせん断耐力低減係数

図-17は、13dモデルに対する、各解析モデルのせん断耐力低減係数 $\eta$ と橋軸方向間隔係数 $C_l (= d_l / d)$ の関係を、既存の実験結果<sup>14), 25)~27)</sup>と比較して示したものである。

解析値のせん断耐力は、 $C_l = 13$ においても上昇傾向にあるため、15dモデル( $C_l = 15$ )の追加解析を実施した。15dモデルの床版部概要を図-18に示す。床版部上端から上段のスタッド中心までの距離について、3d~13dモデルが294 mm~250 mmであるのに対して、15dモデルでは橋軸方向スタッド間隔 $d_l = 330$  mmを確保する必要があるために、図-18に示すように100 mmとしている。それ以外は、表-3に示した共通パラメータを用いている。

実験値については、ほぼ同一条件で $C_l$ を変化させて行った実験結果のうち、 $C_l$ が最も大きいケースを基準とし、それに対するせん断耐力低減係数 $\eta$ と $C_l$ の関係をコンクリート床版の圧縮強度 $f_c$  (N/mm<sup>2</sup>)とともにプロットしている。ただし、 $C_l$ が最も大きいケースが13未満の場合には、後述する式(9)~式(12)を用いて補正を行っている。

図-17より解析値は、 $C_l$ が大きくなるに従ってせん断耐力の低減が小さくなり、 $C_l = 13$ で頭打ちとなることが分かる。また、3. (4) b)での考察より、13dモデルはグループ配列の影響が小さく、各スタッドを十分な間隔で配列した標準配列と同等な挙動を示していると考えられることから、橋軸方向間隔係数 $C_l$ が13以上では、グループ配列による耐力への影響は無視できる程度に小さくなると考えられる。なお、 $C_l = 15$ において、せん断耐力が若干低下した原因の一つとして、前述した床版部上端から上段

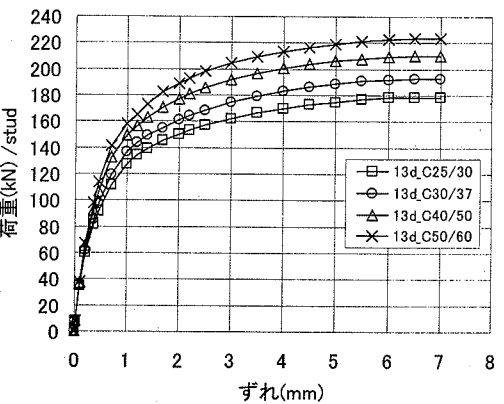
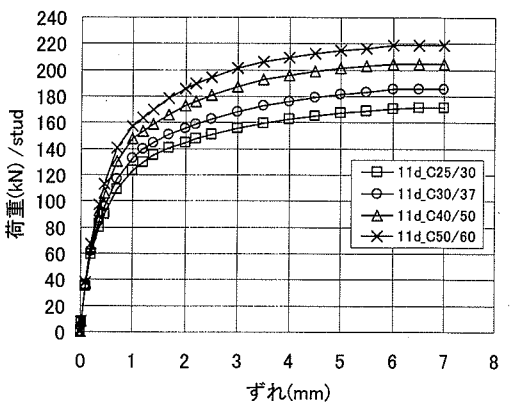
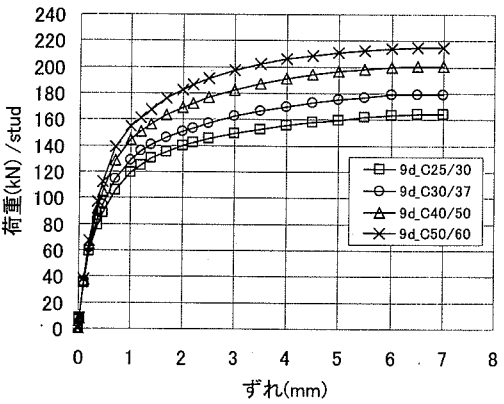
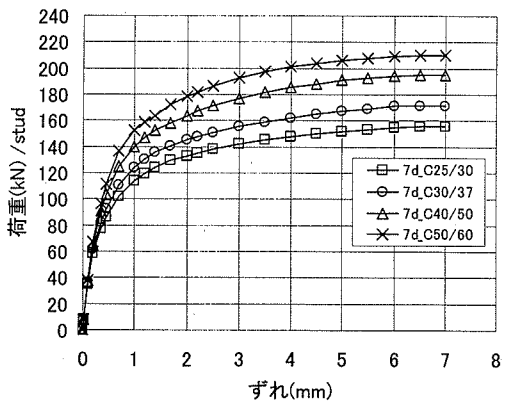
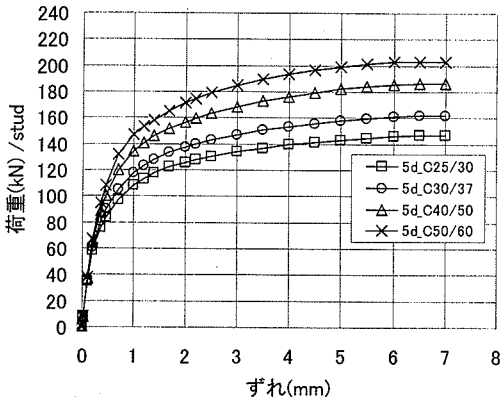
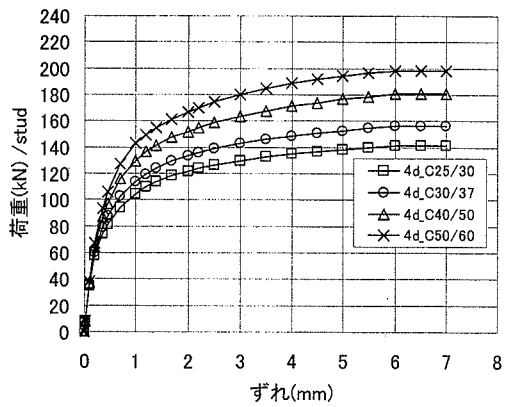
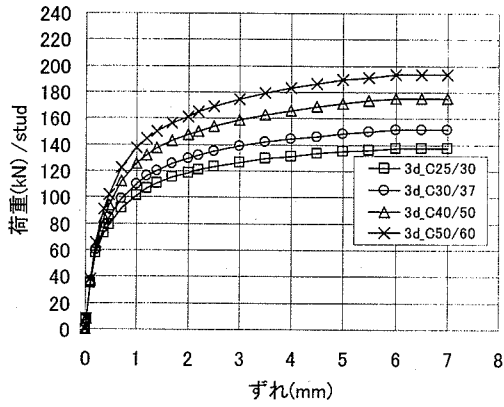


図-12 荷重-ずれ関係 (コンクリート強度の影響)

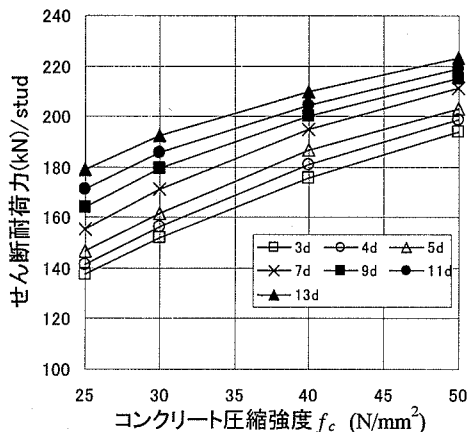


図-13 せん断耐荷力とコンクリート強度の関係

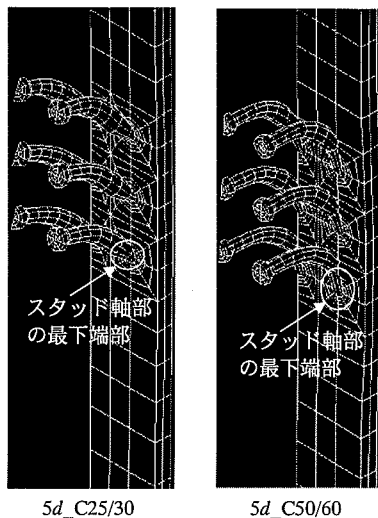


図-14 スタッドの変形モード(×18)

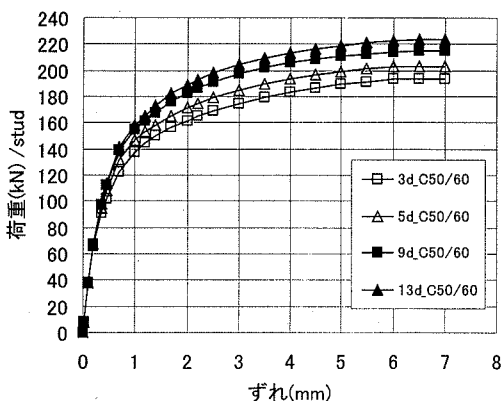
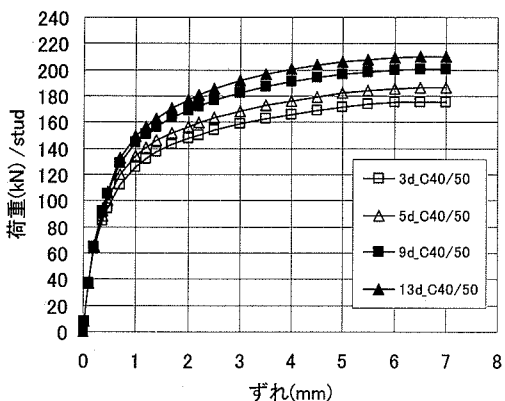
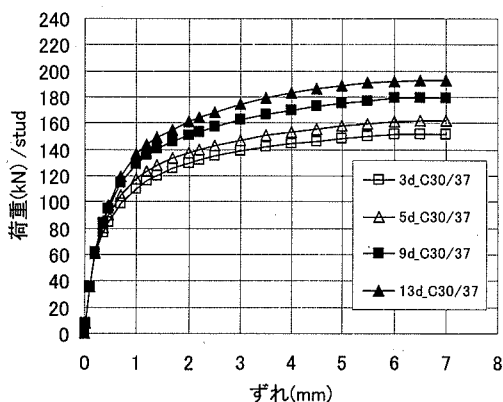
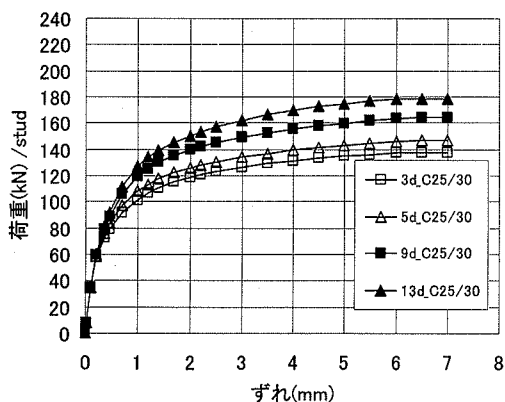


図-15 荷重-ずれ関係(スタッドの橋軸方向間隔の影響)

のスタッド中心までの距離の違いによる影響が考えられる。

実験値に関しては、データ数が少なく、またばらつきもあるが、解析結果と同様に、 $C_f$ が大きくなるに従って、せん断耐荷力の低減が小さくなる傾向が

認められ、また、 $C_f$ が5~7程度でコンクリート強度が比較的小さい場合には、 $\eta=0.90$ を下回るケースが生じている。なお、文献14)の実験値の低減が大きいのは、スタッドの橋軸および橋軸直角方向間隔が2.6dの極めて密な配列であるためと考えられる。

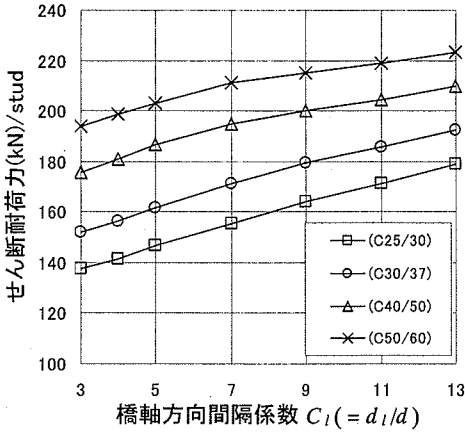
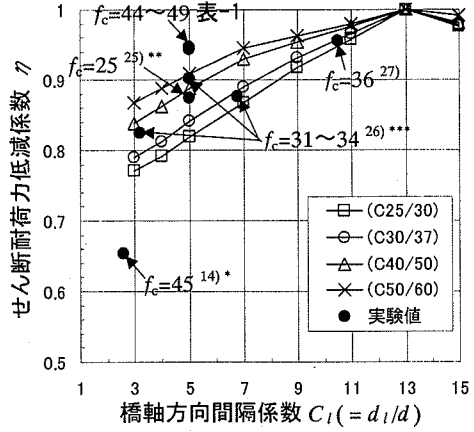


図-16 せん断耐力とスタッドの橋軸方向間隔係数 $C_1(=d_1/d)$ の関係



\*  $C_1=12$  に対する比較. 0.99 倍に補正  
\*\*  $C_1=9.1$  に対する比較. 0.91 倍に補正  
\*\*\*  $C_1=9$  に対する比較. 0.92 倍に補正

図-17 せん断耐力低減係数 $\eta$ と橋軸方向間隔係数 $C_1(=d_1/d)$ の関係

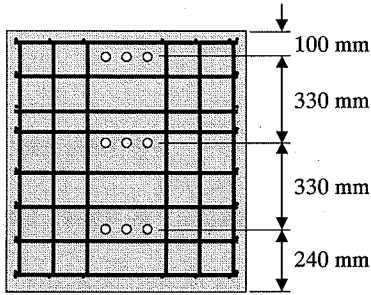


図-18 15d モデルの床版部概要

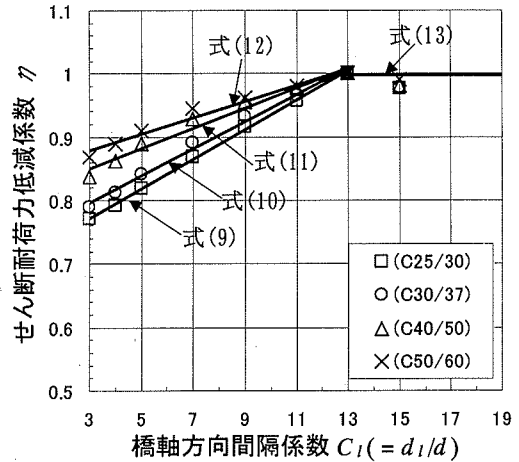


図-19 グループ配列のせん断耐力低減式

#### (4) グループ配列のせん断耐力低減式の提案

図-17に示した解析結果をもとにして、図-19および式(9)~式(13)に標準配列に対するグループ配列のせん断耐力低減式を提案する。

$3 \leq C_1 < 13$  のとき

C25/30 に対して

$$\eta = 0.023C_1 + 0.70 \quad (9)$$

C30/37 に対して

$$\eta = 0.021C_1 + 0.73 \quad (10)$$

C40/50 に対して

$$\eta = 0.016C_1 + 0.80 \quad (11)$$

C50/60 に対して

$$\eta = 0.013C_1 + 0.84 \quad (12)$$

$C_1 \geq 13$  のとき

C25/30~C50/60 に対して

$$\eta = 1.0 \quad (13)$$

ここでは4.(3)での検討結果をもとに、 $3 \leq C_1 < 13$  のときは、各コンクリート強度ごとに解析結果を補間した低減式を設定し、 $C_1 \geq 13$  のときは、一律に $\eta = 1.0$  (低減なし)とした。式(9)~式(13)より低減係数 $\eta$ を算出し、標準配列のせん断耐力に乘じることにより、グループ配列のせん断耐力を算出できる。

なお、本提案式の適用にあたっては、表-3に示すような所定の床版寸法、鉄筋量、鋼桁寸法、スタッド寸法、および表-2に示すスタッド強度を有してい

ることが前提となっている。ここで用いたパラメータ以外のケースについては、異なった結果を与える可能性があり、別途検討する必要がある。

## 5. 結論

グループ配列したスタッドのせん断耐荷性能を解明することを目的として検討を行った。得られた知見をまとめると以下ようになる。

(1) 本研究で適用したスタッド、コンクリート、鉄筋の材料非線形性、*smear*ed crack modelと*discrete crack model*の組合せ、付着・滑り摩擦モデルの適用により、スタッドのせん断耐荷性能を解析的に良好な精度で評価することができた。

(2) グループ配列したスタッドが曲げせん断型のモードで終局に至る場合の破壊メカニズムについて、実験結果および解析結果に基づき以下のように考察した。

①スタッド軸下部の圧縮側にコンクリートの損傷が生じる。②ずれが増大するにつれてコンクリートの損傷が隣接するスタッドの軸部まで達し、損傷部間のオーバーラップが生じる。③スタッド軸部周辺のコンクリート損傷が大きくなるに従ってスタッドに対する拘束力が低下し、これにより軸部に曲げ変形が生じる。④コンクリートの損傷を伴ったスタッドの曲げせん断破壊により終局状態に至る。

このような破壊メカニズムによって、グループ配列のせん断耐力は、同一の実験パラメータで標準配列のスタッドがせん断卓越モードで破壊する場合よりも、小さくなると考えられる。

(3) 橋軸方向間隔係数 $C_l (= d_l / d)$ を一定とした場合、コンクリート強度が小さくなるに従ってせん断耐荷力が小さくなった。この理由は、コンクリート強度の違いにより、スタッド軸部周辺コンクリートの損傷程度が異なるためと考えられる。

(4) コンクリート強度を一定とした場合、 $C_l$ が小さくなるに従ってせん断耐荷力が小さくなった。この理由は、隣接するスタッドの影響、すなわち、グループ配列の影響によりスタッド軸部周辺コンクリートの損傷程度が異なるためと考えられる。

(5) 解析値は、 $C_l$ が大きくなるに従ってせん断耐荷力の低減が小さくなり、 $C_l = 13$ で頭打ちとなる。また、3. (4) b)での考察より、 $13d$ モデルは標準配列と同様な挙動を示していると考えられることから、橋軸方向間隔係数 $C_l$ が13以上では、グループ配列による耐荷力への影響は無視できる程度に小さくなる

と考えられる。

(6)  $C_l$ が5~7程度でコンクリート強度が比較的小さい場合には、 $\eta=0.90$ を下回るケースが生じ、グループ配列による耐荷力への影響は無視できなくなると考えられる。

(7) パラメトリック解析結果をもとに、標準配列に対するグループ配列のせん断耐荷力低減式を提案した。

謝辞：本研究は、日本鋼管株式会社（当時）とローザンヌ工科大学（EPFL）からの助成を受けて実施されました。実験実施にあたり、ローザンヌ工科大学(EPFL)のHIRT教授およびNUSSBAUMER博士より、丁寧なご指導いただきました。また、ローザンヌ工科大学(EPFL)のPIDOUX氏、GUEX氏、DEMIERRE氏、REIST氏、LÄÄNE氏、IMHOF氏の協力を得ました。さらに、石川工業高等専門学校の富田助教授より、実験結果に対する貴重なご意見を頂きました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 依田照彦：鋼コンクリート複合構造橋梁と接合技術、片山技報，19，pp. 2-8, 2000.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，丸善，2002.3.
- 3) European Committee for Standardization: *Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures*, 1994.
- 4) Lebet, J.-P. : *Comportement des ponts mixtes acier - béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*, Thèse 661, EPFL, Lausanne, 1987.
- 5) Lebet, J.-P. : *Ponts mixtes avec liaison acier - béton par groupes de goujons*, IABSE Symposium, Brussels, pp. 233-238, 1990.
- 6) 大久保直人，栗田章光，中島星佳，小松恵一，端本勝介：合成桁のスタッドグループ配置に関する実験的研究，鋼構造年次論文報告集，第8巻，pp. 493-500, 2000.11.
- 7) 大久保直人，栗田章光，小松恵一，中島星佳：スタッドをグループ配置した合成桁の力学性状に関する解析的研究，鋼構造論文集，第9巻，pp. 67-75, 2002.6.
- 8) Okada, J., Lebet, J.-P.: *Strength and behavior of grouped stud connectors*, *Proceedings of 6th ASCCS Conference*, Vol. 1, Los Angeles, USA, pp. 321-328, 2000.
- 9) Okada, J., Lebet, J.-P.: *Push-out tests for grouped arrangement of stud connectors*, *Rapport d'essai ICOM 420*, EPFL, Lausanne, 2000.
- 10) 岡田 淳，Lebet, J.-P.：グループスタッドの耐力と挙

- 動, 土木学会第 56 回年次学術講演会, CS2-009, pp. 98-99, 2001.10.
- 11) Okada, J., Yoda, T., Lebet, J.-P.: Experimental and Analytical Study on Grouped Arrangement of Stud Connectors, *Proceedings of 5th Japan-German Joint Symposium*, Osaka, Japan, pp. 501-509, 2003.
- 12) 大久保直人, 栗田章光, 小松恵一, 石原靖弘: グループスタッドの静的および疲労特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp. 1391-1397, 2002.3.
- 13) 平城弘一, 松井繁之, 武藤和好: 柔な合成作用に適するスタッドの開発, 構造工学論文集, Vol.44A, pp. 1485-1496, 1998.3.
- 14) 保坂鐵矢, 平城弘一, 小枝芳樹, 橘吉宏, 渡辺澁: 鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp. 1497-1504, 1998.3.
- 15) TNO Building and Construction Research: DIANA Release 7.2, Delft, Netherland, 1998.
- 16) 岡田 淳, 依田照彦: グループ配列したスタッドの FEM 解析, 土木学会第 58 回年次学術講演会, I-490, pp. 979-980, 2003.9.
- 17) European Committee for Standardization: Eurocode 2, Design of concrete structures, 1992.
- 18) VSM-Normenkommission: VSM 10921, Werkstoffprüfung Zugversuch, 1975.
- 19) Chen, W.F.: コンクリート構造物の塑性解析, 色部誠, 河角誠, 安達洋 監訳, 丸善, 1985.
- 20) TNO Building and Construction Research: DIANA-7 User's Manual, Nonlinear Analysis, p. 22, 1998.
- 21) 藤田吉夫, 石丸燐太郎, 花井重孝, 末永保美: Plain Concrete の内部摩擦角と引張強度についての一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第494号, pp. 7-14, 1997.4.
- 22) Dörr, K.: Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens, University of Darmstadt, Germany, 1980.
- 23) 山田真幸, サトーンペンボン, 三木千尋, 市川篤司, 入部孝夫: R C 床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価, 構造工学論文集, Vol.47A, pp. 1161-1168, 2001.3.
- 24) 赤尾親助, 栗田章光, 平城弘一: 頭つきスタッドの押し抜き挙動に及ぼすコンクリートの打ち込み方向の影響, 土木学会論文集, No.380 I-7, pp. 311-320, 1987.4.
- 25) Roik, K., Hanswille, G.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, *Stahlbau* 52, pp. 555-560, 1983.
- 26) Kuhlmann, U., Breuninger U.: Zur Tragfähigkeit von horizontal liegenden Kopfbolzendübeln, *Stahlbau* 67, pp. 547-554, 1998.
- 27) 平城弘一, 武藤和好, 松井繁之, 石崎 茂: 柔スタッドの配列が及ぼす押抜きせん断挙動への影響, 土木学会第 53 回年次学術講演会, I-A322, pp. 644-645, 1998.10.

(2003. 6. 24 受付)

## A STUDY OF THE GROUPED ARRANGEMENT OF STUD CONNECTORS ON THE SHEAR STRENGTH BEHAVIOR

Jun OKADA, Teruhiko YODA and Jean-Paul LEBET

Firstly, failure mode and shear strength of the stud connectors were investigated based on the push-out test results. Secondly, availability of the proposed analytical method was verified on the basis of the comparison with the test results and the failure mechanism of the grouped arrangement was studied. Lastly, parametric analyses on concrete strength and on the longitudinal spacing of the stud connectors were conducted and equations of the reduction of the grouped arrangement of stud connectors in the shear strength behavior were proposed.