

突起付き鋼板と頭付きスタッドを併用した オープンサンドイッチ合成部材の曲げせん断特性

上中宏二郎¹・鬼頭宏明²・園田恵一郎³・藪直樹⁴

¹正会員 博(工) 神戸市立工業高等専門学校助手 都市工学科 (〒651-2194 神戸市西区学園東町 8-3)

²正会員 博(工) 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

³フェロー会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

⁴大阪市交通局 (〒558-0003 大阪市住吉区長居 1-1-31)

本研究は慣用のずれ止めである頭付きスタッドを溶接した突起付き鋼板を底鋼板に用い、その上にコンクリートを打設して作製した 23 体のオープンサンドイッチ部材に対して、頭付きスタッドの削減を主目的とした 2 点曲げ載荷実験を行い、その曲げせん断特性を検討し、突起の併用による必要スタッド数の削減の可否について論じたものである。すなわち供試体の実験変数には底鋼板の接合面上の突起形状(平鋼板、縞鋼板、線状リブ鋼板の 3 種)、せん断スパン比ならびにスタッド間隔を選び、得られた結果より、各実験変数が付着特性を含む曲げせん断特性、主として耐力と破壊形式に与える影響を調査した。さらに、必要スタッド本数の削減を意図した当オープンサンドイッチ部材の設計手法についても言及した。

Key Words: composite structure, embossed steel plate, headed stud, load carrying capacity, failure mode

1. はじめに

熱間圧延時にその表面に従来のものと比して高い突起を設けた『合成構造用鋼材』¹⁾とされる突起付き鋼材が、我が国の鉄鋼メーカーの独自開発により製品化されている。その突起高さは従来の約 1mm に対して、2.5~3mm 程度と高く、コンクリートとの間に十分な付着を付与することを目的としている。また、製品化には至らないものの、ヨーロッパにおいても同様の試みがなされている^{2),3)}。

ところで、周知のように合成構造のずれ止めとしては頭付きスタッドジベル⁴⁾(以下、スタッドと呼ぶ)が慣用されている。しかしながらスタッドは、ベースプレートとの溶接箇所が繰り返し応力の作用による疲労破壊を起こし易いことが指摘されている⁵⁾。また、簡便な溶接作業とはいえ、設計上求められる必要スタッド数を施工するには、それなりの人的労力量と所要日数を見込まなければならない。それに対して突起付き鋼材は、上記の製造過程により、疲労強度に優れているという利点を有するとともにスタッドを併用した場合の必要スタッド数の削減も期待できる。さらにスタッドが溶接位置で離散的に鋼とコンクリートを接合する

ことに対し、突起付き鋼材は鋼材全体に突起を設けている分散型ずれ止めであるため、合成部材のひび割れ分散性の向上にも貢献できる。

なお、突起付き鋼材に関する既往の様々な研究成果は、文献¹⁾にまとめられているが、その開発目的である付着特性に関する体系的な研究はなされておらず、その普及に向けて付着特性の定量的な把握とその設計法の確立が必要とされている。

今日まで著者らは、突起付き鋼材の設計法の確立を目標に、突起付き鋼板を対象として、標準試験法の開発をはじめとする一連の系統的研究を継続的に実施し、次の 3 つの知見を得た。これらは、1)付着せん断特性を抽出しうる試験法として、側圧すなわち鋼材の突起付き面に直交方向に作用する拘束圧を制御した直接 2 面引抜きせん断試験法を開発するとともに、得られた結果よりその付着強度算定式を提案した⁶⁾。つづいて、2)既往の RC 部材の異形鉄筋に対する付着特性を調査する RILEM/CEB/FIP のはり曲げ試験法⁷⁾を規範に、はり曲げ試験法を開発するとともに、上記算定式の妥当性を検証した⁸⁾。さらに、3)上記 2 つの研究成果をもとに肌離れの抑制を有しない同鋼材と従来のスタッドを併用した付着せん断システムに対して、上記提案の 2

試験法とスタッドの試験法として広く用いられる押抜き試験法の3者を用いて、その特性を検討した⁹⁾。その結果、スタッドを適切に付与すれば、同鋼材とコンクリートの肌離れ抑制をなしえることを示した。すなわち、突起はスタッドのずれ抵抗を代替し得るものの肌離れ抵抗は無く、突起付き鋼板の活用には、頭付きスタッド等の肌離れ抵抗を有するものとの併用が必要であることがわかった。

本研究では、上述の著者らの今日までの成果を踏まえ、同鋼材を活用する実践的な構造部材の例として、スタッドを溶接した突起付き鋼板を底鋼板とし、その上にコンクリートを打設・合成するオープンサンドイッチ部材(ロビンソンスラブ¹⁰⁾とも呼ばれる)を提示するとともに、その曲げ・せん断特性の評価を試みる。すなわち、この部材に対し Eurocode 4, Part 1¹¹⁾のデッキスラブの性能評価試験¹²⁾に準じた静的2点曲げ(せん断)載荷実験を行い、得られた破壊形式、曲げ剛性、付着せん断特性、ひび割れ荷重、最大荷重および突起の効果という観点から考察を加えた。なお、使用したオープンサンドイッチ供試体は、突起種別、スタッド間隔、ならびにせん断スパン比の実験変数の組合せから成る全23体である。

2. スタッドのせん断強度と突起付き鋼板の付着強度

(1) スタッドのせん断強度

現在、道路橋示方書¹³⁾にて規定されているスタッドの設計強度($Q_a(N)$)は、(1)式にて表される。

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= 9.39d_s^2\sqrt{f_c}; (H_s/d_s \geq 5.5) \\ Q_a &= 1.72d_sH_s\sqrt{f_c}; (H_s/d_s < 5.5) \end{aligned} \right\} \quad (1a,b)$$

ここで、 d_s : スタッドの軸径(mm)、 H_s : スタッドの高さ(mm)、 f_c : コンクリート強度(MPa)である。なお、式(1)はスタッドの降伏に対して3、破壊に対して6の安全率を有するとされている¹³⁾。

次に Fisher のスタッドの終局強度算定式¹⁴⁾を以下に示す。

$$Q_u = 0.5A\sqrt{f_c E_c} \quad (2)$$

ここに、 A は、スタッドの軸部断面積。なお、式(2)は式(1a)の終局破壊強度すなわち $6Q_a$ に相当するものである。

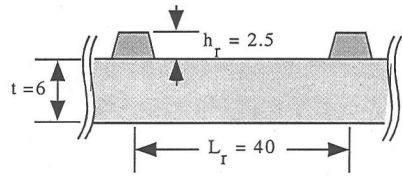
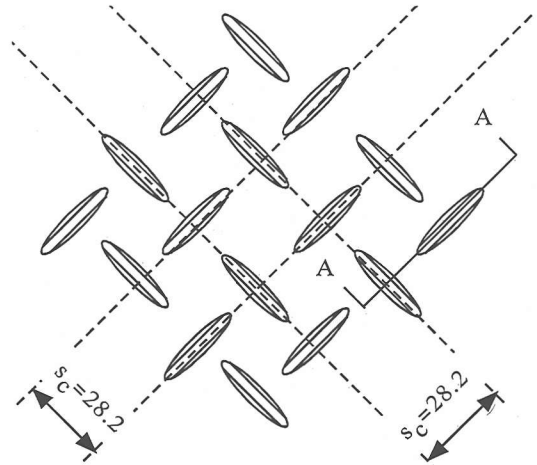
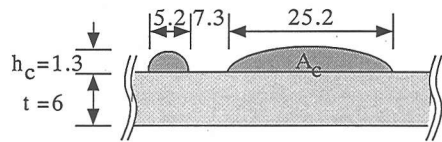


図-1 リブ鋼板断面図(単位: mm)



a) 上面図



b) A-A 断面図

図-2 縞鋼板(単位: mm)

(2) 突起付き鋼板の付着強度

著者らが突起形状、コンクリート強度 f_c ならびにコンクリートとの接合面に作用する拘束圧 σ を因子として提案した突起付き鋼板(図-1、図-2参照)の付着強度⁶⁾は、以下の式で与えられる。ここで対象とする鋼板は、板幅全長に亘って平行なリブ状突起を有するもの(以下、リブ鋼板と称す。図-1参照)と千鳥格子状の縞突起を有するもの(以下、縞鋼板と称す。図-2参照)の2者である。

$$\frac{\tau_{br}}{f_c} = m_r \left(0.892 + 16.3 \frac{\sigma}{f_c} \right) + 0.6 \frac{\sigma}{f_c} \quad (\text{リブ鋼板}) \quad (3)$$

表-1 供試体一覧(全長 1800mm; 全幅 600mm; 有効高さ 197mm; 底鋼板 6mm; 引張鋼材比 3%)

#	Tag	Parameters					Material Properties					Estimation			
		Emboss.			Shear Span Ratio	Stud's Spacing	Conc. Strength	Young's Mod. of Conc.	Yield Strength of Plate	Young's Mod. of Plate	End Plate Type	Support Plate	[1] P_f	[2] P_{sh}	[3] P_{sv}
		Sort	Height	Bear. Ratio											
			h_e (mm)	m	a/d	(mm)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(kN)	(kN)	(kN)		
1	P3-8	Plain	0.0	0.0000	3	80	32.0	25.1	283	222	B	t19	580	404	539
2	P2-16	Plain	0.0	0.0000	2	160	32.6	25.7	255	220	A	none	873	484	350
3	P3-16	Plain	0.0	0.0000	3	160	32.6	25.7	255	220	A	none	582	407	311
4	P3-16-2	Plain	0.0	0.0000	3	160	32.0	25.1	283	222	B	t19	580	404	308
5	P4-16	Plain	0.0	0.0000	4	160	32.6	25.7	255	220	A	none	469	377	313
6	P2-32	Plain	0.0	0.0000	2	320	32.8	25.9	426	213	B	t19	874	485	234
7	P3-32	Plain	0.0	0.0000	3	320	32.8	25.9	426	213	B	t19	583	408	156
8	P4-32	Plain	0.0	0.0000	4	320	32.8	25.9	426	213	B	t19	469	377	189
9	C3-∞	Check.	1.3	0.0185	3	∞	32.0	25.1	282	216	B	t19	580	404	0
10	C2-16	Check.	1.3	0.0185	2	160	32.6	25.7	346	211	A	none	873	484	350
11	C3-16	Check.	1.3	0.0185	3	160	32.6	25.7	346	211	A	none	582	407	311
12	C3-16-2	Check.	1.3	0.0185	3	160	32.0	25.1	282	216	B	t19	580	404	308
13	C4-16	Check.	1.3	0.0185	4	160	32.6	25.7	346	211	A	none	469	377	313
14	C2-32	Check.	1.3	0.0185	2	320	32.8	25.9	273	205	B	t19	874	485	234
15	C3-32	Check.	1.3	0.0185	3	320	32.8	25.9	273	205	B	t19	583	408	156
16	C4-32	Check.	1.3	0.0185	4	320	32.8	25.9	273	205	B	t19	469	377	189
17	R3-∞	Ribbed	2.5	0.0625	3	∞	32.0	25.1	350	202	B	t19	580	404	0
18	R2-16	Ribbed	2.5	0.0625	2	160	27.9	27.7	350	202	B	none	844	459	324
19	R3-16	Ribbed	2.5	0.0625	3	160	27.9	27.7	350	202	B	none	563	386	288
20	R4-16	Ribbed	2.5	0.0625	4	160	32.0	25.1	350	202	B	t19	467	374	310
21	R2-32	Ribbed	2.5	0.0625	2	320	27.9	27.7	350	202	B	t19	844	459	216
22	R3-32	Ribbed	2.5	0.0625	3	320	27.9	27.7	350	202	B	none	563	386	144
23	R4-32	Ribbed	2.5	0.0625	4	320	27.9	27.7	350	202	B	none	453	358	174

Notes:[1] Estimated flexural load based on Eq. (8), [2] Estimated diagonal tension crack load based on Eq. (9), [3] Estimated shear bond load due to stud failure based on Eq. (1a,b)

$$\frac{\tau_{bc}}{f_c} = m_c \left(0.223 + 27.6 \frac{\sigma}{f_c} \right) + 0.6 \frac{\sigma}{f_c} \quad (\text{縞鋼板}) \quad (4)$$

$$m_c = \frac{A_c}{\sqrt{2s_c^2}} \quad (\text{縞鋼板}) \quad (6)$$

ここで、 τ_{br} 、 τ_{bc} は各々リブならびに縞鋼板の付着強度を示す。ここで、拘束圧 $\sigma=0$ とすると、式(3),(4)は各々、以下のように表される。

$$\tau_{br} = 0.892m_r f_c \quad (\text{リブ鋼板}) \quad (3)'$$

$$\tau_{bc} = 0.223m_c f_c \quad (\text{縞鋼板}) \quad (4)'$$

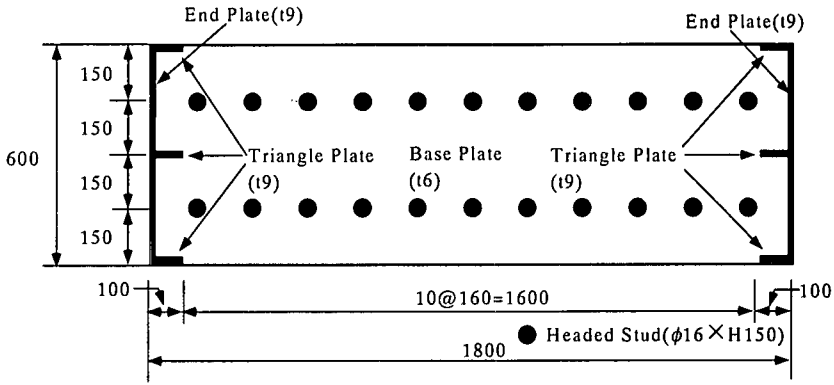
そして、 m は以下に示すように付着面積に対する載荷方向に直交する突起の全投影面積(以下、突起断面積)の比、すなわち支圧面積比⁶⁾を示す。すなわち、

$$m_r = \frac{h_r}{L_r} \quad (\text{リブ鋼板}) \quad (5)$$

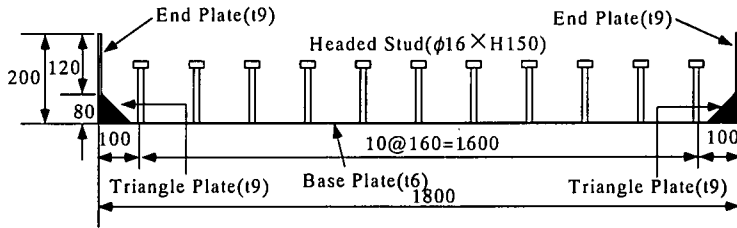
ここで、 h_r : リブ突起高さ、 L_r : リブ突起間隔、 A_c : 縞突起断面積、 s_c : 縞突起間隔をそれぞれ示す。また、ここで使用した突起付き鋼板では、 $h_r=2.5\text{mm}$ 、 $L_r=40\text{mm}$ 、 $A_c=20.8\text{mm}^2$ 、 $s_c=28.2\text{mm}$ であり、使用したリブ突起、ならびに縞突起の支圧面積比は、各々0.0625、0.0185となる。

(3) 付着せん断耐力: 算定付着せん断強度

式(3)', (4)'に付着面積(せん断スパン長×部材幅)を乗じ、付着せん断耐力として実験値と比較した。すなわち、算定荷重は、式(1), (2), (3)', (4)'から、2点対称曲げ載荷方式を採用するため、せん断スパンでのせん断力は $P/2$ であり、せん断応力を求める式 $\tau = Q_d/(bI_v) \times P/2(Q_c$: 鋼材の断面1次モーメント、 I_v : 合成断面の断面2次モーメント、 b : 部材幅)により、ずれ止めを受け持つ荷重 P を求めた。突起とスタッドを

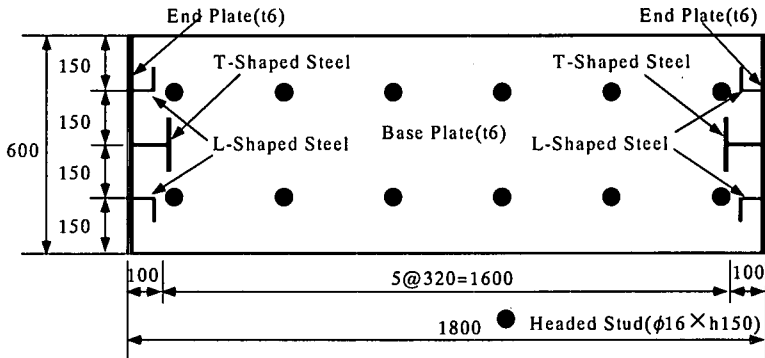


(a) 上面図

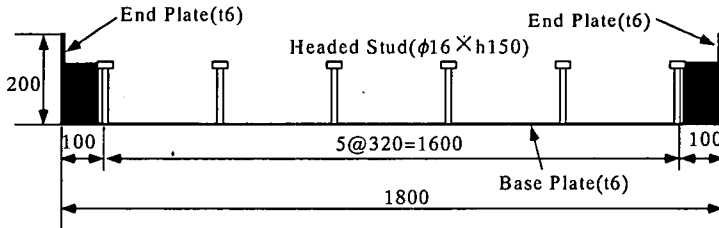


(b) 側面図

図-3 鋼板の詳細(単位: mm; エンドプレート: A型; スタッド間隔: 160mm)



(a) 上面図



(b) 側面図

図-4 鋼板の詳細(単位: mm; エンドプレート: B型; スタッド間隔: 320mm)

複数本併用する場合の算定にあたっては過去の知見⁹⁾より、スタッドのせん断強度と突起の支圧強度の単純累加法を用いた。

3. オープンサンドイッチ供試体の実験

(1) 概要

使用した全 23 体の供試体は、全長 1800mm、全幅

600mm,そして全高200mm(コンクリート高さ194mm,鋼板厚6mm)の鋼板・コンクリート合成部材である。また,鋼板部は図-3,図-4に例示するように, $\phi(=d_s)16 \times h(=H_s)150$ のスタッドとエンドプレートを板厚6mmの底鋼板に溶接し,後者上端までコンクリートを打設した。供試体は図-3,図-4に示すように,端部にエンドプレートを設け,定着破壊防止に努めている。そのため,着目区間すなわち底鋼板とコンクリートの付着面にずれが発生する領域を支間内のみと限定している。なお,図-3,図-4に示すこれらのスタッド配置は,表-1に示すようにいずれも付着せん断破壊に至るものを選んで¹³⁾。

まず,A型エンドプレートを有する供試体では,図-3に示すように底鋼板両端部にエンドプレートを鉛直に溶接し,さらに底鋼板とエンドプレートを固定するための三角形鋼板を設けた。

これに対し,図-4に示すB型エンドプレートを有する供試体では,上述の供試体と同様に,エンドプレートを溶接しているが,さらにこれを固定するために,底鋼板とエンドプレートにアンカー材である溝形鋼(B65×H125×t6/8),ならびにH形鋼(B100×H200×t5.5/8)をそれぞれ半分に切断したL,T形鋼を溶接した。これにより,前者に比して端部近傍のコンクリートのずれをさらに拘束することが可能である。

載荷方法は1960kNジャッキ,ロードセルを介し,その下に載荷りを設置し,載荷点を設けた。載荷点のローラーの下には,t19×100×600の支圧板を設けて,ローラーによるコンクリートの圧壊を防止した。さらに,B型エンドプレートを有する一部の供試体には,支持点と鋼板の間に支圧板(t19×100×600)を設けて,上記と同様支持点からの応力を緩和した。なお,載荷風景を写真-1に示す。

(2) 実験変数

表-1は供試体一覧を示したものである。同表にて供試体(Tag)は,設定した実験変数より定義した。すなわちそれらは,i)突起形状,ii)せん断スパン比,iii)スタッド間隔で組み合わされた実験変数で表現されている。

ベースプレートに使用した鋼材種は,a)P(平鋼板),b)R(リブ鋼板),およびc)C(縞鋼板)の3者とし,供試体名の先頭文字に示した。リブ鋼板とは,図-1に断面図を示すように,現在,場所打ち鋼・コンクリート合成杭¹⁴⁾に使用されている突起高さ2.5mm,同間隔40mm程度の合成構造用鋼材を用いた。なお,出荷時の板厚9mmを6mmに加工した上で,リブ軸が供試体部材軸に直交するように配置した。一方,縞鋼板に関しては,一般市場にて入手可能な突起高さ1mm程度の既製品を用いた(図-2参照)。

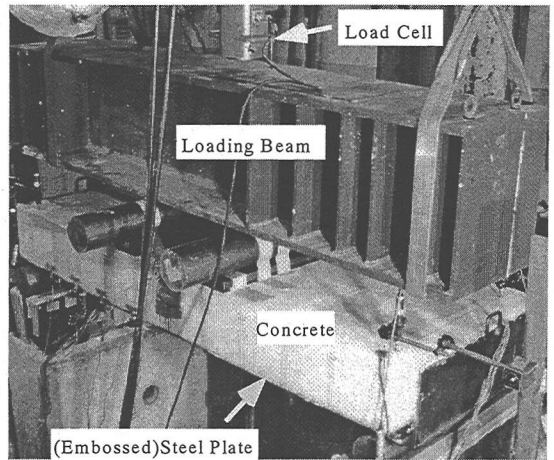


写真-1 載荷風景

本実験で採用したせん断スパン比($a/d : d=197\text{mm}$)は,a)2.03($a=400\text{mm}$,2と呼称),b)3.05($a=600\text{mm}$,3と呼称),およびc)3.78($a=745\text{mm}$,4と呼称)であり,供試体名の第2文字を与えた。

使用したスタッドは頭付きの軸径 $\phi_s=16\text{mm}$,高さ $h_s=150\text{mm}$ とした。そして,その間隔はa)80mm,b)160mm,およびc)320mmの3者とし,供試体名のハイフンに続く第3文字に示した。

なお,表-1内のEstimationの算定終局曲げ荷重(P_y),算定斜め引張荷重($P_{y\theta}$)は後述の式(8),(9)を用い,単純はり理論により求めたもので, P_y はRCはり理論による付着せん断応力が,式(1a,b)の3倍に相当する荷重(以下,スタッド降伏強度相当荷重と称す)をそれぞれ示す。

(3) 測定項目

鋼板中央とスタッドから部材軸方向に25mmの上下両面,そしてスタッド軸部中央に一軸ひずみゲージを添付して各々の面内力を測定した。

またコンクリート中央部側面および上縁部にも一軸ひずみゲージを貼付し,曲げによるコンクリートのひずみ分布,すなわち中立軸の位置の変化も測定した。

さらに,付着面でのごずれ挙動を測定する π 型変位計を各スタッド溶着部側面に,供試体の総たわみを測定する変位計をスパン中央下面と両支点部上面に各々設置した。

4. 実験結果と考察

(1) 破壊形式

観察された破壊形式は,その典型例を図-5に示すように鋼板とコンクリート界面のずれにより終局状態に至った(a)付着せん断破壊(Shear Bond:SB型,写真-2

参照), スパン中央の鋼板の降伏ならびにコンクリートの上縁圧壊に至った(b)曲げ破壊(Flexural : F型), そして荷重点と支点を結ぶひび割れにより終局状態に至った(c)せん断破壊(Diagonal Tension : DT型)の合計3種に分類できた。

平鋼板を用いた供試体の破壊形式は表-2 に示すように供試体 P2-32 を除いてほぼ SB 型であった。これに対し, 突起付き鋼板を用いた供試体においては, スタッドの本数による影響は見られないものの, 同じせん断スパン比で平鋼板供試体と比較すると, 破壊形式の差異が顕著に見られた。これは, 先述した平鋼板とは異なり, コンクリートと鋼板が突起により, 完全合成すなわち全断面有効状態が得られたためと考えられる。

最後に, A 型エンドプレートに有する供試体では, 終局時にエンドプレートとコンクリートの剥離変形が著しかったため, 改良した B 型エンドプレートを用意した。しかし, B 型エンドプレートに有する供試体では, 終局時近傍にて, 支点上に鋼とコンクリート界面の付着切れを起因とするひび割れ(端部破壊)が発生した。これらの変形, ひび割れは供試体の終局状態を左右するものではなかった。なお, 端部破壊機構については 4. (4) d) にて後述する。

(2) たわみ性状

本実験で得られた荷重荷重-たわみ関係を図-6 に示す。突起付き鋼板を用いた供試体は, 平鋼板を用いた供試体よりも初期剛性を保持できる期間すなわち荷重強度が長く, 縞鋼板を用いた供試体において3割程度, リブ鋼板を用いた供試体では, 最大耐力の7~8割程度までに至った。なお, 図中の Beam Theory とは, 完全合成はりとして弾性は理論より求めたスパン中央のたわみであることを付記する。

(3) ずれ挙動

図-7 に, π 型ゲージより得られた最大ずれと荷重荷重の関係を示す。図中には次式(7)の Fisher による押抜きせん断試験におけるスタッドのずれ曲線¹⁴⁾を点線で併記した。

$$\frac{P}{P_{su}} = \frac{3.15\delta}{1 + 3.15\delta} \quad (7)$$

ここで, P_{su} は式(2)より算出されるスタッドの終局強度を RC はり理論にて荷重荷重に換算したものを(以下, スタッドの終局荷重とする)を, P は荷重荷重を, そして δ は鋼板とコンクリート間の相対ずれ量を表す。

縞鋼板供試体では, 突起高さが低いため, ずれ抑制

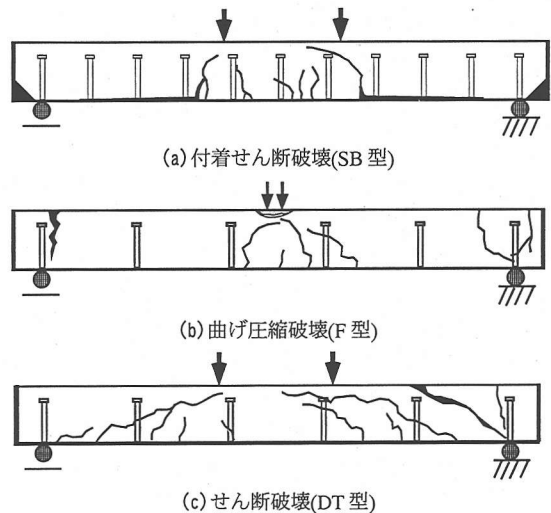


図-5 破壊形式

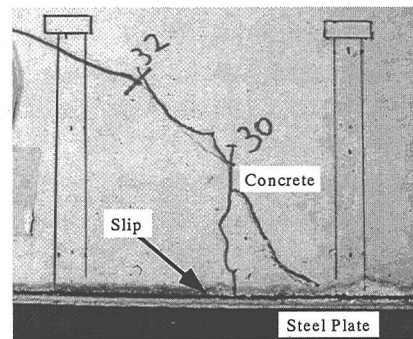


写真-2 付着せん断破壊

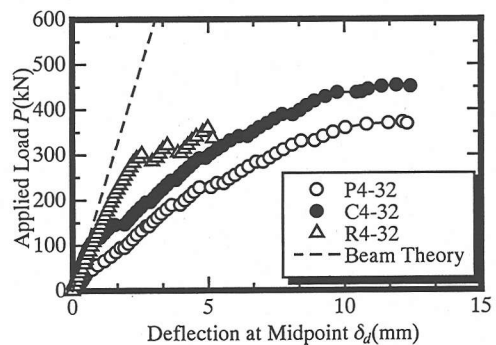


図-6 たわみ性状

効果は初期段階のみであるが, 突起高さが高いリブ鋼板供試体では, ずれ量の抑制効果が破壊荷重に至るまで期待できるといえる。また, リブ鋼板供試体では, 佐藤・石渡¹⁴⁾が提案した突起付き鋼板の付着を規定するずれ量 0.05mm 近傍で変曲点が伺える。一方, 平鋼板供試体は, ずれ発生後, 式(7)と比して柔な挙動を示した。

表-2 実験結果一覧

(a) 実験結果

No.	Tag.	Failure Mode	Emboss.	Shear Span Ratio	Stud Spacing (mm)	f_c (MPa)	F_{sy} (MPa)	End Plate	Support	Crack Load(kN)						Slip Load(kN)			
										[1] P_{max} (kN)	[2]		[3] P_{sp}	[4] $\delta_R = 0.5mm$	[5] $\delta_R = 0.2mm$	[6] $\delta_R = 0.08mm$	[1]		
											Center	Diagonal P_d					Support	Center	Diagonal P_d
1	P3-8	SB	Plain	3	80	32.0	283	B	$\phi 110+t19$	530	49	-	441	530	489	246			
2	P2-16	SB	Plain	2	160	32.6	255	A	$\phi 110$	448	98	-	-	-	390	194			
3	P3-16	SB	Plain	3	160	32.6	255	A	$\phi 110$	339	98	-	-	243	293	195			
4	P3-16-2	SB	Plain	3	160	32.0	283	B	$\phi 110+t19$	489	49	-	441	489	441	295			
5	P4-16	SB	Plain	4	160	32.6	255	A	$\phi 110$	310	49	-	-	302	213	139			
6	P2-32	DT	Plain	2	320	32.8	426			645	294	588	490	-	537	439			
7	P3-32	SB	Plain	3	320	32.8	426	B	$\phi 110+t19$	463	98	-	274	-	390	293			
8	P4-32	SB	Plain	4	320	32.8	426			385	49	-	245	342	246	98			
9	C3-∞	SB	Check.	3	∞	32.0	282	B	$\phi 110+t19$	370	49	-	294	370	370	370			
10	C2-16	DT	Check.	2	160	32.6	346			598	98	598	-	489	489	292			
11	C3-16	SB	Check.	3	160	32.6	346	A	$\phi 110$	465	98	-	-	368	391	292			
12	C3-16-2	F	Check.	3	160	32.0	282	B	$\phi 110+t19$	530	49	-	392	530	441	294			
13	C4-16	F	Check.	4	160	32.6	346	A	$\phi 110$	407	98	-	-	390	293	195			
14	C2-32	DT	Check.	2	320	32.8	273			857	245	578	578	-	857	293			
15	C3-32	F	Check.	3	320	32.8	273	B	$\phi 110+t19$	498	147	-	372	487	390	146			
16	C4-32	F	Check.	4	320	32.8	273			453	98	-	304	438	293	146			
17	R3-∞	DT	Ribbed	3	∞	32.0	350		$\phi 110+t19$	175	49	137	-	-	-	-			
18	R2-16	DT	Ribbed	2	160	27.9	350		$\phi 110$	629	196	392	539	-	-	-			
19	R3-16	DT	Ribbed	3	160	27.9	350		$\phi 110$	519	147	343	441	-	519	519			
20	R4-16	F	Ribbed	4	160	32.0	350	B	$\phi 110+t19$	489	49	-	480	-	489	393			
21	R2-32	DT	Ribbed	2	320	27.9	350		$\phi 110$	682	294	682	588	-	-	-			
22	R3-32	DT	Ribbed	3	320	27.9	350		$\phi 110$	429	-	429	429	-	-	-			
23	R4-32	DT	Ribbed	4	320	27.9	350		$\phi 110$	360	147	294	353	-	336	336			

(b) 算定曲げ破壊荷重と実験値

#	Tag.	Exp.	Est.	Com-
		(kN)	(kN)	parison
		[1] P_{max}	[7] P_f	[1]/[7] P_{max}/P_f
12	C3-16-2	530	580	0.91
13	C4-16	407	469	0.87
15	C3-32	498	583	0.85
16	C4-32	453	469	0.97
20	R4-16	489	467	1.05

(c) 算定せん断破壊荷重と実験値

#	Tag.	Exp.	Est.	Com-
		(kN)	(kN)	parison
		[2] P_d	[8] P_{sh}	[2]/[8] P_d/P_{sh}
6	P2-32	588	485	1.21
10	C2-16	598	484	1.24
14	C2-32	578	485	1.19
17	R3-∞	137	404	0.34
18	R2-16	392	459	0.85
19	R3-16	343	386	0.89
21	R2-32	682	459	1.48
22	R3-32	429	386	1.11
23	R4-32	294	358	0.82

(d) 算定付着せん断破壊荷重と実験値

#	Tag.	Experimental Load(kN)			Estimation(kN)						Comparison									
		[4] $\delta_R = 0.5mm$	[5] $\delta_R = 0.2mm$	[6] $\delta_R = 0.08mm$	P_e	P_s	P_{sy}	P_{su}	[9] P_{e+}	[10] P_{e+}	[11] P_{e+}	[4]	[5]	[6]	[4]	[5]	[6]	[4]	[5]	[6]
													[9]	[9]	[9]	[10]	[10]	[10]	[11]	[11]
1	P3-8	530	489	246	0	180	539	1187	180	539	1187	2.94	2.72	1.37	0.98	0.91	0.46	0.45	0.41	0.21
2	P2-16	-	390	194	0	117	350	779	117	350	779	-	3.33	1.66	-	1.11	0.55	-	0.50	0.25
3	P3-16	293	293	195	0	104	311	693	104	311	693	2.82	2.82	1.88	0.94	0.94	0.63	0.42	0.42	0.28
4	P3-16-2	489	441	295	0	103	308	678	103	308	678	4.75	4.28	2.86	1.59	1.43	0.96	0.72	0.65	0.44
5	P4-16	302	213	139	0	104	313	689	104	313	689	2.90	2.05	1.34	0.96	0.68	0.44	0.44	0.31	0.20
7	P3-32	-	390	293	0	52	156	349	52	156	349	-	7.50	5.63	-	2.50	1.88	-	1.12	0.84
8	P4-32	342	246	98	0	63	189	421	63	189	421	5.43	3.90	1.56	1.81	1.30	0.52	0.81	0.58	0.23
9	C3-∞	370	370	370	45	0	0	0	45	45	45	8.22	8.22	8.22	8.22	8.22	8.22	8.22	8.22	8.22
11	C3-16	391	391	292	46	104	311	693	150	357	739	2.61	2.61	1.95	1.10	1.10	0.82	0.53	0.53	0.40

次に、付着せん断破壊(SB)を起こした供試体の載荷荷重-残留ずれ関係の一例を図-8に示す。図より、残留ずれ量0.08mmから0.2mmの間で曲率の変化が見られている。したがって、付着せん断破壊を規定する残留ずれ量は0.08mmあるいは0.2mmであると推定できる。

(4) 破壊形式による耐荷力の定義

表-2(a)に本実験で得られた[1]最大荷重 P_{max} 、[2]斜めひび割れ荷重 P_d 、[3]B型エンドプレートに有する供試体での支点上のひび割れ荷重 P_{sp} 、さらに、残留ずれ量[4]0.5mm、[5]0.2mm、[6]0.08mm 到達時の荷重を列記した。

これよりも、表-2(b)ではF型破壊供試体を抽出し、後述の式(8)より求めた算定曲げ強度[7]と実験最大荷重 P_{max} [1]を示した。

つぎに、表-2(c)ではDT型破壊供試体を抽出し、後述の式(9)より算出される算定せん断強度[8]と実験斜めひび割れ荷重 P_d [2]を示した。最後に表-2(d)では、SB型破壊供試体を抽出し、式(3)あるいは式(4)より求めた突起の支圧強度を載荷荷重に換算したもの(以下、突起支圧強度相当荷重) P_e と式(1)より求めたスタッドの設計強度を P_e 同様に載荷荷重に換算したもの(以下、スタッド設計値相当荷重と称す) P_s との単純累加[9]、スタッド降伏強度相当荷重 P_{sy} と P_e の単純累加 [10]、式(2)より求めたスタッド終局強度を P_e 同様に載荷荷重に換算したもの(以下、スタッドの終局強度相当荷重と称す) P_{su} と P_e の単純累加[11]を示し、実験での残留ずれ δ_R が0.5mm、0.2mmそして0.08mmに到達した際の各荷重[4]~[6]と比較した。なお、表中の白色は付着せん断破壊に至ったSB型破壊供試体を、薄灰色は斜め引張破壊に至ったDT型破壊供試体を、濃灰色は終局曲げ破壊に至ったF型破壊供試体を表している。

エンドプレートと支圧板の有無の差異により、全ての供試体の最大荷重を破壊荷重としての評価するのは不合理であるので、各破壊形式の下での破壊荷重を以下に定義するとともに、その定義値と上述のRC算定値(P_f , P_{sh})と突起の支圧強度相当荷重とスタッドのせん断強度相当荷重の累加算定値($P_e + P_{sy}$)とを比較検討する。なお、表-2において着目すべき点は表-1の突起の効果を無視した各供試体の算定値(P_f , P_{sh} , P_{sy})を相互比較すれば、P3-8を除く全ての供試体にて P_{sy} が最小となり、付着せん断破壊をすると示したのに対して、突起の効果により突起付き鋼板を用いた供試体のほとんどが他の破壊形式に至ったこと、すなわち突起によりかなりの程度のずれ抑制がなされた点にある。

a) 曲げ(F)破壊型供試体

曲げ破壊が観察された供試体(表-2(b))では、支間中央の底鋼板の降伏と、コンクリートの上縁での圧壊が

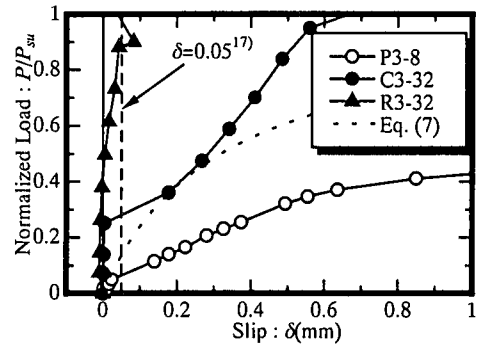


図-7 ずれ挙動

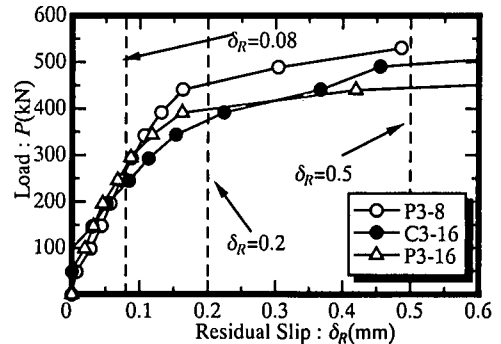


図-8 付着せん断破壊した供試体の残留ずれ

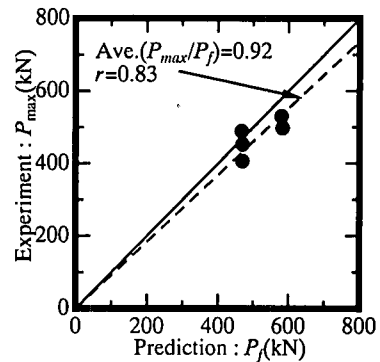


図-9 曲げ破壊荷重とその算定荷重

認められたのが最大荷重時であるので、実験曲げ破壊荷重を最大荷重(P_{max})と定義する。

図-9に実験曲げ破壊荷重(P_{max})と算定曲げ強度(P_f)の相関図を示す。なお、図中の“Ave.”は実験値を原点通過で補間した回帰式の係数を、“r”は相関係数を表している。

また、図-9の横軸は、コンクリート標準示方書¹⁾の以下に示す終局曲げ強度算定を用いた。

$$M_u = A_s f_{sy} (d - 0.5a) \quad (8)$$

ここで、 a : 終局時における等価応力ブロックの高さ、

A_s : 引張鉄筋の断面積すなわち底鋼板断面積とした。
 また、式(8)は、鋼板が引張降伏しかつ、スパン中央のコンクリートの上縁が圧壊するいわゆる引張破壊のみに用いられる。なお、本供試体の引張鋼材比は0.03、釣り合い鋼材比は0.06である。

図より RC 部材として算定した曲げ強度と実験曲げ破壊荷重の関係は、平均相対比 0.92, 相関係数 0.83 と良好な対応が見られた。また、実験値のばらつきに配慮し、算定値に若干の修正すなわち低減係数 0.85 を乗ずれば、全ての当該供試体に対して安全側の評価が得られる。以上のように曲げ破壊型供試体の耐力は、RC 部材と同等に算定しようといえる。

b) せん断 (DT) 破壊型供試体

せん断破壊が観察された供試体(表-2(c))においては、載荷点から支点部を結ぶ斜め引張破壊が発生した荷重(P_d)を実験せん断破壊荷重と定義する。

図-10の縦軸は、斜めひび割れ荷重 P_d を、横軸は式(9)に示すせん断補強筋の無い RC 部材に対する Okamura & Higai の斜めひび割れせん断耐力算定式¹⁸⁾である。すなわち、

$$V_c = 0.94 f_c^{1/3} (1 + \beta_p + \beta_d) \left(0.75 + 1.4 \frac{d}{a} \right) b_w d \quad (9)$$

ここに、 $\beta_p = (100p_w)^{1/2} - 1 \geq 0.732$, p_w : 引張鉄筋のウェブ断面積に対する比($=A_s/b_w d$, d : 引張鉄筋の有効高さ, b_w : 部材幅), $\beta_d = (d/100)^{1/4} - 1$ である。また、式(9)の β_p を支配する鉄筋比 p_w は、底鋼板面積を供試体全断面積で除すことにより求めた。

図より RC 部材として算定した斜めひび割れ荷重と実験せん断破壊荷重の関係は、相関係数は 0.51 と前述の曲げ破壊型供試体の例より劣るものの、平均相対比 1.13 と概ね良好な対応関係が見られた。また、実験値のばらつきに配慮し、算定値に低減係数 0.82 を乗ずれば、全ての当該供試体に対して安全側の評価が得られるが実験値にかなりのばらつきがあり、より信頼性の高い評価式を得るためにはさらにデータを蓄積する必要がある。なお、図中*はスタッドを有しない供試体(R3-∞)を示しており、ここでは検討対象外とした。

c) 付着せん断 (SB) 破壊型供試体

平鋼板供試体に多く観察された付着せん断破壊供試体(表-2(d))では、残留ずれ量 0.08mm あるいは 0.2mm 発生時の荷重を付着せん断破壊荷重と定義する。その理由は、4(3)の図-8で示したように残留ずれ量 0.08mm から 0.2mm の間に曲率の変化が見られていることに起因する。

図-11(a), 図-11(b), に残留ずれ量 0.08mm と 0.2mm

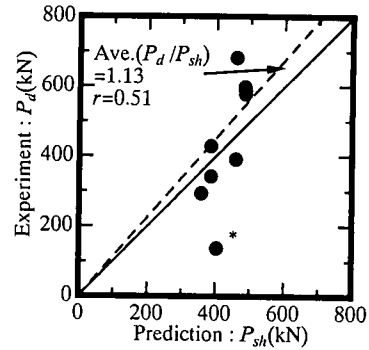
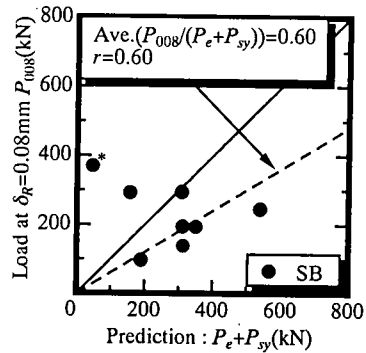
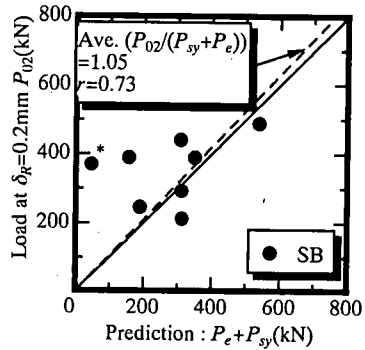


図-10 斜めひび割れ荷重とその算定荷重



(a) 残留ずれ量 0.08mm



(b) 残留ずれ量 0.2mm

図-11 残留ずれ荷重とその算定荷重

の荷重(P_{008} と P_{02})と算定荷重($P_e + P_{sy}$)の関係をそれぞれ示す。なお、算定荷重は表-3(a)内の[S]で示すスタッドの降伏強度(P_{sy})と、突起の支圧強度(P_e)の単純累加値を選んだ。

これらの図よりスタッドと突起のせん断強度に基づく算定付着せん断破壊荷重と残留ずれ量 0.2mm 到達時を指標とした実験付着せん断破壊荷重の関係は、相関係数は 0.73, 平均相対比 1.05 と概ね良好な対応関係が見られた。また、実験値のばらつきに配慮し、算定値に低減係数 0.67 を乗ずれば、全ての当該供試体に対

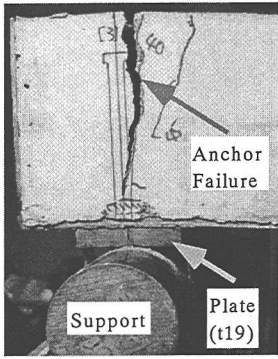


写真-3 端部破壊の状況

して安全側の評価が得られる。

以上のように、算定値を3割強下回る実験例はあるものの、付着せん断破壊型供試体の耐荷力として残留ずれ量 0.2mm 到達時荷重を選ぶことが本実験結果の範囲では妥当のように思われるが、実験値が相当ばらついており、信頼できる評価式を得るためにはさらにデータを蓄積する必要がある。

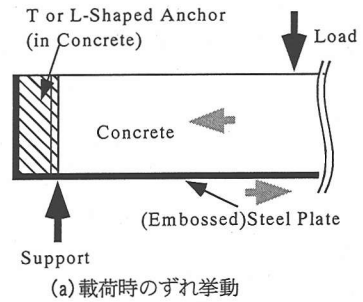
なお、図中*は図-10と同様にスタッドを有していない供試体(C3-∞)であるため、検討対象外とした。

d) 端部破壊機構と破壊発生荷重

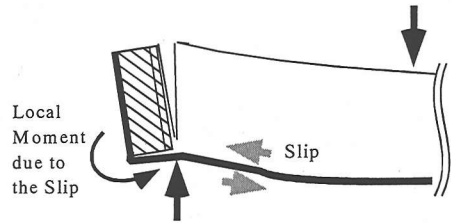
ここでは、写真-3に示す端部にTおよびL形鋼を埋め込んだB型エンドプレートをもつ供試体にて、観察された支点上部のコンクリートから支点へと進展したひび割れについて考察する。

まず、図-12(a)に示すようにスパン方向にコンクリートと鋼板の間に相対ずれが発生する。つぎにTおよびL形鋼で結ばれたエンドプレートと支間外部のコンクリートが支間外方向に押し出される。この時エンドプレートはTおよびL形鋼にて底鋼板との角度を垂直に保持しようとする。そのため図-12(b)に示すように底鋼板は支間部内部に引張られる作用により支間外部にて局所曲げが発生し、端部破壊に至るものであった。なお、負曲げによるこのような破壊は、今回用いたようなアンカー材をスパン内まで埋め込むこと、あるいは支点上コンクリート引張部分に鉄筋を埋め込むことによりその防止効果が得られると考えられる。

次に、端部に発生したひび割れ荷重を表-2(a)[3]に示す。表より、最大荷重に関していえば、エンドプレートを設けることにより、支持点に支圧板を配置していない供試体に対して、0~20%の増加、それが有る供試体に対して、15%~70%程度の増加が認められた。なお、エンドプレートのずれ止めに対する影響に関しては、今後の検討課題としたい。

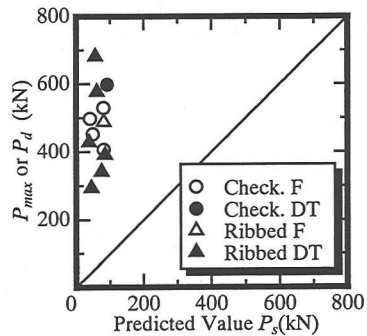


(a) 載荷時のずれ挙動

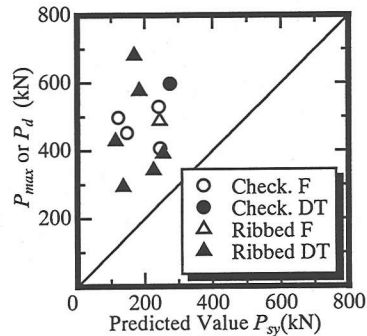


(b) 端部破壊

図-12 端部破壊の概略図



(a) スタッドの設計荷重との比較



(b) スタッドの降伏荷重との比較

図-13 付着せん断算定荷重と破壊荷重

ド本数 n と呼ぶ。得られた表-3に対象とする供試体の n 値を列記する。すなわち、ずれを抑制しF型、あるいはDT型破壊に至らしめるスタッドの必要本数を表したものである。表より、値にばらつきはあるものの、

表-3 F型あるいはDT型破壊に至るための必要スタッド本数

(a) F 破壊			
Tag.	n	Tag.	n
C3-16-2	5.8	R4-16	5.8
C4-16	3.0		
C3-32	8.8		
C4-32	8.4		

(b) DT 破壊			
Tag	n	Tag.	n
C2-16	4.3	R2-16	1.3
C2-32	5.9	R3-16	1.5
		R2-32	8.6
		R3-32	7.9
		R4-32	4.1

突起がスタッドに変わるずれ止めとして働き得ることが分かる。

つぎに、道示によるスタッドの設計値強度荷重 P_s 、その3倍にあたるスタッドの降伏強度相当荷重 P_{sy} と曲げ破壊荷重 P_{max} 、ならびにせん断破壊荷重 P_d の関係を示したものが図-13である。同図より、破壊形式の差異よりこれらを単純に比較することはできないものの、本供試体では突起の強度を考慮できない道示の設計¹³⁾において全て付着せん断破壊で終局状態に至ることに対して、突起の効用によりそれが制御され、曲げあるいはせん断破壊に至っていること、また付着せん断破壊を制御することにより耐力の上昇が理解できる。

以上より、突起とスタッドとのずれ特性の違い^{6),8),9)}はあるものの、突起付き鋼板の活用が必要スタッド本数の削減をもたらさうと期待できる。

5. まとめ

本研究は、既往の必要スタッド数の削減に主眼を置いて突起付き鋼板と頭付きスタッドを併用した鋼・コンクリートオープンサンドイッチ合成部材に対して、曲げせん断実験を行ったものである。実験を通して得られた知見を列記すると以下の通りである。

- (1) 突起付き鋼板を用いた供試体は、突起によりコンクリートとのかみ合いが高められ付着せん断破壊が抑制でき、曲げあるいはせん断破壊に至った。またリブ鋼板供試体では、ほとんどずれが観察されなかった。
- (2) 平鋼板供試体では、たわみ初期剛性の保持が最大強度の1割以下に対して、縞鋼板供試体では最大

強度の3割程度、リブ鋼板供試体では最大強度の7割程度までそれを保持できた。

- (3) 曲げ破壊を呈した供試体の耐荷力すなわち最大荷重は、RC部材として算定した曲げ強度と良好な対応関係が認められた。また、算定値に低減係数0.85を導入すれば、全ての実験値を安全側に評価することができた。
- (4) 斜めひび割れによるせん断破壊を呈した供試体の耐荷力、すなわち斜めひび割れ発生荷重は、RC部材として算定した斜めひび割れ荷重と概ね良好な対応関係が認められた。また、算定値に低減係数0.82を導入すれば、全ての実験値を安全側に評価することができた。
- (5) 付着せん断破壊した供試体では、残留ずれ量が0.08mmから0.2mmの間でその曲率の変化点が認められた。
- (6) 付着せん断破壊を呈した供試体の耐荷力として上記(5)の上限値である残留ずれ量0.2mm到達時荷重を選び、ずれ止めであるスタッドの降伏強度と突起の支圧強度の単純累加に基づく算定付着せん断破壊荷重と比較すると、算定値を3割程度下回る一例を除き、一定の対応関係が認められたが、実験値のばらつきが大きく、さらにデータの蓄積が必要であった。
- (7) T型、L型钢を埋め込んだエンドプレートB型では、底鋼板がスパン内部に引張られる作用により支点外部に局所曲げが発生し、端部破壊に至った。
- (8) 上記(7)の破壊を防止するためには、鉄筋をコンクリート引張部分に設けること、あるいはエンドプレート、底鋼板両者に溶接されているアンカーをスパン内まで延長することなどが考えられた。
- (9) 突起付き鋼板の活用は、必要スタッド本数の削減が可能であることを示した。

謝辞： 載荷実験の実施に関しては当時大阪市立大学工学部に在籍された赤城尚宏氏(現同大学大学院前期博士課程)、五百蔵宏明氏(現ドービー建設工業(株))、大阪市立大学工学部の竹田善則氏、寺浦太郎氏、脇坂和征氏にご協力をいただきました。また、線状リブ突起鋼板を日本鋼管(株)基盤技術研究所よりご提供頂きました。特に、同都市工学研究部・長山秀昭氏には多大なご尽力を賜りました。ここに記して関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：合成構造用鋼材の利用に関する調査研究報告

- 書(池田尚治編), 1993.
- 2) Leonhardt, F.: Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen, Die Bautechnik, Vol. 28, No. 11, pp. 283-291, 1951.
 - 3) Janss, J. and Pikraprez, E.: Diminution du nombre de goujons connecteurs d'une poutre mixte par l'emploi de semelles de contact acier-béton à adhérence renforcée, Symposium of Steel Composite Structure user Needs, IABSE, pp. 93-98, 1975.
 - 4) 井上一郎: 頭付きスタッドの現状と展望, コンクリート工学, 日本コンクリート工学協会, Vol. 34, No.4, pp. 7-13, 1996.
 - 5) 平城弘一, 松井繁之: 頭付きスタッドの疲労強度に及ぼすスタッド余盛り形状の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 34A, pp. 501-512, 1988.
 - 6) 園田恵一郎, 鬼頭宏明, 中島一男, 上中宏二郎: 突起付き鋼板のせん断伝達特性に関する系統的研究, 土木学会論文集, No.598/1-44, pp. 183-202, 1998.
 - 7) Four Recommendations of the RILEM/CEB/FIP Committee III: Bond Test for Reinforcing Steel, Material and Structures, Vol. 3, No. 15, pp. 169-178, 1970.
 - 8) 鬼頭宏明, 上中宏二郎, 園田恵一郎: オープンサンドイッチ形鋼・コンクリート合成はりにおける突起付き鋼材のせん断付着特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 44A, pp. 1527-1536, 1998.
 - 9) 上中宏二郎, 鬼頭宏明, 上平謙二, 園田恵一郎: 突起付鋼板に頭付スタッドを併用した場合の付着せん断特性, コンクリート工学年次論文報告集, 日本コンクリート工学協会, Vol. 20, No. 3, pp. 853-858, 1998.
 - 10) 新津敬治, 浅島弘光, 大貫一生, 落合正利: 鋼製型枠合成床版を用いた合成桁の設計・施工, 橋梁と基礎, 建設図書, Vol. 14, No. 11, pp. 42-49, 1980.
 - 11) Johnson, R. P. and Anderson, D.: Designers' Handbook to Eurocode 4, Part 1.1, 1993.
 - 12) Johnson, R. P. and Anderson, D.: Designers' Handbook to Eurocode 4, Part 1.1, Design of Composite steel and Concrete Structures, Design Assisted by Testing, Thomas Telford Services, pp. 142-148, 1993.
 - 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(I 共通編, II 鋼橋編), pp. 292-298, 1996.
 - 14) Ollgaard, J.G. and Fisher, J.W.: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, AISC Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, pp. 55-64, 1971.
 - 15) 廣瀬鉄蔵, 青木健三, 長岡弘明, 高野公寿, 松村弘道, 佐久間仁: 場所打鋼管コンクリート杭, 日本鋼管技報, No. 107, pp. 46-54, 1985.
 - 16) 佐藤政勝, 石渡正夫: 平鋼および突起付鋼材とコンクリートの付着特性, コンクリート工学年次論文報告集, 日本コンクリート工学協会, Vol. 2, pp. 365-368, 1980.
 - 17) 土木学会: コンクリート標準示方書(平成 8 年制定)・設計編, p. 230, 1996.
 - 18) Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proceedings of JSCE, Japan Society of Civil Engineers, No. 300, pp. 131-141, 1980.

(1999. 11. 18 受付)

OPEN SANDWICH COMPOSITE MEMBERS CONSISTING OF CONCRETE AND EMBOSSED STEEL PLATES WITH HEADED STUDS UNDER BENDING AND SHEAR

Kojiro UENAKA, Hiroaki KITOH, Keiichiro SONODA and Naoki SHITOMI

In this paper, we carried out 2 points loading tests of 23 specimens of the open sandwich members which consist of concrete and embossed steel plate with headed studs. The experimental parameters of specimens are existence of embossments, ratio of shear span length to member height and arrangement of the studs. The main purpose of this study is to examine the possibility to reduce the required number of the studs by using embossed steel plates. From the results, we discuss each parameter's influence upon their load carrying capacities and corresponding failure modes subjected to bending and shear. Moreover, we propose a design method for the composite members considering the effects of the embossments.