

鋼・コンクリート接合構造に関する調査

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 16～平 18

担当チーム：橋梁チーム

研究担当者：村越 潤，田中 良樹

【要旨】

複合構造の設計で重要となる鋼とコンクリートの接合部は、個々の現場ごとに実験的な検討を中心とした研究開発が行われているが、個別の構造に特化したものが多く、接合設計法が明確でない部分が多い。本調査では、最も基本的なスタッドなどの鋼棒を用いた接合構造に着目して、その挙動解明に不可欠なコンクリートの反力係数 K 値の検証試験を実施した。その結果、既往の K 値推定式が概ね妥当であること、同推定式がスタッドにも適用できる可能性があることを確認した。また、鋼棒が負担するせん断伝達耐力が **Rasmussen** の式で精度よく推定できることを確認するとともに、係数を補正することで線形限界に相当する降伏荷重の予測も可能であることを明らかにした。

キーワード：スタッド，ずれ止め鉄筋，せん断伝達，弾性床上のはり， K 値

1. はじめに

鋼合成げたは、1950 年代後半に日本に導入され始めたが、鉄筋コンクリート床版の損傷が頻繁に見られるようになり、その取替が困難であることから鋼合成げたの採用が控えられてきた。1990 年代、鉄筋コンクリート床版の疲労耐久性が輪荷重走行試験によって評価できるようになり、現行道路橋示方書(以下、道示)に対応した床版は損傷が著しかった時期の床版に比べて大きく改善されていることが明らかにされた。近年、コスト縮減をめざす中で、鋼合成げたが見直されるとともに、波型鋼板ウェブ橋、鋼・コンクリート複合トラス橋などのさまざまな鋼・コンクリート複合構造が提案され、採用されている状況にある。また、それに伴い、新たな接合構造も提案されている。

新形式の橋梁の設計において、FEM の設計への利用は欠くことができない。全体挙動を把握する際、鋼・コンクリート間のせん断伝達は簡易なばねでモデル化されているが、接合構造の実際の挙動、例えば、接合部の鋼、コンクリートそれぞれの形状寸法や材料諸元がずれ量や耐力に及ぼす影響は必ずしも明らかでない。

本調査では、これらの点を踏まえて、鋼・コンクリートの接合構造として最も一般的なスタッド及びずれ止め鉄筋による接合方法を対象に、鋼棒とコンクリート、それぞれの破壊までの挙動を明らかにす

るとともに、形状寸法、断面諸元を踏まえた照査法の検討を行う。これらの接合方法の場合、せん断伝達機構として、a)ダウエル作用(鋼棒の拘束条件、反力係数 K 値の評価)、b)接合面の摩擦の影響、c)鋼棒周囲のコンクリートの引抜破壊、縁端距離、鉄筋拘束、埋め込み長、頭径などによる破壊形態の変化を検討する必要があるが、本調査では、a)及び b)を中心に検討を行った。

2. 鋼棒を用いた接合構造の検討課題

2.1 ダウエル作用と破壊

スタッドによる鋼・コンクリートの接合において、接合面に平行な力の伝達は、ダウエル作用下のスタッド軸部のせん断抵抗とコンクリートの支圧に対する抵抗、及び接合面間の付着・摩擦によってもたらされる²⁾(図-1)。

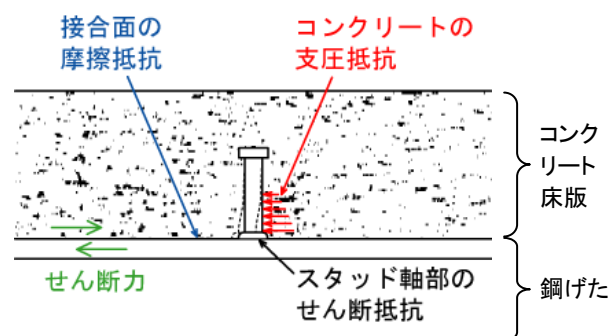


図-1 スタッドによるせん断伝達概念図

スタッドのせん断伝達耐力は、Viest によって実験的に検討され、設計法が提案された²³⁾。日本では、山本らがさらに実験を加えてその設計法の検証を行うとともに、係数などの修正を加えた⁴⁾。その結果は、現行道示に反映されている。その後、国内外でスタッドの研究が加えられ、例えば、平城らは既往の実験データベースに基づき新たな照査式を提案した⁵⁾。

2.2 ダウエル作用下の鋼棒の挙動

Friberg は、コンクリート舗装の打継目におけるダウエル筋の設計のため、コンクリート中における鋼棒の挙動を弾性床の上のはり(BEF)として扱った⁶⁾。この方法によれば、コンクリート中の鋼棒のダウエル作用によって生じる曲げモーメント、せん断力、たわみ角、たわみを算定できる。スタッドの挙動も BEF で表せるものとする、スタッドのずれ定数 P/y_0 は次式で求められる。

$$P/y_0 = K \cdot d / \beta \quad (1)$$

ここに、 $\beta = (K \cdot d / 4 E I)^{1/4}$

P : スタッド軸に直角方向の作用力, y_0 : 鋼板とコンクリートの間におけるスタッドの水平変位,
 K : コンクリートの反力係数(K 値), d : 鋼棒(ダウエル筋)の径, E : 鋼材のヤング係数, I : 鋼棒の断面二次モーメント

コンクリートの K 値は、80~400 N/mm^3 の範囲にあり⁶⁾、米国のコンクリート舗装の設計では、 K 値として 400 N/mm^3 が用いられる⁷⁸⁾。Sotelino らは、コンクリート舗装打継目の 3D-FEM におけるダウエル筋のモデル化のために要素試験を実施して、 $\phi 6$ mm 及び $\phi 13$ mm のダウエル筋に対して K 値をそれぞれ 490, 570 N/mm^3 と設定した⁹⁾。

Poli らは、この K 値に着目した実験的検討を行い、次式を提案した¹⁰⁾。

$$K = 269 f'_c{}^{0.5} / d^{2/3} \quad (2)$$

ここに f'_c : コンクリートの圧縮強度

また、Qureshi らは、コンクリートのひび割れ箇所での鉄筋の挙動を算定するための K 値として次式を用いた¹¹⁾。

$$K = 150 f'_c{}^{0.85} / d \quad (3)$$

以上の点から、コンクリート中のダウエル作用下の鋼棒の挙動を把握するには、いずれも弾性床の上のはりとして仮定することが共通しているが、その計算に必要なコンクリートの K 値は、その推定式の提案がされているものの、基準類に反映されず、必ずしも定まった方法には至っていない状況にある。

2.3 ダウエル作用下の鋼棒の限界指標

スタッドによる接合構造のダウエル作用下での限界指標として、道示鋼橋編では、スタッド 1 本当りの許容せん断力として規定している。また、道示コンクリート橋編では、許容せん断応力度(接合面の摩擦を考慮)を規定している。これらは、いずれも実験で得られたせん断伝達耐力に対してある程度の安全率をみたものである。ずれ量の限界については、これらの許容値の範囲であれば特段の支障のない範囲であることが確認されているが、ずれ量やずれ定数そのものの規定は見られない。新たな接合構造が提案された場合には、ずれ定数やずれ量の線形限界、

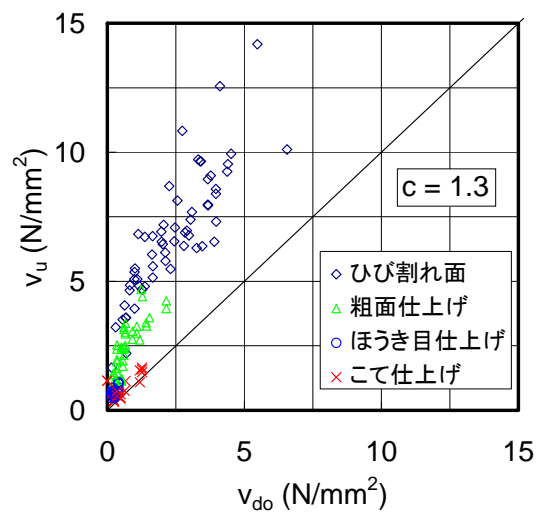
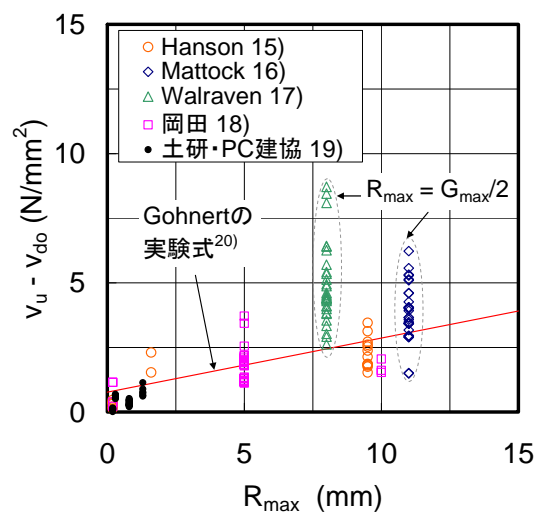


図-2 既往の実験データに基づくせん断伝達耐力 v_u とダウエル作用によるせん断伝達耐力 v_{do} の関係



注) R_{max} : 最大高さ(mm), 文献 15),18),19)は目標値, 同 16),17)は最大骨材寸法 G_{max} の 1/2 とした。

図-3 $(v_u - v_{do})$ と接合面の表面粗度 R_{max} の関係

全体部材への影響を考慮したずれ量の限界値も検討する必要があると考えられる。また、スタッドやずれ止め鉄筋の破壊を詳細に見ると、鋼材の降伏、コンクリートの圧壊やひび割れなど、ずれ量の直線性に影響を及ぼす損傷過程があると想定されるが、それらの相互の関係が明確でない。

2.4 接合面の摩擦の影響

鋼道路橋の設計では、一般に付着・摩擦の影響は無視されるが、実構造物の計測や解析から、常時の挙動を把握する場合には、付着・摩擦の影響は無視できないことが知られている¹²⁾。鋼板とコンクリート間の摩擦係数は概ね 0.7 程度であり¹³⁾、初期载荷の際は付着の影響でより大きいずれ抵抗が接合面に生じる。

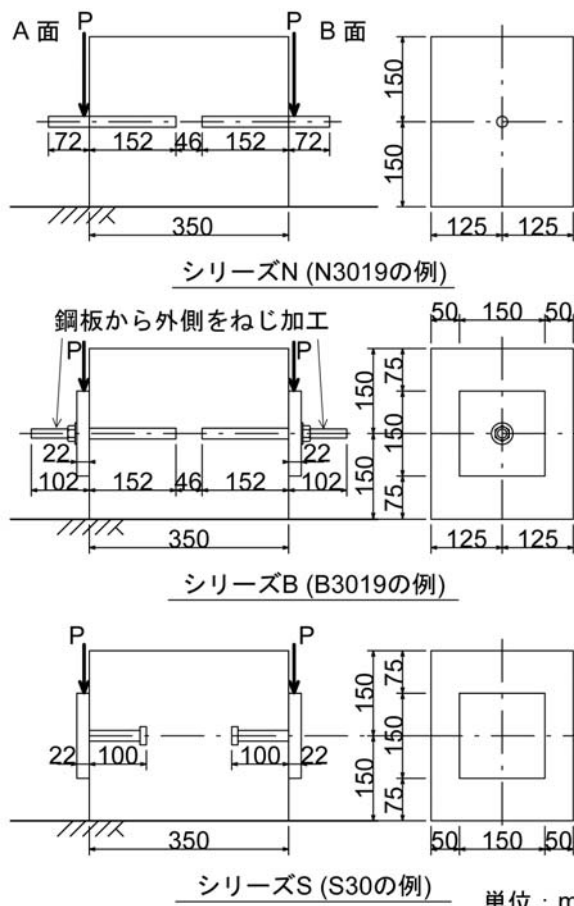
ここでは、視点を変えて、接合面の表面粗度が粗く、摩擦の影響が比較的大きいと考えられる鉄筋コンクリート部材の打継目あるいはひび割れ面のせん断伝達に着目して、接合面の表面粗度がせん断伝達耐力に及ぼす影響について述べる。

Rasmussen は、コンクリート中に埋められた鋼棒のダウエル作用下での耐力式を弾性理論に基づき構築し、係数を実験で求めて次式のとおりに提案した¹⁴⁾。

$$P_u = c \cdot d^2 \sqrt{f_c \cdot f_y} \quad (4)$$

ここに、 P_u ：鋼棒 1 本当たりの耐力、 c ：定数、鋼棒周囲のコンクリート表面を鋼板で拘束した場合 2.5、鋼板の拘束がない場合 1.3、 f_y ：鋼棒の降伏点

これを用いて、既往のコンクリートの打継目またはひび割れ面のせん断伝達について実施されたプッシュオフ試験の結果を整理した。図-2 に、既往のプッシュオフ試験^{15)~19)}で得られたコンクリートの接合面の最大せん断応力度 v_u (破壊時荷重を接合面積で除した平均せん断応力度)を、式(4)を接合面積当りに換算した、ダウエルのみのせん断伝達応力度 v_{do} (ここでは $c=1.3$ と仮定)と対比して示す。最大せん断応力度 v_u はダウエルのみのせん断伝達応力度 v_{do} と同等以上である。表面粗度が小さいほど v_u と v_{do} の差が小さく、こて仕上げの結果では両者ほとんど差がない。図-3 に、これらの差($v_u - v_{do}$)を接合面の最大表面粗度 R_{max} と対比して示す。既往の研究では、表面粗度の定量的評価が行われていないものが多いことから、ここではそれぞれの文献の記述に基づき概略の数値を用いた。また、($v_u - v_{do}$)も鉄筋量の影響が見られるがここでは考慮していない。これらの理由から、ばらつきは大きい傾向にある。図中、



シリーズ B, S の鋼板の内側にグリスを塗布した。鋼板の孔径は D13, D19 に対してそれぞれ $\phi 15, 23\text{mm}$ とした。

図-4 ダウエル供試体の形状寸法と载荷方法

表-1 供試体の主な材料諸元

(a) コンクリート配合表

f_{ck}	W/C (%)	Air (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
				W	C	S	G	AE
24	75.0	4.5	47.6	171	228	876	1005	2.28
30	57.0	5.0	46.7	181	318	814	967	3.18
40	48.5	3.9	46.6	170	351	812	970	3.86
50	40.0	2.4	45.3	175	438	775	975	4.82

普通ポルトランドセメント、 $G_{max}=20\text{mm}$ 、 f_{ck} ：N/mm²、
混和剤：AE 減水剤、 $f_{ck}=40,50$ は高性能 AE 減水剤

(b) 鋼材の引張強さ(降伏点は表-2)

鋼種	引張強さ (N/mm ²)	実測曲げ剛度 EI (kN・mm ²)	実測高さ (mm)
SD295A D10	503	84400	10.1
SD295A D13	480	239000	13.2
SD295A D16	504	629000	16.9
SD295A D19	538	1320000	20.8
SD345 D19	560	1270000	19.9
SD390 D19	638	1240000	20.0
スタッド $\phi 19$	470	1240000	18.9

Gohnert が無筋のコンクリート間の接合面を対象として実験した結果から得られたせん断伝達応力度 v_{fr} と R_{max} の関係を示した²⁰⁾。この結果より、 $(v_u - v_{do})$ は、概して R_{max} が大きいほどその値も大きく、概略の傾向は Gohnert の式で表せることがわかる。

なお、現行のコンクリート標準示方書で示されているコンクリートの接合面のせん断伝達耐力は、まったく異なるアプローチに基づく式が示されており、実験結果との整合性も高いとされる²¹⁾。

以上の点を踏まえて、式(2)、(3)による K 値の検証と、式(4)の根拠となった Rasmussen のダウエル試験における鋼棒の挙動の詳細把握を目的として、同氏のダウエル試験の再現試験を実施した。また、コンクリート中のスタッドの挙動についても同様の供試体で確認することとした。

3. ダウエル試験

3.1 供試体

供試体の形状寸法を図-4 に示す。形状寸法は Rasmussen の試験と同じであるが、異形鉄筋を用いるとともに、定着長を $6d$ から $8d$ に変更した。異形鉄筋は、通常の使用状態を想定して、異形鉄筋の縦リブが上下になるように配置した。表-1 に供試体の主な材料諸元を示す。各材料ごとに材料試験を実施するとともに、異形鉄筋の強軸まわりの曲げ剛性を確認するため、鉄筋の曲げ試験も実施した。表-2 に、供試体の一覧を主なパラメータとともに示す。図-4 で示したとおり、シリーズ N は鋼板によるコンクリート表面の拘束がないもの、シリーズ B は鋼板による拘束があるもの、シリーズ S はスタッドを用いたものである。

3.2 載荷方法と測定項目

載荷は図-4 に示したとおり、供試体を試験機のベッド上に置き(べた置き、固定なし)、球座、鋼製治具を介して両端の鉄筋または鋼板を鉛直方向に静的に押し下げた。なお、シリーズ B の鋼板は、鉄筋にねじ切り加工を施しておき、ボルトで鋼板を支え、載荷試験直前に鉄筋の軸方向ひずみが概ね 100μ となるように締め付けた。

コンクリート中のずれ止め鉄筋の挙動を把握するため、コンクリート表面から $3mm$ 、 $1d$ 、 $2d$ 及び $4d$ の位置の上下縦リブ上にひずみゲージ(ゲージ長 $1mm$)を貼り付けた(B 面は 1 断面のみ)。変位は載荷点直下のコンクリート表面位置での鉄筋の変位(シリーズ B ではナット部で計測、同 S では鋼板の変位

表-2 ダウエル試験の供試体一覧

記号	コンクリート圧縮強度 f_c (N/mm ²)	鋼材		破壊状況 (鉄筋, スタッドのせん断破壊の有無)
		径	降伏点 / 0.2%耐力 f_y (N/mm ²)	
N2419	24.5	D19	342	なし
N3010	33.8	D10	355	〃
N3013	31.2	D13	338	〃
N3013A	32.8	D13	338	〃
N3016	32.8	D16	345	〃
N3019	33.3	D19	342	〃
N3019-345	33.3	D19	374	〃
N3019-390	33.3	D19	445	〃
N4019	45.8	D19	342	〃
N5010	59.2	D10	355	〃
N5013	59.2	D13	338	〃
N5016	59.2	D16	345	〃
N5019	59.1	D19	342	〃
N5019-345	59.1	D19	374	〃
N5019-390	59.1	D19	445	〃
B2419	24.5	D19	342	〃
B3013	33.8	D13	338	あり
B3019	33.8	D19	342	〃
B4019	45.8	D19	342	〃
B5013	59.5	D13	338	〃
B5019	59.5	D19	342	〃
S24	24.5	$\phi 19$	342	なし
S30	33.8	$\phi 19$	342	〃
S40	45.8	$\phi 19$	342	あり
S50	59.5	$\phi 19$	342	〃

注 1) N3013A のみ、ダウエル鉄筋の直下、かぶり $30mm$ の位置に配力鉄筋を配置した。

注 2) 鋼材は JIS 規格品、当て板は SM490A

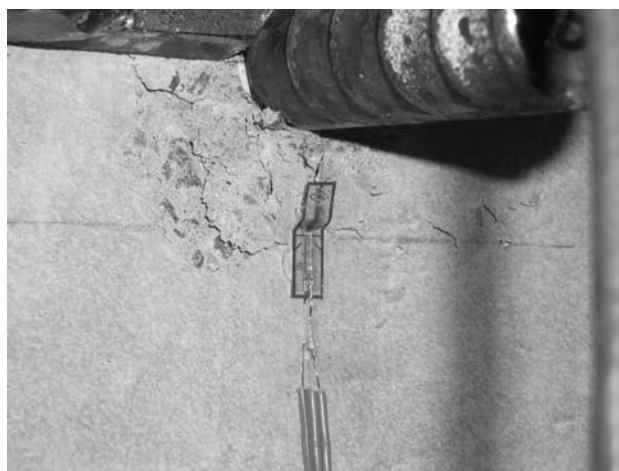


図-5 コンクリートの初期の剥離 (N3019, A 面) 荷重 $41kN$ 、変位 $4.7mm$ 、カンチレバー変位計撤去直後

のみ計測)及びコンクリート表面から 50 mm の位置での鉄筋の変位をそれぞれ計測した。また、シリーズ N では、鉄筋直下の支圧によるコンクリートの剥離発生をモニタリングするため、ポリエステルひずみゲージ(ゲージ長 10 mm)を鉄筋下端からベース先端まで 5 mm 離して貼り付けた。

3.3 結果

それぞれの破壊状況の概略は、表-2 に示したとおりである。シリーズ N は、ある程度まで曲げ変形が進むと、折れ曲がった鉄筋が治具と供試体コンクリートの間にくさびのように食い込み始めるため、再び耐力が増加する傾向が見られた。鋼板を有する供試体はコンクリート強度が高い場合に鋼棒のせん断破壊により、終局に至った。

図-5 にシリーズ N(N3019)のコンクリートの初期の軽微な剥離発生状況を示す。このとき既に変位は約 5 mm に達した段階であった。さらに負荷を続けると、さらに大きい剥離が見られた。

図-6 に、供試体 N3019 を例として、鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位の関係を示す。図中、鉄筋の降伏荷重、コンクリートのひずみの急変が発生した荷重をそれぞれ示した。荷重と変位の傾きが変化する点は降伏荷重の後に見られた。シリーズ N の場合、鉛直変位が鉄筋径を超えても載荷を続けると鉄筋がコンクリートにめり込み、くさびとなって荷重は再び増加し始める。シリーズ N の載荷試験はこの時点で終了した。

図-7 に、供試体 N3019 のコンクリート内部の鋼棒のひずみ測定結果に基づく曲げモーメント図を示す。降伏荷重 19 kN 程度までは鉄筋のひずみが上下で概ね対称(極性は逆)で曲げ成分のみによるひずみであった。図中の計算値は BEF でのあてはめ結果であり、降伏荷重まではあてはめ精度が比較的良好であった。降伏後は徐々にピーク位置が浅い位置に移行する傾向が見られた。

図-8 に、N3019 を例にコンクリート表面での鉄筋の傾きを荷重との関係で示す。傾きを測定したシリーズ N の場合、傾きは荷重とともに増加しており、載荷治具と鉄筋の当り具合によって真の載荷位置がコンクリート表面から数 mm 程度離れていたと考えられる。このことから、図-7 に示したあてはめにおいてもこれを考慮した。荷重と鉄筋の傾きの変化点は、コンクリート表面の鉛直変位の変化点(図-6)と概ね一致しており、鉛直変位と同様に降伏荷重の後に変化が見られた。

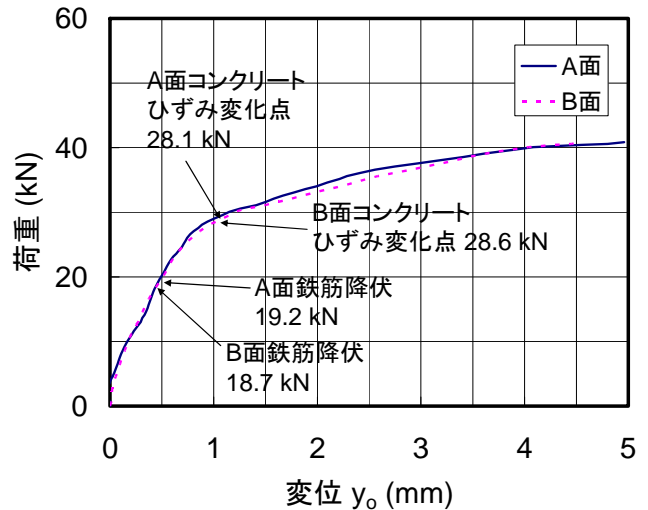


図-6 鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位の関係(供試体 N3019 の例)

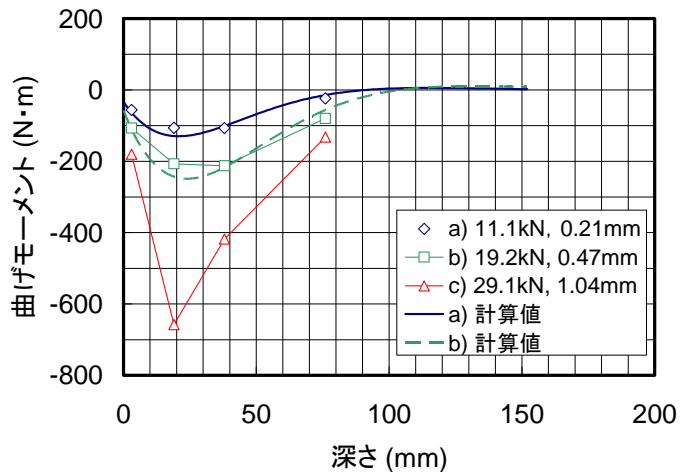


図-7 コンクリート内部の鉄筋の曲げモーメント (供試体 N3019 の例)

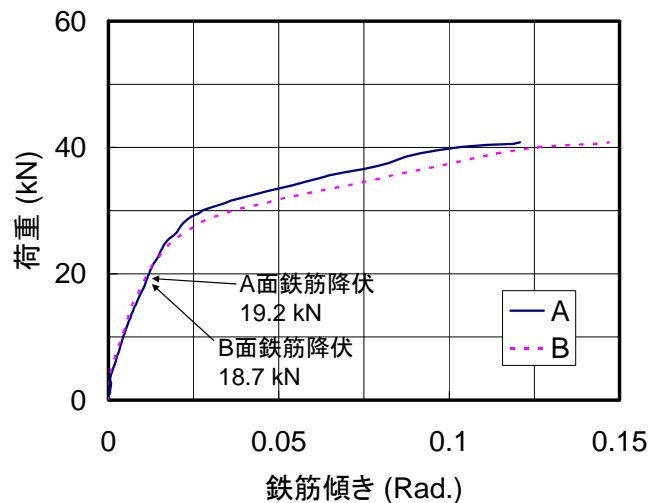


図-8 コンクリート表面での鉄筋の傾きと荷重の関係 (供試体 N3019 の例)

図-9に、供試体 N3019, B3019, S30 を例として、鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位の関係を示す。鋼板による拘束のない N3019 に比べて鋼板による拘束のある B3019 及び S30 では 0.5 mm を超えた後も荷重-変位の直線性を保持して、耐力も大きく向上した。また、当て板を当てた B3019 はスタッドの S30 と当て板のない N3019 の中間の挙動を示しており、ボルトで固定した当て板による回転拘束はスタッドに比べて緩やかであったことがわかる。

図-10に、各供試体の鋼材の降伏荷重(ひずみ測定位置で確認した範囲での鋼材が降伏し始めた荷重)、コンクリート表面での変位が 1mm, 5 mm にそれぞれ達した荷重を示す。また、シリーズ N については、コンクリート表面のひずみゲージの変化点をコンクリートの剥離の兆候が見られた荷重として合わせて示す。コンクリートの剥離の兆候は、いずれも鋼材の降伏とほぼ同時かそれ以降に見られたことがわかる。

4. 考察

4.1 コンクリートの K 値

図-7に例示したように、シリーズ N の鉄筋ひずみを利用したあてはめから K 値が求められる。荷重レベルによっても異なるとともに、供試体によってはばらつきが著しいものも見られたが、ここでは、荷重レベルの違いによる K 値のばらつきが小さく、実測値と計算値の相関が比較的高い降伏荷重付近の測定値を用いた。その結果を、 $K \cdot d$ とコンクリートの圧縮強度 f_c の関係で図-11に示す。図中、供試体 N5019 と N5010 の結果を除いた場合の回帰式を示す。ばらつきは大きいですが、 f_c との相関があることが確認できる。

図-11には、比較のため、式(2)及び式(3)を合わせて示した。Poli らの式(2)は鉄筋径 d が変数として入るので、 $d = 10 \text{ mm}$ 及び 19 mm の場合について示した。この結果より、今回得られた回帰式は、式(2)(特に $d=19 \text{ mm}$ の場合)、式(3)ともによく一致していた。式(2)の鉄筋径 $10 \sim 19 \text{ mm}$ の影響は K 値のばらつきの範囲にあって、明確な比較はできなかった。

図-12に、供試体 S30 のスタッドのひずみ測定結果から求めた曲げモーメントを、式(3)で算出した K 値を用いたときの曲げモーメント図と合わせて示す。これより、式(3)(あるいは式(2)やシリーズ N の回帰

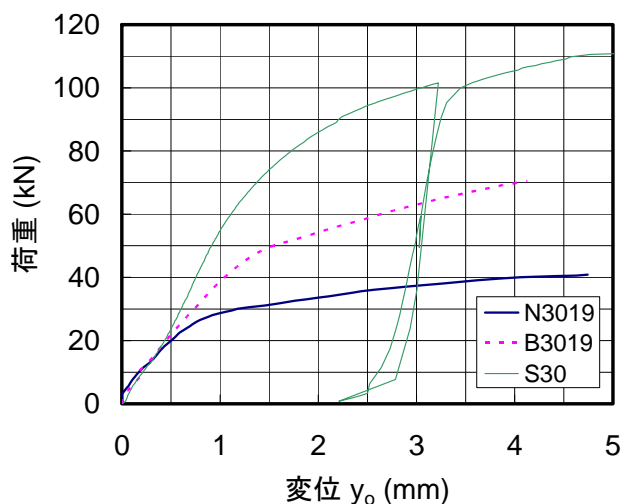
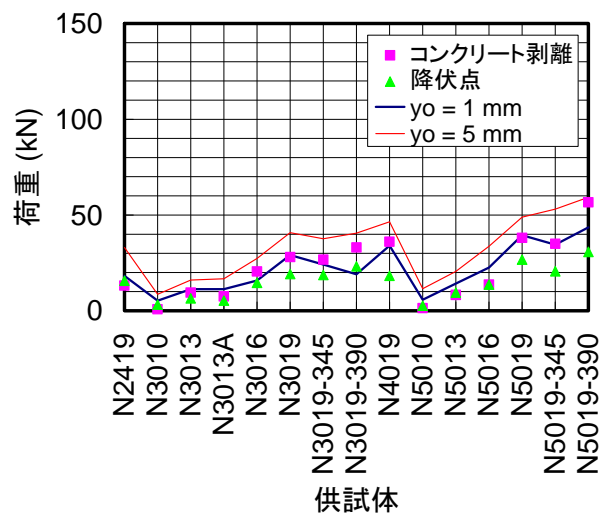
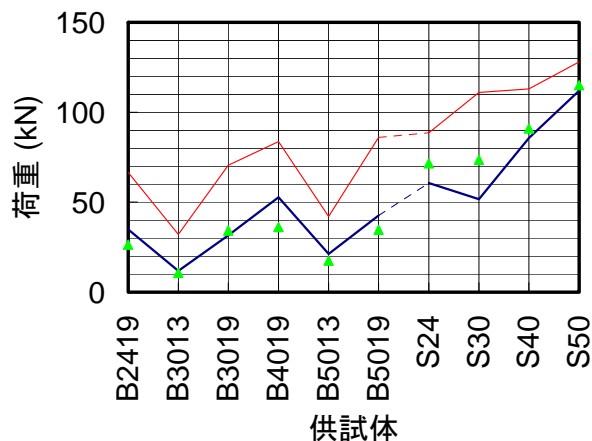


図-9 拘束条件の比較
(1本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位)



(a) シリーズ N



(b) シリーズ B, S

図-10 鋼材の降伏荷重及びコンクリート表面での変位が 1mm, 5 mm にそれぞれ達した荷重

式)で算定した K 値は、スタッドにも適用できる可能性があることが分かった。

4.2 ずれ定数とずれ限界の照査

せん断伝達を担う接合構造の設計においては、耐力の照査だけでなく、全体構造に及ぼす影響を考慮して、接合構造のずれ剛性やずれ量の照査が必要である。スタッドによる接合で接合面に付着・摩擦の影響が無視できる場合、ずれ定数は、式(2)または式(3)によって K 値を求めた後、式(1)で算定できる。図-13 に、シリーズ S の供試体について、ずれ定数の実測値と式(2)、式(3)に基づく計算値を示す。これらの実測値は繰返し载荷を行わない初回载荷時の値である。計算値は実測値と必ずしも一致しないが、概ね傾向を捉えている。

一般的な鋼合げたでは、床版の自重による摩擦抵抗により、その限界値を超えるまではずれ量が抑制されると考えられるが、垂直の接合で接合面を交差する圧縮力がない場合には、スタッドのみのずれ剛性に依存することとなる。また、床版のように面的な部材の接合においても自重は作用するが、接合面積が大きいために自重による摩擦抵抗は合げたの場合と比べると著しく小さいものと推察される(RC床版の上面増厚や鋼床版のSFRCによる補強では界面のせん断抵抗を確保するため接着剤が使用される場合がある)。

参考として、再载荷時のずれ剛性について、繰返し载荷(1回のみ)を途中で行った供試体 S30 及び山本らの研究($H/d=5\sim6$ の場合、 H :スタッド高さ)⁴⁾で得られた実測値(平均値)を同図に合わせて示す。山本らの研究から明らかなように、再载荷時のずれ定数は初期の载荷時よりも明らかに大きい。今回の供試体 S30 でもその傾向が認められた。摩擦抵抗が少ない箇所で繰返し大きい作用を受ける場合には、再载荷時のずれ定数を考慮する必要があると考えられる。

全体構造に及ぼす影響を考慮したずれ量の制限値は、対象とする構造とその部位や作用力の状態によって異なる。例えば、PC 合成単純げたについて検討された事例では、ずれ量が $0.04\sim0.05\text{mm}$ 程度($f_c \leq 40 \text{ N/mm}^2$)まではけた全体の曲げ挙動にほとんど影響しないとしている²²⁾。コンクリート間の打継目の場合、この程度のずれ量の制限は接合面の表面粗度を調整することなどによって比較的容易に管理し得る範囲である。しかし、さまざまな構造形式でその制限値の見極めはまだ難しい状況にあることから、

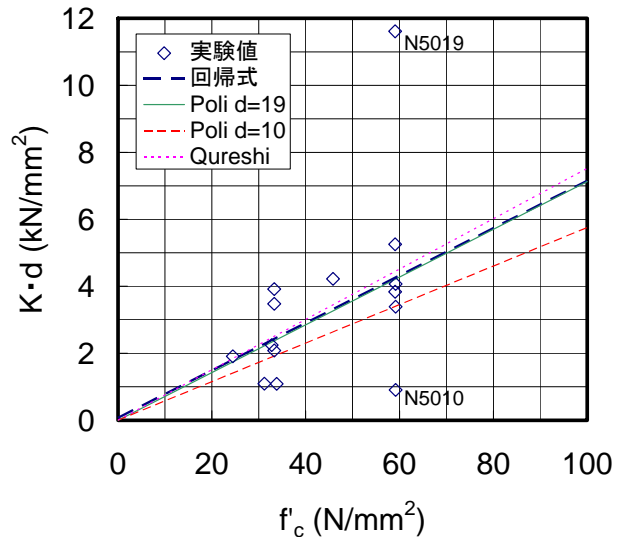


図-11 $K \cdot d$ と f_c の関係

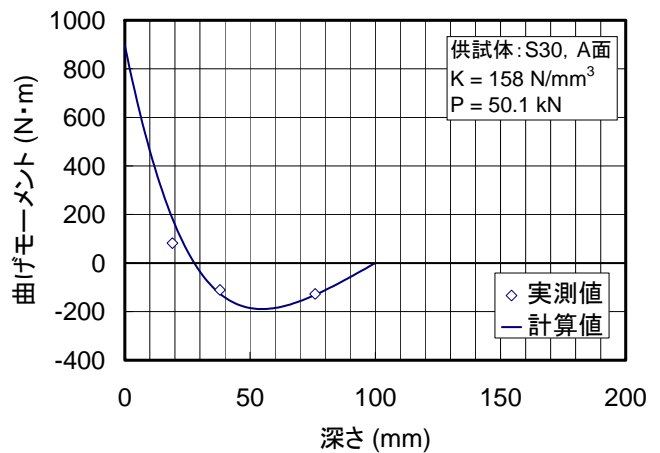


図-12 供試体 S30 のスタッドの曲げモーメント図

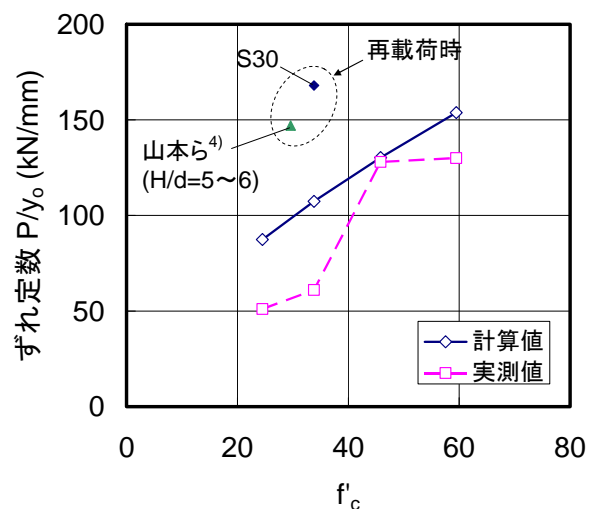


図-13 スタッドのずれ剛性(シリーズ S)

ある程度の条件を設定して、一般的な制限値を検討していく必要があると考えられる。

4.3 ダウエル作用の耐力と線形限界

前述したようにシリーズ N では終局荷重が明確でないことから、仮にコンクリート表面位置での鉛直変位が 5 mm の時の荷重 P_{5mm} について、 $d^2 (f'_c \cdot f_y)^{0.5}$ (ダウエル指標という) との関係を図-14 に示す (シリーズ N のコンクリート表面の鉛直変位の測定はカンチレバー変位計の性能から最大 5 mm までとした)。 P_{5mm} とダウエル指標の間には強い相関が認められる。また、その傾き (式(4)の c に相当) は 1.0 であり、Rasmussen の $c=1.3$ よりやや小さい値であった。このことから、Rasmussen の実験では、鉛直変位 5 mm よりもなお大きい変位を与えていたものと推察される。

図-15 に、鉄筋の降伏荷重 P_y とダウエル指標の関係を示す。シリーズ N の P_y は、 P_{5mm} に比べてばらつきが大きい傾向があるが、ダウエル指標との相関は認められる。この相関の傾きは 0.5 であり、 P_y は P_{5mm} の 50 % であった。前述のとおり、ダウエル作用下の鉄筋の変位や鉄筋の傾きは降伏荷重の段階ではまだ直線的であったことから、 $c=0.5$ をダウエル作用下の鉄筋の線形限界としてみる可以考虑。

最大荷重 P_{max} は前述のとおり恣意的に止めたものも含まれるが、参考として図-16 に示す。シリーズ N を見ると、ダウエル指標との相関の傾きは 1.2 であり、この段階でもまだ Rasmussen の 1.3 には至らなかった。また、シリーズ B では $c=2.5$ であり、Rasmussen の提案した 2.5 と一致した。また、シリーズ S の場合も P_{max} の段階ではシリーズ B と同程度となることがわかった。

5. まとめ

本調査では、鋼・コンクリートの接合構造のせん断伝達に着目して、その機構の基礎となるコンクリートの K 値及びコンクリート中でダウエル作用を受ける鋼棒の耐力及び線形限界について検討を行った。その結果、次のことがわかった。

- 1) コンクリート中でダウエル作用を受ける鋼棒の弾性挙動を把握するために必要となるコンクリートの K 値について、既存の提案式が概ね妥当であることを確認した。
- 2) スタッドの挙動を把握する際にも、コンクリート表面の鋼板での拘束のない鋼棒の K 値を適用で

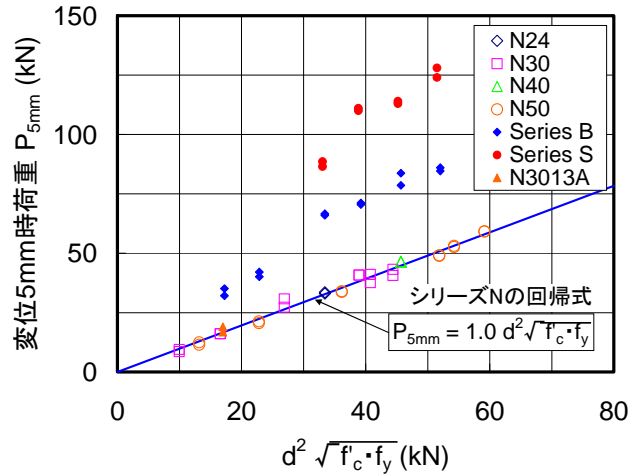


図-14 コンクリート表面位置での鉛直変位 5 mm 時の荷重 P_{5mm} とダウエル指標の関係

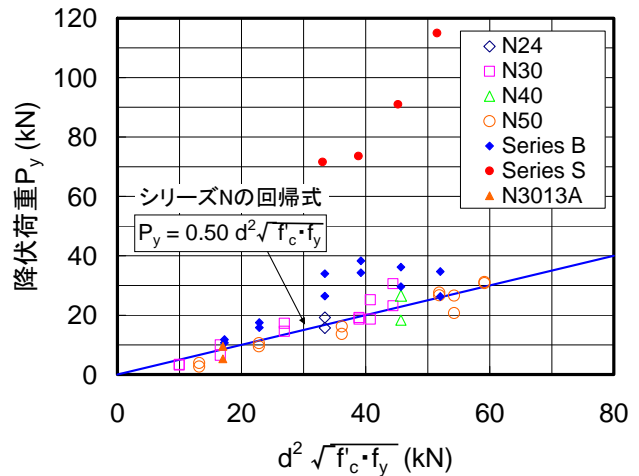


図-15 鉄筋の降伏荷重 P_y とダウエル指標の関係

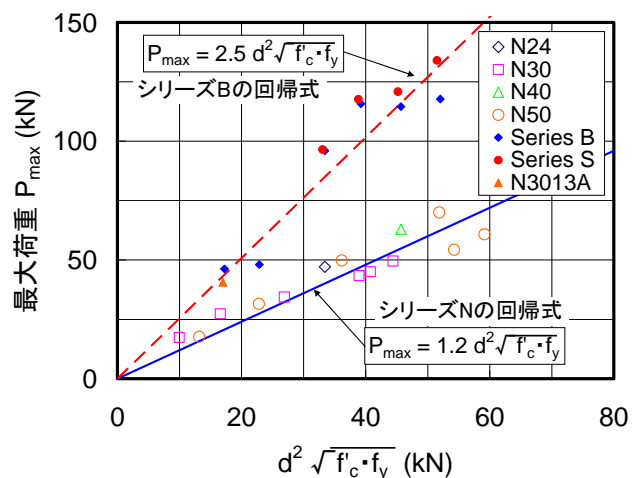


図-16 最大荷重 P_{max} とダウエル指標の関係

きる可能性があることがわかった。この K 値を用いた、ずれ量の照査に有効なずれ定数の算定方法を提示した。

3) コンクリート中の鋼棒のダウエル作用に対するせん断伝達耐力は、Rasmussen が提案した簡易な評価式で精度よく推定できることを確認した。また、鋼棒のひずみ測定結果より、鋼棒の降伏点が接合構造の線形限界を表す指標になることを確認するとともに、鋼棒が降伏点に達する荷重について、Rasmussen 式の係数 c を 0.5 とすることで比較的精度よく推定できることを明らかにした。

6. あとがき

本調査では、プレストレストコンクリート建設業協会(PC 建協)と「橋梁用プレキャスト PC 部材の接合技術に関する共同研究」を平成 17~18 年度の 2 年間にわたって実施した。その結果、コンクリート間の打継目に着目したプッシュオフ試験を実施して、接合面の表面粗度が打継目のせん断伝達耐力に及ぼす影響について定量的に把握した²³⁾。また、PC コンポ橋(PC 合成げた)の接合部の改善を図るため、支間約 3.5 m の PC 合成げた供試体 3 体の水平せん断試験(曲げ試験による)を実施し、その結果、接合面の幅がずれ発生荷重に直線的に影響すること、ずれ発生荷重にずれ止め鉄筋(鉄筋比 0.15~0.2 %)の存在がほとんど影響しないこと、ずれ止め鉄筋はずれ発生後の挙動に大きく影響することなどを確認した。

参考文献

- 1) 村越, 高橋, 吉岡ほか: FEM 解析を用いた鋼他主桁橋の設計合理化の検討, 鋼構造論文集, 11-43, 2004.9
- 2) Viest, I.M.: Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams, Journal of ACI, 27-8, pp.875-891, April 1956
- 3) ACI-ASCE Committee 333: Tentative recommendations for design of composite beams and girders for buildings, Journal of ACI, 32-6, pp.609-628, December 1960
- 4) 山本稔, 中村正平: Stud Shear Connector の試験報告, 土木研究所報告, 109 号の 4, 1961.1
- 5) 平城弘一, 松井繁之, 福本嘯士: 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, (社)土木学会, Vol.35A, pp.1221-1232, 1989
- 6) Friberg, B.F.: Design of dowels in transverse joints of concrete pavements, Proc. ASCE, pp.1809-1828, November 1938
- 7) Yoder, E.J. and M.W. Witczak: Principles of Pavement Design (2nd edition), John Wiley & Sons, Inc., New York, 1975
- 8) Shoukry, S.N. and William, G.W.: Identification of critical stress concentration around dowel bars, Final, No. MUTC # 7, WVDOT, Feb. 2001
- 9) Sotelino, E., Asgari, A., Saksa, A. and Cedeno, G.: Damage Analysis of Jointed Plain Concrete Pavements in Indiana, FHWA/IN/JTRP-2004/30, INDOT, August 2005
- 10) Poli, S.D., Prisco, M.D. and Gambarova, P.G.: Shear response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete, ACI Structural Journal, 89-6, pp.665-675, 1992
- 11) Qureshi, J. and Maekawa, K.: Computational model for steel bar embedded in concrete under combined axial pullout and transverse shear displacement, Proc. of JCI, 15-2, pp.1249-1254, 1993
- 12) 山田ら: RC 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, 47A, pp.1161-1168, 2001
- 13) 猪股ら: 支圧力を受ける鋼・コンクリート接触面の静的・疲労付着性状, 第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.21-1~8, 2005
- 14) Rasmussen, B.H.: Betonindstobte tvaerbelastede boltes og dornes baereevne, Bygningstatiske Meddelser, Kopenhagen, 1963
- 15) Hanson, N.W.: Horizontal shear connections, Precast-prestressed concrete bridges, PCA Bulletin D35, May 1960
- 16) Mattock, A.H. and Hawkins, N.W.: Shear transfer in reinforced concrete—Recent research, PCI Journal, pp.55-75, March-April 1972
- 17) Walraven, J.C. and Reinhardt, H.W.: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading, Heron, Vol.26 1981
- 18) 岡田武二: コンクリート接合面のせん断伝達に関する研究, 土木学会論文集, pp.73-82, 1994.11
- 19) コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書(II)—PC 合成げた橋(PC 合成床版タイプ)に関する研究—, 共同研究報告書第 215 号, 建設省土木研

究所, PC 建協, 1998.12

- 20) Gohnert, M.: Horizontal shear transfer across a roughened surface, *Cement & Concrete composites*, 25, pp.379-385, 2003
- 21) コンクリート標準示方書改訂資料, コンクリートライブラリ 85 号, (社)土木学会, 1996
- 22) 大浜文彦, 小林和夫: プレキャストコンクリート合成ばりの打継面におけるずれ特性に関する研究, 土木学会論文集, pp.85-97, 1972.12
- 23) 橋梁用プレキャスト P C 部材の接合技術に関する共同研究報告書(I), 共同研究報告書第 362 号, (独)土木研究所, PC 建協, 2007.2

RESEARCH ON CONNECTION DESIGN BETWEEN STEEL AND CONCRETE

Abstract :

For designing steel-concrete composite structures, it is indispensable to discuss connection design. In this research, for discussing dowel behaviors of a conventional type of composite connection using steel bars like studs, the modulus of dowel support in concrete was experimentally verified. In addition, it was found that the load-carrying capacity initiating yield of the steel bars can be estimated by using Rasmussen's formula with a modified factor.

Key words : stud, dowel bar, shear transfer, beam on elastic foundation(BEF), k-value