

突起付き鋼板のせん断伝達特性 に関する系統的研究

園田恵一郎¹・鬼頭 宏明²・中島 一男³・上中宏二郎⁴

¹フェロー 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)

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

³工修 大阪府 富田林土木事務所(〒584-0031 富田林市寿町 2-6-1)

⁴学生員 工修 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

本研究は、【合成構造用鋼材】の一種である突起付き鋼板のせん断伝達特性を明らかにすることを目的に、計 84 体の供試体に対し一定側圧の下での引抜きせん断載荷実験を行い、その破壊形式、耐荷機構、せん断強度、ずれ変形特性ならびにスタッド併用時の挙動を調べたものである。供試体は、平鋼板、縞鋼板、線状突起付き鋼板の 3 種の鋼板を用い、突起の高さ、間隔、個数、側圧強度ならびにスタッドの有無を実験変数に選び、得られた結果より各実験変数がせん断伝達特性に及ぼす影響を定量的に評価し、せん断伝達強度の算定式の提案を試みた。さらに、突起付き鋼板とスタッドとの累加強度特性ならびにリブ鋼板の挙動に関する簡易数値モデルの構築についても検討を加えた。

Key Words: *shear force transfer, embossed steel plate, composite structure, pull-out test, stud, confinement stress*

1. はじめに

突起付き鋼板とは、その表面全体にわたり粒状、縞状あるいは線状等の突起を周期的に配置した鋼板を指し、近年鋼・コンクリート合成構造(以下、合成構造)への使用を前提にそのコンクリートとのせん断伝達特性を強化するために開発・研究が進められている【合成構造用鋼材¹⁾】の一種として位置づけられる。熱間圧延加工時にその表面に突起を付ける製法は日本の鉄鋼産業が独自に開発したもので、最大突起高さを 3.5mm 程度とする製法上の制約はあるものの、種々の形状の突起を設けた鋼板が各社より商品化されている。また商品化には至らないものの欧州においても、そのような試みがなされている^{2),3)}。しかしながらそのせん断伝達性能を規準化する指標すなわち系統的な試験法ならびに評価法は十分に整備されておらず、この種の鋼板の有用性の一般化と広範な普及に向けて、その確立が強く望まれている。

現在、合成構造の設計において部材内でのせん断伝達特性すなわち鋼材とコンクリートの一体化は機械式ずれ止めを離散的に配置することにより確保さ

れている。具体的にはスタッドや鋼材の補剛材を兼務する形鋼を鋼材に溶接施工して対処しているが、溶接箇所が繰返し応力の作用による疲労破壊を起こし易いこと⁴⁾やコンクリート部へのずれ止めの介入がひび割れ発生荷重を低下させること⁵⁾などの弊害も見られる。これに対し、突起付き鋼板の活用つまり突起によるせん断伝達機構の分担は、ずれ止めの設計法の改善すなわちずれ止めの数量的な削減に伴う工期短縮ならびに上記弊害の解消を可能とし、合成構造物全体の経済性ならびに力学的特性の向上が期待できる。また分散的に配置された突起は接合面での一様なせん断伝達を与え、ひび割れ分散性の向上、さらには曲げ耐力の算定基礎である部材断面の平面保持の仮定の成立への積極的な貢献も計れる。このように合成構造の合理的設計法の開発といった大局的な観点からも、突起付き鋼板のせん断伝達特性評価法の整備は重要な意義を持つ。

本研究に関連する既往の研究例は、鉄筋コンクリート構造の鉄筋、特に異形鉄筋^{6),7)}や鉄骨鉄筋コンクリート構造の形鋼の付着特性の研究に見られ、粘着、摩擦そして異形鉄筋の突起による機械的作用の

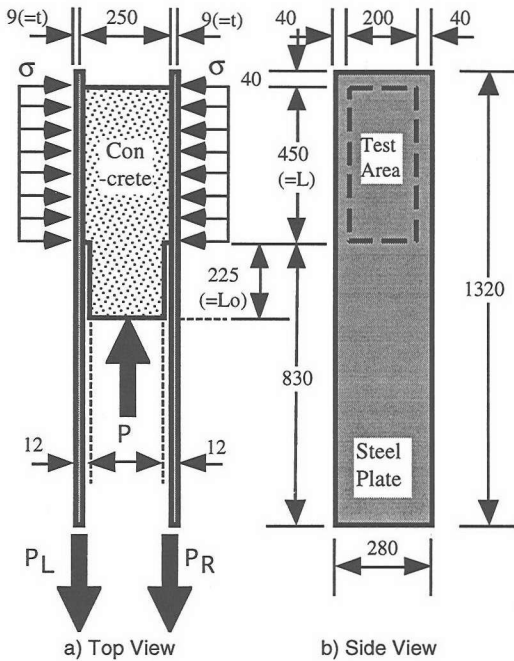


Fig.1 Specimen (Unit:mm)

者から成る耐荷機構の解明がなされ、設計に用いる付着強度の定量化ならびに合理的な定着方法の確立に寄与してきた^{8),9)}。特に前者では各種付着試験法¹⁰⁾の実用化、ならびに今日広範に行われている有限要素法によるRC構造解析に用いるための付着特性の数理モデル¹¹⁾の構築がなされている。また同様な挙動を呈するプレキャストコンクリート部材の接合部のせん断伝達特性に関しても、その破壊形式ならびに耐荷機構が言及されている^{12),13)}。一方、合成構造用鋼材を対象とした研究の現状は、文献1)が示す通り限られた実験的成果が挙げられるに留まり、冒頭に示すように系統的なせん断伝達特性評価法を確立するに至っていない。

このような背景のもと、本研究は突起付き鋼板のせん断伝達特性すなわちせん断伝達強度、破壊形式、ずれ変形特性およびスタッド併用時の挙動等に及ぼす突起形状の影響を主として実験的手法により検討するものである。対象とした鋼板種は線状突起付き鋼板(以下、リブ鋼板と称す)ならびに縞鋼板であり、前者では突起高さ、間隔、個数とスタッドの有無を、後者では突起高さスタッドの有無を、各々実験変数に選び、比較のための突起のない通常の平鋼板を含め計84体の供試体を用意した。用いた載荷方式は独自開発の側圧を制御した直接2面せん断載荷であり、得られた実験結果から特に主たる破壊形式のもとでのせん断(伝達)強度の算定式の提案を試みた。

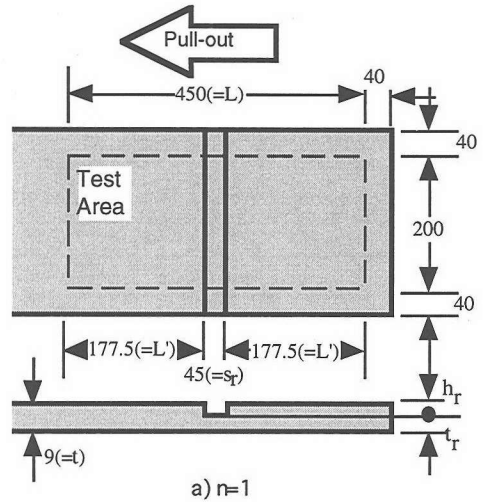


Fig.2 Ribbed Plate (Unit:mm)

なお、本論文はリブ鋼板のせん断伝達特性を述べた既報^{14),15)}に対し、縞鋼板のせん断伝達特性、スタッド併用時の挙動ならびに簡易数値モデルの構築と検証の3項目を加えて取りまとめたものであることを付記する。

2. 供試体

(1) 概要

供試体は、Fig.1に示すように2枚の鋼板を突起付き面を向かい合わせた形で平行に配置し、その間隔(250mm)内にコンクリートを打設して作成した。なお鋼板とコンクリートの付着面(Fig.1 Test Area参照)の基準値は450mm(L) x 200mmであり、一部の供試体には既往の異形鉄筋の引抜き試験¹⁰⁾等に配置される未付着のコンクリート区間を長さ($Lo = 225\text{mm} = L/2$)で付

Table 1 Details of Ribbed Plates

#	Embossments						Plate Thickness t (mm)	Test Length L (mm)	Bear. Area Ratio m	Shear. Area Ratio λ	Material Properties		
	Height	Spacing	Width	Thickness	Number	Margin					Yield Strength	Ulti. Strength	Elastic Mod.
	h_r (mm)	s_r (mm)	b_r (mm)	t_r (mm)	n (mm)	L' (mm)					f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (GPa)
1	1.5			10.5					0.0300				
2	2.5	45	5	9.5	9	2.5	12	450	0.0500	0.900	274	430	208
3	3.5			8.5					0.0700				
4	1.5			7.5					0.0033				
5	2.5	45	5	6.5	1	202.5	9	450	0.0056	0.100			
6	3.5			5.5					0.0078				
7	1.5			7.5					0.0067				
8	2.5	45	5	6.5	2	177.5	9	450	0.0111	0.200			
9	3.5			5.5					0.0156				
10	1.5			7.5					0.0133				
11	2.5	45	5	6.5	4	127.5	9	450	0.0223	0.400	283	432	200
12	3.5			5.5					0.0311				
13		35				147.5				0.311			
14	3.5	18	5	5.5	4	181.5	9	450	0.0311	0.160			
15		12				193.5				0.107			
16	1.5			7.5					0.0267				
17	2.5	45	5	6.5	8	27.5	9	450	0.0444	0.800			
18	3.5			5.5					0.0622				

Note: Area Ratios: $m=nh_r/L$; $\lambda=ns_r/L$

加した。なお、基準付着長はスタッド併用時においてコンクリート部が割裂破壊せぬように定めた。

荷重は付着面に与える側圧すなわち拘束圧(σ)を一定に制御しながら荷重(P)を与え、鋼板を引抜く形式で2つの付着面に同時にせん断力を加えるいわゆる2面せん断載荷方式を採用した。引抜き形式を用いた理由は未付着部分での鋼板の座屈を防止するためである。また、側圧を与えた理由はせん断伝達特性が側圧の影響を大きく受けるためであり、ここではその値を実験変数として取扱いその影響を検討した。なお、側圧の大きさは鋼板の付着に対して不利な条件である無側圧状態($\sigma=0$)を外挿し易いように設定した。

(2) リブ鋼板

冒頭で述べたようにこの種の鋼板は多種商品化されているが、その突起形状に関する実験変数を任意に設定するためにここではFig.2に示すように厚さ(t)が9または12mmの平鋼板に対しその付着面内全幅にわたり垂直に溝切り加工を施したものをを用いた。

使用したリブ鋼板18種(SS400相当材)の諸元一覧をTable 1に示す。これらより後に示す計38体の供試体を作成した。設定した実験変数は、突起の高さ(h_r)、

間隔(s_r)ならびに個数(n)であり、その幅(b_r)は一定とした。なお、突起配置位置すなわち溝切り加工部での鋼板厚(t_r)は突起の高さ(h_r)に付随して変化している。また突起群はFig.2に示すように付着長方向中央部からの対称配置とし、個数(n)と間隔(s_r)の変化に依存する無突起区間すなわち余白長(L')を有している。すなわち、溝切り部をせん断に抵抗する本質的な区間長と考えると、突起の個数と間隔により種々の付着長が存在すると見なせる。

ここで、突起個数はFig.2からも分かるように溝の個数と同一である。これは図中の引き抜き方向に対し各溝の向かって右側の垂直面が1個の突起同等の働きをすると考えたものであり、この是非については、後の第4章の実験結果にて検討する。

表内には上述の実験変数を統合するパラメータとして、下式により与えられる支圧面積比(m)とせん断面積比(λ)¹²⁾を列記した。

$$m = \frac{n \cdot h_r}{L}; \lambda = \frac{n \cdot s_r}{L} \quad (1.a,b)$$

すなわち前者は付着面積に対する載荷方向に直交す

Table 2 Details of Checkered Plates

#	Embossments						Plate Thickness t (mm)	Test Length L (mm)	Bear. Area Ratio m	Shear. Area Ratio λ	Material Properties		
	Height	Spacing		Length	Width	Thickness					Yield Strength	Ulti. Strength	Elastic Mod.
	h_c (mm)	s_c (mm)	s'_c (mm)	L_c (mm)	b_c (mm)	$t_c(=t)$ (mm)					f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (GPa)
1							450			292	376	209	
2	1.3	28.2	9.6	32.1	5.2	6	225	0.0185	-	323	477	225	
3							450			323	477	225	
4							450			296	380	206	
5	2.5	28.3	6.0	38.0	7.0	6	450	0.0696	-	300	409	210	

Note: $m = \frac{A_c}{\sqrt{2} s_c^2}$; $A_c = \frac{1}{2} h_c L_c$ (for #1-4) or $\frac{1}{2} h_c (L_c + L'_c)$ (for #5; $L'_c = 25\text{mm}$)

Table 3 Details of Plain Plate

Plate Thickness t (mm)	Material Properties		
	Yield Strength f_{sy} (MPa)	Ulti. Strength f_{su} (MPa)	Elastic Mod. E_s (GPa)
6	350	490	207

る突起の全投影面積(以下突起面積)の比を, 後者は載荷方向に沿ったコンクリート部の総面積の比を与える。

(3) 縞鋼板

使用した縞鋼板(SS400相当材)の諸元を Table 2 と Fig.3 に示す。前節と異なり任意の縞突起形状の作成が困難であるので, ここでは既製の2種の形状の鋼板を使用し, 後に示す計25体の供試体を作成した。

鋼板種の1者は表中#1-4で, 合成構造用鋼材としての用途を意識する以前から存在するものであり, #2では付着長を半減している。一方, 他者は表中#5で, 合成構造用鋼材として開発されたものである。両者の突起配置は図表に示すとおりであり, 共に同等の間隔で載荷方向に対して突起の長さ軸が45°の交角で千鳥格子状に配置されている。いずれの突起も幾分丸みを帯びた形状で, 鋼板からの立上り角は直角より小さい。両者の違いは高さ(h_c)ならびにそれを含めた突起面積(A_c)にあり, 前者が高さ(h_c), 底辺(L_c)から成る扁平な三角形に近似できるのに対し, 後者は高さ(h_c), 底辺(L_c), 上辺($L'_c=25\text{mm}$)から成る台形に近く, 結果的に前者の3倍以上の大きな突起面積を有する。

前節同様に支圧面積比を表中に示すが, ここでは一辺を突起間隔(s_c)とする正方形を基準となる単位面積とし, 突起面積(A_c)を除し交角を考慮して下式によ

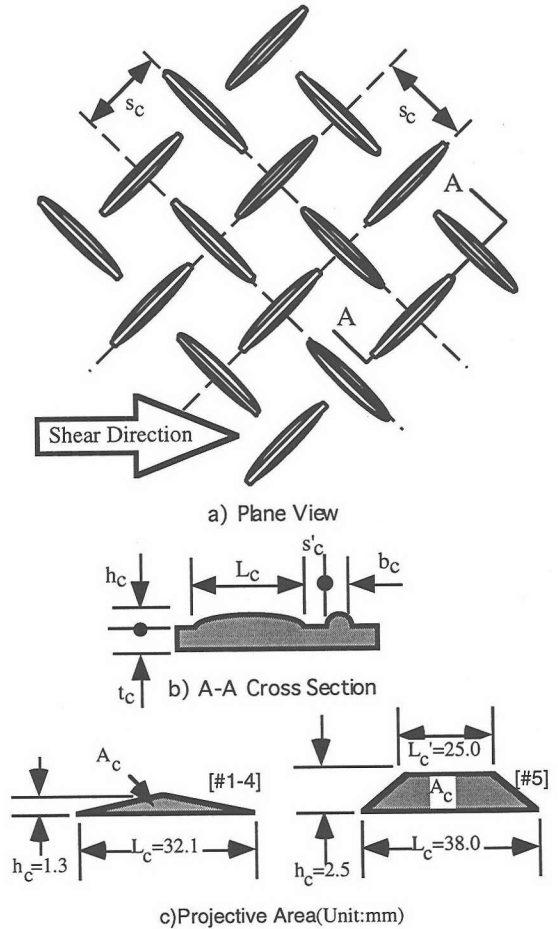


Fig.3 Checkered Plate and its embossment

り算出した。

$$m = \frac{A_c}{\sqrt{2} s_c^2} \quad (2)$$

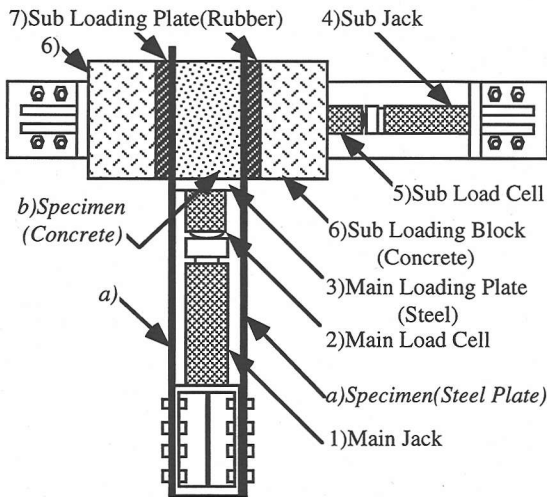


Fig. 4 Loading System (Top View)

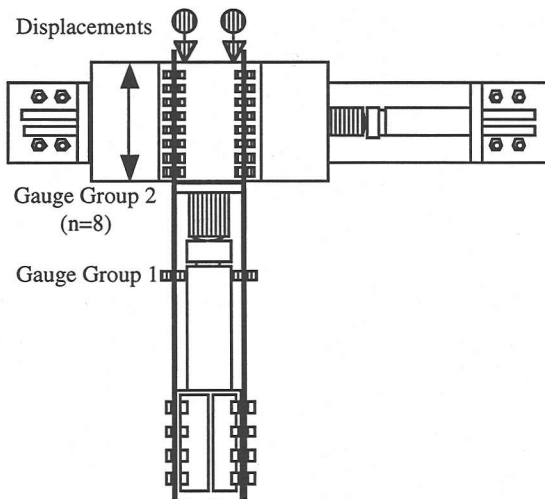


Fig. 5 Measuring Instruments

なお、せん断面積比は突起間隔の設定が不確定でありここでは省略する。

(4) 平鋼板

前述の突起付き鋼板に対する参照値を得るために使用した通常の平鋼板(SS400相当材)の諸元を Table 3 に示す。なお、使用した平鋼板の表面は錆のない黒皮状態であったことを付記する。これより後述の5体の供試体を作成した。

(5) スタッド併用供試体

上述のリブ鋼板、縞鋼板ならびに平鋼板の付着面 (Fig.1 Test Area 参照) の中央に頭付スタッドを1本配置した鋼板を用い、後述の16体の供試体を作成し

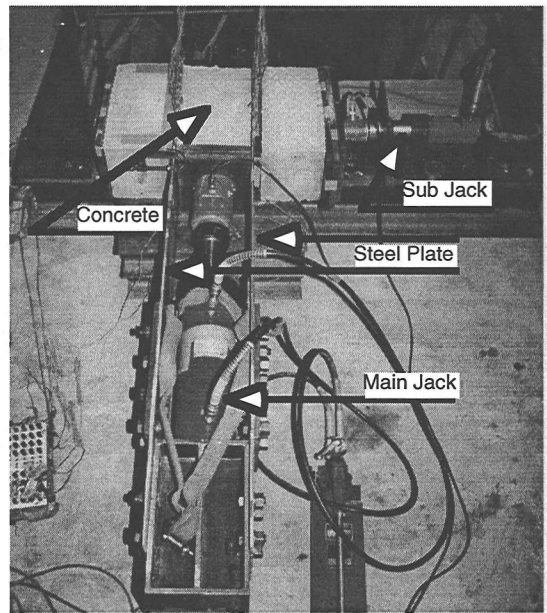


Photo. 1 Loading Apparatus

た。使用したスタッドは、直径13mm、高さ80mmで形式STK-1、鋼種SOD41である。

3. 実験方法

(1) 載荷装置

2.(1)で述べた方式に基づき使用した載荷装置の平面配置を Fig. 4 に示す。図中央に縦置きした供試体に対し、7)厚さ25mmの硬質ゴム製の副載荷板、6)厚さ250mmの副載荷ブロックと5)副検力計を介して4)副油圧ジャッキにより付着面に側圧(σ)を設定値まで与える。引続き3)厚さ25mmの鋼製主載荷板と2)主検力計を介して1)主油圧ジャッキにより付着面にせん断応力(τ)を漸増載荷・除荷を静的に繰返し付着面をせん断破壊に至らせた。具体的には、目標荷重増分値を10kNとし、総載荷荷重値が50kN増す毎に除荷を行った。また、せん断応力載荷過程において側圧は設定値を保持するように手動制御した。Photo. 1 に実験風景を示す。

(2) 測定項目

Fig. 5 に測定装置の配置を示す。測定は a) 鋼板とコンクリートのずれ変位、b) 未付着部での鋼板のせん断載荷方向の面内ひずみ (図中 Group 1) と c) リブ鋼板の溝切り部の同成分 (図中 Group 2) である。b)、c) ではいずれも鋼板の両面にゲージを設置した。

b) は供試体を構成する図中左右の鋼板の面内力を測

Table 4 Results of Plain Plates

No.	Tag	Con- fine. Stress σ (*)	Con- crete Strength F_c (*)	Initi. Stiff- ness K_0 (**)	Re- sidual Slip δ_0 (mm)	Shearing Strength			
						Max. τ_{max} (*)	Resi. τ_r (*)	Esti. τ_{cal} (*)	$\frac{\tau_{max}}{\tau_{cal}}$ (%)
1	P-02	0.2		∞	0	0.12	0.08	0.12	98
2	P-05	0.5		13.1	0.01	0.28	0.21	0.30	95
3	P-10	1.0	361	405	0	0.52	0.44	0.60	89
4	P-15	1.5		1.5	0.22	0.91	0.61	0.90	103
5	P-20	2.0		∞	0	1.20	1.05	1.20	102

1)Unit: * in MPa ; ** in MPa/mm., 2) τ_{cal} by Eq.(3)

定値より算出し、両鋼板の面内力比からジャッキが与える作用荷重を両者に分配・管理する用途にある。すなわち、Fig.1の両鋼板の各引き抜き力(P_L, P_R)を調べ、それらの和が全作用荷重(P)に同等か、また両者がほぼ同一の値($P_L=P_R=0.5P$)となっているかを監視した。また、c)は各突起間でのひずみの変化を観察し各突起が分担するせん断力を算出するものである。

4. 実験結果

(1)平鋼板供試体

Table 4に示すように側圧を実験変数とした計5体の実験を行い、各供試体に対してFig.6のずれ挙動を得た。一連の載荷過程においてコンクリート部のひび割れ発生は見られず、最大荷重到達時以降ずれ変形が増大しても概ね荷重値を保持し、摩擦機構によりせん断応力が伝達されていたと考えられる。なお、鋼板の降伏は認められなかった。

図中縦軸は付着面上のせん断力を付着面積で除した平均せん断応力値であり、以降この値をせん断応力と呼び作用応力ならびに強度の指標とした。挙動を代表する値として、表中に最大せん断応力すなわちせん断強度(τ_{max})の1/3近傍での傾きである初期剛性(K_0)とそれに対応する除荷過程での残留ずれ変位(δ_0)そして載荷終了時での残留せん断応力(τ_r)を示した。なお、これらの値は以下の節においても同様に扱う。

Fig.7にせん断強度(τ_{max})と実験変数である側圧(σ)の関係を示した。両者間には明らかな線形関係があり、原点を通過する最小二乗補間を行ったものが破線(C-S)である。上述の考察に基づきこの傾きを摩擦係数(μ)と見なせば、以下の関係式が得られる。

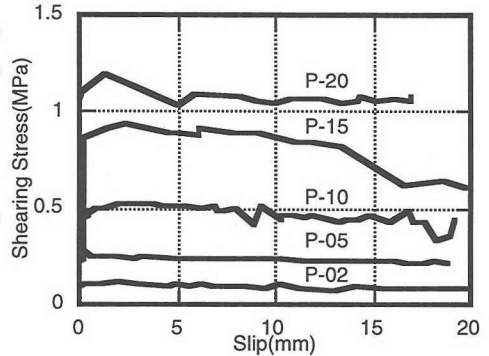


Fig.6 Slip Behavior(Plain Plate)

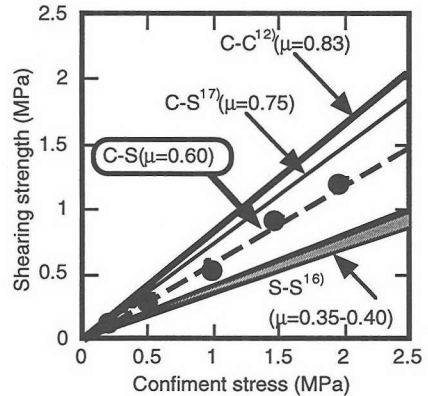


Fig.7 Shearing Strength(Plain Plate)

$$\tau_{max} = \mu\sigma; \mu = 0.6 \quad (3)$$

コンクリート同志(C-C¹²)と軟鋼同志(S-S¹⁶)の値を参照すると、押抜き載荷方式を用いた佐藤ら(C-S¹⁷)が前者に近いのに対し、上式は両者のほぼ中間に位置することが分かる。

(2)リブ鋼板供試体

Table 5に計38供試体に対する実験結果の一覧を示す。供試体は突起高さ(h_p)すなわち支圧面積比(m)と側圧(σ)を実験変数としたNo.1-11、未付着のコンクリート区間(L_0)ならびにゲージグループ2の配置の有無といった実験方式に関するもの、すなわち本質的な実験変数でないものの影響を調べようとしたNo.12-23、そして突起高さ、突起間隔(s_p)、突起個数(n)すなわち支圧面積比とせん断面積比(λ)を実験変数としたNo.24-38の3者に大別される。

上記第2者に着目すれば、実験方式に関する因子の変動によるせん断強度などへの影響は少なく、これらの因子は支配的な影響を及ぼさないとと言える。な

Table 5 Results of Ribbed Plates

No.	Tag	Steel Plate ID #	Con- fine. Stress σ	Bear. Area Ratio m	Shear. Area Ratio λ	Con- crete Strength F_c	Initi. Stiff- ness K_o	Re- sidual Slip δ_o	Shearing Strength					Initial Crack τ_{cal}	
									Max. τ_{max}	Resi. τ_r	Fric. τ_f	Bear. τ_b	Esti. τ_{cal}		τ_{max} τ_{cal}
		[1]	(*)			(*)	(**)	(mm)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(%)	[2]
1	R1-02-1	1	0.2				∞	0	.808	.147	0.12	.690	.968	83	
2	R1-10-1	1	1.0	0.0300	0.900		∞	0	1.55	.562	0.60	.959	1.82	85	
3	R1-20-1	1	20				∞	0	2.78	1.27	1.20	1.61	2.89	96	
4	R2-02-1	2	0.2				3.6	0.14	1.47	.231	0.12	1.35	1.54	95	
5	R2-10-1	2	1.0	0.0500	0.900		∞	0	2.90	.635	0.60	2.31	2.65	109	
6	R2-20-1	2	20			28.2	∞	0	3.81	1.40	1.20	2.63	4.03	94	
7	R3-02-1	3	0.2				60.6	0.03	1.72	.091	0.12	1.61	2.11	82	
8	R3-05-1	3	0.5				3.8	0.25	2.57	.395	0.30	2.27	2.62	98	
9	R3-10-1	3	1.0	0.0700	0.900		42.4	0.03	3.64	.759	0.60	3.05	3.47	104	
10	R3-15-1	3	1.5				6.4	0.23	3.85	1.18	0.90	2.97	4.32	89	
11	R3-20-1	3	2.0				∞	0	4.20	1.67	1.20	3.03	5.17	81	
12	R1-05-2	1		0.0300			∞	0	.674	.499		.380	-	-	◆
13	R2-05-2	2	0.5	0.0500	0.900		∞	0	1.80	.475	0.30	1.51	1.93	93	
14	R3-05-2	3		0.0700			∞	0	2.17	.478		1.87	2.58	92	
15 ¹	R1-05-3	1		0.0300			∞	0	.671	.387		.377	-	-	◆
16 ¹	R2-05-3	2	0.5	0.0500	0.900	27.5	∞	0	1.95	.333	0.30	1.66	1.93	101	
17 ¹	R3-05-3	3		0.0700			∞	0	2.39	.515		2.10	2.58	89	
18 ²	R1-05-4	1		0.0300			∞	0	.859	.257		.545	1.27	68	
19 ²	R2-05-4	2	0.5	0.0500	0.900		3.5	0.30	.753	.403	0.30	.459	-	-	◆
20 ²	R3-05-4	3		0.0700			162	0.03	2.30	.432		2.01	2.58	84	
21 ²	R1-05-5	1		0.0300			1.9	0	.954	.549		.660	1.44	66	
22 ²	R2-05-5	2	0.5	0.0500	0.900	34.0	∞	0	1.76	.520	0.30	1.47	2.21	80	
23 ²	R3-05-5	3		0.0700			∞	0	2.46	.399		2.17	2.98	83	
24 ²	R1-10(1)	4		0.0033			∞	0	.712	.045		.124	-	-	◆
25 ²	R2-10(1)	5	1.0	0.0056	0.100		9.2	0.06	.924	.820	0.60	.336	.841	110	
26 ²	R3-10(1)	6		0.0078			∞	0	1.03	.653		.436	.942	108	
27 ²	R1-10(2)	7		0.0067			4.5	0.16	.956	.778		.368	.891	107	
28 ²	R2-10(2)	8	1.0	0.0111	0.200		∞	0	1.29	.806	0.60	.704	1.10	118	
29 ²	R3-10(2)	9		0.0156			∞	0	1.54	.672		.947	1.30	118	
30 ²	R1-10(4)	10		0.0133			∞	0	1.37	.667		.785	1.20	115	
31 ²	R2-10(4)	11	1.0	0.0223	0.400	33.1	∞	0	1.80	.532	0.60	1.22	1.60	113	
32 ²	R3-10(4)	12		0.0311			∞	0	2.16	.767		1.57	2.00	108	
33 ²	R3-10(4A)	13			0.311		3.4	0.09	2.39	.591		1.80	2.00	119	
34 ²	R3-10(4B)	14	1.0	0.0311	0.160		∞	0	1.85	.768	0.60	-	-	-	
35 ²	R3-10(4C)	15			0.107		3.7	0.13	1.53	.793		-	-	-	
36 ²	R1-10(8)	16		0.0267			∞	0	2.01	.537		1.42	1.80	111	
37 ²	R2-10(8)	17	1.0	0.0444	0.800		∞	0	2.81	.714	0.60	2.22	2.61	108	
38 ²	R3-10(8)	18		0.0622			∞	0	3.27	.777		2.69	3.42	95	

1)Unit: * in MPa ; ** in MPa/mm. 2)Underline: direct shear failure.

3)Superscripts: ¹Additional concrete length($L_o=225mm$) ; ²Guage Group 2 was installed.

4)Blackets: [1] See Table 1; [2] ◆Initial Cracking along the interfaces have been observed.

5)Calculations: See Table 1 for m & λ ; $\tau_f = \mu\sigma$ ($\mu=0.6$); $\tau_b = \tau_{max} - \tau_f$; τ_{cal} by Eq.(5)

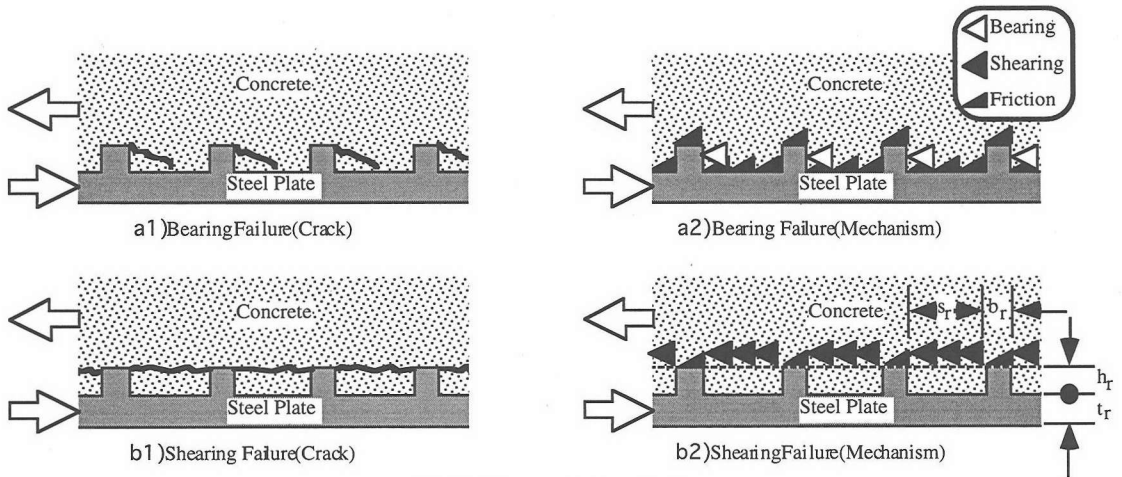


Fig.8 Failure mode & mechanism

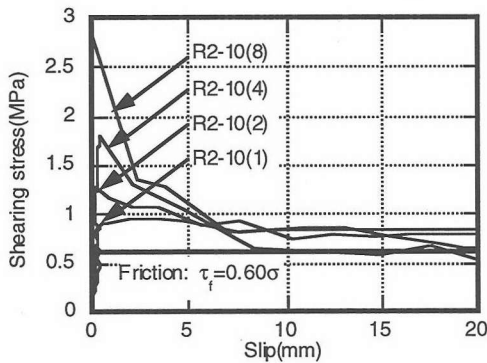


Fig.9 Slip Behavior (Ribbed Plate; $\sigma=1.0\text{MPa}$)

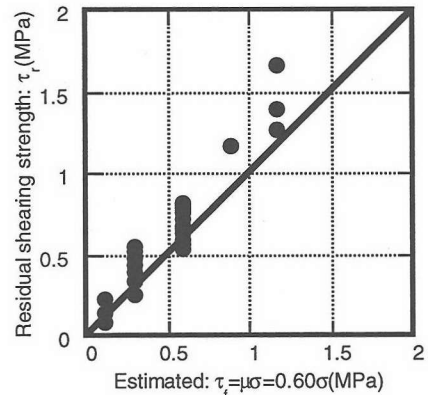


Fig.10 Residual Shearing Strength (Ribbed Plate)

お表中最右列に示す初期ひび割れの有無にて◆は載荷前から付着面に乾燥収縮等ならびに設置時の不具合よる初期ひび割れが見られ、特に後述の縞鋼板供試体では型枠脱形時あるいは設置時に鋼板が剥落したものもあり、得られた結果も相対的に低く以降の検討対象外とした。

a)破壊形式

得られた主たる破壊形式は、突起前面のコンクリートが局所的に圧壊する支圧破壊形式(Fig.8a1)であるが、突起高さ(h_r)に比してその間隔(s_r)が狭い、すなわち h_r/s_r が大きい供試体では隣接する突起頂部を結ぶ面でコンクリートが直接せん断破壊に至るもの(Fig.8b1)も観察された。関連する供試体No.32-35を見れば、 h_r/s_r (Table 5内 m/λ)が0.07, 0.10のNo.32, 33では支圧形式で、一方同値が0.19, 0.29のNo.34, 35ではせん断形式を呈し、その遷移点を与える $h_r/s_r=0.10-0.19$ はプレキャストコンクリート継手面の凹凸に対する値0.2²⁾やRC部材の異形鉄筋の0.10-0.15^{18),19)}に符合していた。また、破壊すなわはずれ変形の進行に伴い、前者は突起へのコンクリート部の乗り上げ、また

後者では骨材の噛み合いにより破壊面が開口した。なお、ここでも鋼板の降伏は認められなかった。

以下では、まず主たる破壊形式である支圧破壊を呈した供試体についてその特性を検討し、本節末項e)にてせん断破壊形式に考察を加える。

b)ずれ挙動と残留せん断応力

いずれの供試体においても初期剛性はほぼ無限大に近く平鋼板供試体と同じであるが、一方最大せん断応力到達時以降は平鋼板供試体の傾向と異なりずれ変形の増大に伴い作用せん断応力値が低下した。また、低下の度合いは、支圧面積比すなわち突起高さならびに個数が大きいほど著しくなった。ずれ挙動の一例としてFig.9に突起高さ $h_r=2.5\text{mm}$ 、側圧 $\sigma=1.0\text{MPa}$ で突起個数(n)が1-8と異なる4供試体の結果を示す。図より、突起個数の増加に伴いせん断強度は増加するものの、残留せん断応力(τ_r)は突起個数によらずほぼ一様で、その値は平鋼のせん断強度である 0.60σ 程度であることが分かる。検討対象全供試体の残留せん断応力と平鋼板のせん断強度すなわち摩

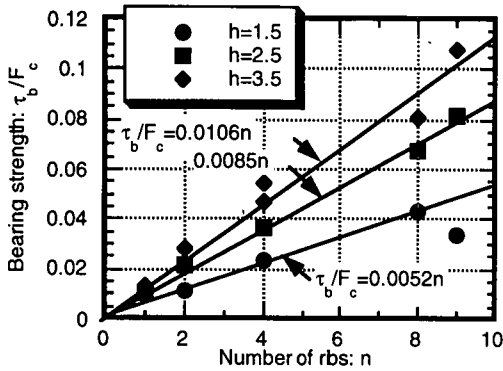


Fig.11 Number of Ribs and Bearing Strength (Ribbed Plate; $\sigma=1.0\text{MPa}$)

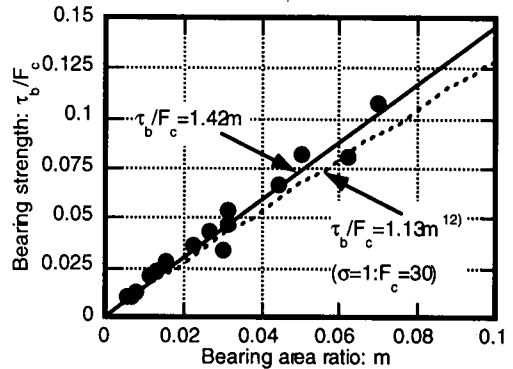


Fig.12 Bearing Area Ratio and Bearing Strength (Ribbed Plate; $\sigma=1.0\text{MPa}$)

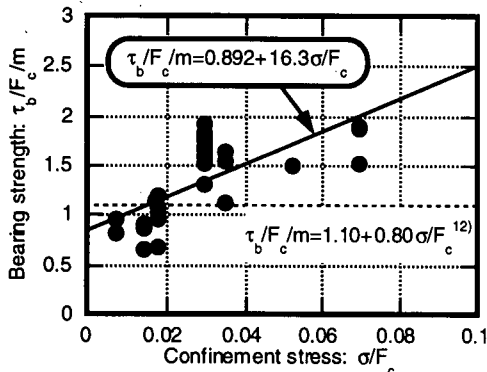


Fig.13 Confinement Stress and Bearing Strength (Ribbed Plate)

擦強度とを比較したものがFig.10であるが、これよりリブ鋼板供試体の残留せん断応力は摩擦強度で概ね評価できることが分かる。

この種の破壊形式に対する強度算定法として後藤・長瀬の研究¹²⁾ではプレキャストコンクリート継手面の凹凸を対象に各凸部前面での支圧と接合面全体での摩擦の和 (Fig.8a2 参照) としてせん断強度を与えており、上記の性状よりここでもせん断強度を摩擦強度 ($\tau_f=0.60\sigma$) と支圧強度 (τ_b) に分離して算定することを試みた。

c) 支圧強度の算定

支圧強度 (τ_b) を実験から得られたせん断強度 (τ_{max}) から摩擦強度 ($\tau_f=0.60\sigma$) を減じたものと定義した上で、まず Fig.11 に側圧 $\sigma=1.0\text{MPa}$ の下での支圧強度と突起個数 (n) の関係を示す。なお、支圧強度はコンクリート強度 F_c で無次元化している。図より、各突起高さにおいて支圧強度は突起個数ひいては 2.(2) で述べた本質的な付着区間長に対し比例関係を示した。このことから、溝のみの供試体の有効な突起個数 (n) を 1 すなわち溝の個数を突起個数と設定したことの妥当性も確認できる。

さらに、同図の結果を突起高さや突起個数を一般化した指標である支圧面積比 ($m=n\cdot h/L$) で整理したものが Fig.12 である。支圧強度と支圧面積比の間には強い相関関係 (相関係数 $r=0.98$) があり、支圧強度が突起高さや個数に比例することが分かる。なお、破線はコンクリート同志の支圧強度算定式¹²⁾で、得られた結果はそれに比して若干大きいものの同様な傾向を示した。

つぎに、側圧 (σ) と支圧強度を支圧面積比で除した指標 ($\tau_b/F_c/m$) との関係を図 13 に示す。相関係数は $r=0.68$ と前例に比して低下するものの、ここでも両者の相関関係が確認できる。また、実験結果を一次補関することにより次式の支圧強度式を得た。

$$\frac{\tau_b}{F_c} = m \left(0.892 + 16.3 \frac{\sigma}{F_c} \right); \frac{\sigma}{F_c} \leq 0.07 \quad (4)$$

なお、破線は Fig.12 と同様の参照値¹²⁾であり側圧に対して鈍感であるのに対し、得られた結果は側圧の影響を強く受けるものとなった。この参照値は、Kupfer らのコンクリートの二軸圧縮強度結果の実験式²⁰⁾を準用したもので、文献 12) の実験から得られた支圧強度と側圧の関係は、本結果同様に側圧の影響を受けるものであったことを付記する。

d) せん断強度算定式の提案

リブ鋼板の支圧破壊形式でのせん断強度算定式として、支圧強度：式(4)と摩擦強度すなわち平鋼板のせん断強度：式(3)の和で評価した次式：

$$\frac{\tau_b}{F_c} = m \left(0.892 + 16.3 \frac{\sigma}{F_c} \right) + 0.6 \frac{\sigma}{F_c}; \frac{\sigma}{F_c} \leq 0.07 \quad (5)$$

を提案する。本式 τ_{cal} は、Fig.14 に示すように検討対

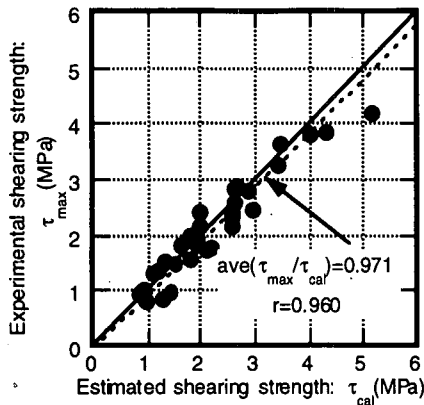


Fig. 14 Experimental and Estimated Shearing Strength (Ribbed Plate)

象32件の実験値 τ_{max} に対し相対比0.971かつ相関係数0.960と精度の良い算定値を与えた。

Fig. 15は、線状(Rib)あるいは粒状(Cube)突起付きH形鋼の突起付き面である両フランジ外側にコンクリートを打設し、側圧 $\sigma=0.3\text{MPa}$ で押し抜き実験を行った結果²¹⁾と本提案式(5)との関係を示したものである。本式は、図中●■で示した支圧破壊の下でのせん断強度と支圧面積比間の傾向を良好に表現できている。

e)せん断破壊形式下での強度特性

Fig. 16に突起間隔を因子とした供試体No.32-35, すなわちR3-10(4), (4A), (4B)ならびに(4C)に関するせん断強度(τ_{max}/F_c)と突起間隔(s_r)の関係を示す。支圧破壊を呈したR3-10(4)と(4A)に対し、せん断破壊を呈したR3-10(4B)と(4C)のせん断強度は低く、その強度は突起間隔が狭くなるほど低下した。せん断破壊形式下でのリブ鋼板のせん断強度の参照値として、同破壊形式下でのプレキャストコンクリート継手面の凹凸のせん断強度式¹²⁾内のコンクリート同志の摩擦係数0.83を式(3)の鋼とコンクリートの0.6に置換した次式：

$$\frac{\tau_{cal}}{F_c} = \lambda \left(0.16 + 1.12 \frac{\sigma}{F_c} \right) + 0.6(1-\lambda) \frac{\sigma}{F_c} \quad (6)$$

(ここに $\lambda=ns_r/L$:せん断面積比)を用いた。ここに、右辺第1項はFig.8b2に示す破壊面上で隣接する突起間(s_r)におけるコンクリートのせん断抵抗を、第2項は突起頂面での鋼とコンクリートの摩擦抵抗を表す。図中、支圧破壊形式下でのせん断強度算定式(5)は突起間隔に対し一定で、一方せん断破壊形式下での式(6)は突起間隔に比例する。また、両者の交点が破壊形式の遷移点を、両者の小なる値がせん断強度(図中

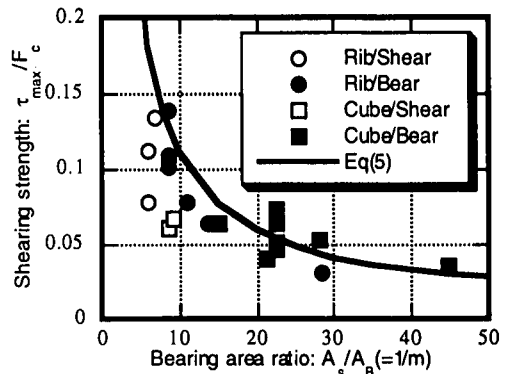


Fig. 15 Verification of the Proposed Equation(Ribbed Plate)

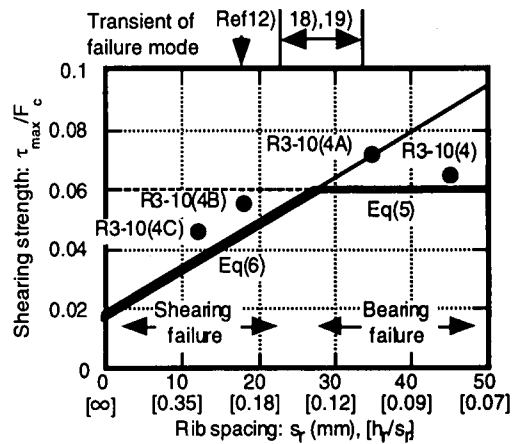


Fig. 16 Rib Spacing and Shearing Strength (Ribbed Plate)

太線)を与える。せん断破壊形式下での供試体数は限られたものではあるが、結果として両算定式はリブ鋼板の破壊形式の遷移ならびにそのせん断強度を良好に与えると言える。なお、前者の参照値として前述の文献12), 18)ならびに19)による h_r/s_r の値を図上に併記した。

(3) 鋼鋼板供試体

Table 6に計25供試体に対する実験結果の一覧を示す。供試体は側圧(σ)を共通実験変数とし、突起高さ1.3mmで支圧面積比(m)が0.0185の鋼板を用いたNo.1-20と、突起高さ2.5mmで支圧面積比が0.0696の合成構造用鋼材を用いたNo.21-25に大別できる。特に、前者では付着長を半減したNo.6-10を含めたが、得られたせん断強度は基準付着長を有するものに対し有意な差異は見られず、使用した両付着長はせん断強度に対し定常状態にあるものと考えられる。なお、表中最右列◆は、載荷前から付着面にひびわれが見られ、前節同様に以降の検討対象外とした。このため同等な供試体(No.1-5, No.11-15, No.16-20)に対する

Table 6 Results of Checkered Plates

No.	Tag	Steel Plate ID#	Con- fine. Stress σ [1]	Bear. Area Ratio m [1]	Con- crete Strength F_c [1]	Initi. Stiff- ness K_o [2]	Re- sidual Slip δ_o [2]	Shearing Strength					Initi- al Crack $\left[\frac{\tau_{max}}{\tau_{cal}} \right]$ [2]	
								Max.	Resi.	Fric.	Bear.	Esti.		
			(*)		(*)	(**)	(mm)	τ_{max} (*)	τ_r (*)	τ_f (*)	τ_b (*)	τ_{cal} (*)	(%)	
1	C1-02-1		0.2			∞	0	.426	.173	0.12	.309	.423	100	
2	C1-05-1		0.5			11.3	0.02	.642	.364	0.30	.348	.733	88	
3	C1-10-1	1	1.0	0.0185	35.4	2.7	0.09	.698	.482	0.60	.110	-	-	◆
4	C1-15-1		1.5			1.7	0.47	2.00	1.36	0.90	1.12	1.77	113	
5	C1-20-1		2.0			9.8	0.08	2.22	15.2	1.20	1.05	2.28	97	
/6/	C1-02-2		0.2			∞	0	.368	.047	0.12	.251	.413	89	
/7/	C1-05-2		0.5			∞	0	.702	.221	0.30	.408	.723	97	
/8/	C1-10-2	2	1.0	0.0185	33.7	192	0	1.37	.601	0.60	.782	1.24	110	
/9/	C1-15-2		1.5			44.2	0.02	1.94	1.02	0.90	1.06	1.75	111	
/10/	C1-20-2		2.0			∞	0	2.46	1.42	1.20	1.28	2.27	108	
11	C1-02-3		0.2			∞	0	.136	.057	0.12	.019	-	-	◆
12	C1-05-3		0.5			0.7	0.36	.719	.156	0.30	.425	.723	99	
13	C1-10-3	3	1.0	0.0185	33.7	5.7	0.08	1.27	.245	0.60	.684	1.24	102	
14	C1-15-3		1.5			23.5	0.02	1.41	1.03	0.90	.527	-	-	◆
15	C1-20-3		2.0			∞	0	1.50	1.02	1.20	.320	-	-	◆
16	C1-02-4		0.2			∞	0	.168	.168	0.12	.050	.379	44	
17	C1-05-4		0.5			11.0	0.01	.314	.251	0.30	.025	-	-	◆
18	C1-10-4	4	1.0	0.0185	28.2	13.3	0.19	1.11	.772	0.60	.516	1.21	92	
19	C1-15-4		1.5			∞	0	1.43	1.15	0.90	.547	1.72	83	
20	C1-20-4		2.0			∞	0	1.45	1.36	1.20	.273	-	-	◆
21	C2-02-5		2			∞	0	1.63	.054	0.12	1.51	1.22	134	
22	C2-05-5		5			∞	0	2.17	.496	0.30	1.87	1.89	116	
23	C2-10-5	5	10	0.0696	33.1	∞	0	3.56	.859	0.60	2.97	3.03	117	
24	C2-15-5		15			∞	0	4.34	.806	0.90	3.46	4.17	104	
25	C2-20-5		20			∞	0	4.61	1.61	1.20	3.43	5.30	87	

1)Unit: *in MPa;** in MPa/mm.2)/No./: 225mm of Test length(L)

3)Blankets: [1] See Table 2; [2] ◆ Initial Cracking along the interfaces have been observed.

4)All specimens have failed in bearing shear modes.

5)Calculations: See Table 2 for m; $\tau_f = \mu\sigma$ ($\mu=0.6$); $\tau_b = \tau_{max} - \tau_f$; τ_{cal} by Eq.(8)

実験を3度実施した。

a)破壊形式

いずれの供試体においても、突起前面のコンクリートが局所的に圧壊する支圧破壊形式を呈した。また、破壊すなわちずれ変形の進行に伴いリブ鋼板供試体同様に突起へのコンクリート部の乗り上げにより破壊面が開口し、特に側圧が低い場合、突起高さの低い供試体(鋼板種#1-4)では、縞突起の形状特性すなわち丸みを帯びた外形や若干傾斜した立上り角も相まって、突起とコンクリート部との噛み合い効果が十分に発揮される前に乗り上げが生じたものも見られた。なお、ここでも鋼板の降伏は認められなかった。

b)ずれ挙動と残留せん断応力

ずれ挙動の一例としてFig.17に突起高さ1.3mm、付着長225mmで側圧(σ)が0.2-2.0MPaと異なる5供試体の結果を示す。いずれの供試体においても得られたずれ変形特性は、初期剛性はほぼ無限大に近く、最大せん断応力到達時以降はずれ変形の増大に伴い応力値が低下し、リブ鋼板供試体と同様であった。リブ鋼板同様に残留せん断応力と平鋼板の摩擦強度とを比較したものがFig.18である。図より、残留せん断応力は摩擦強度に概ね相当する傾向が認められるので、ここでもせん断強度を摩擦強度と支圧強度に分離して算定することとした。

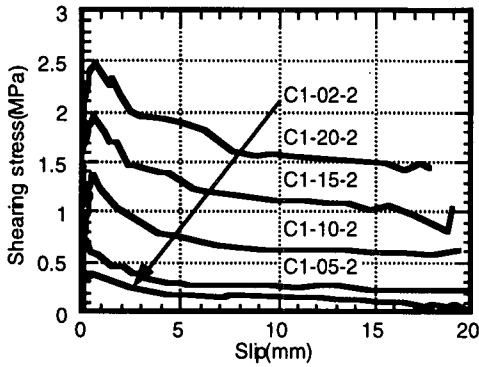


Fig.17 Slip Behavior(Checkered Plate)

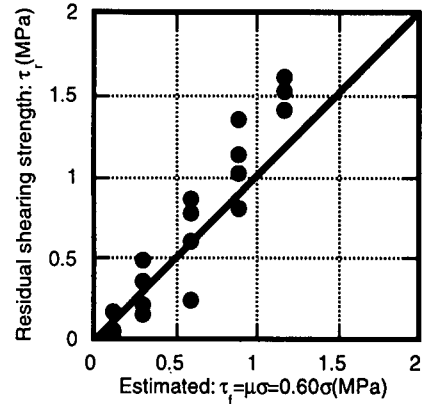


Fig.18 Residual Shearing Strength(Checkered Plate)

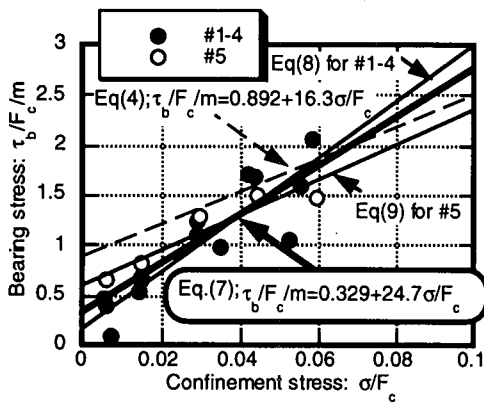


Fig.19 Confinement Stress and Bearing Strength (Checkered Plate)

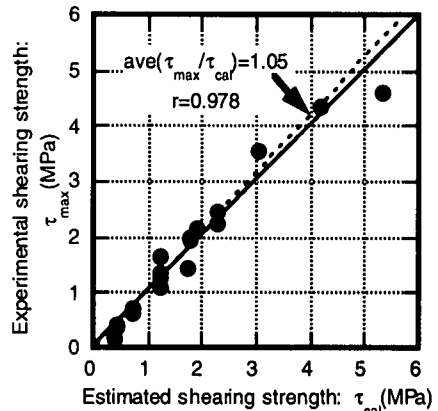


Fig.20 Experimental and Estimated Shearing Strength (Checkered Plate)

c) 支圧強度の算定

側圧(σ)と支圧強度を支圧面積比で除した指標($\tau_b/F_c/m$)との関係をFig.19に示す。前節同様に、実験結果を一次補関することにより次式の支圧強度式(相関係数 $r=0.89$)を得た。

$$\frac{\tau_b}{F_c} = m \left(0.329 + 24.7 \frac{\sigma}{F_c} \right); \frac{\sigma}{F_c} \leq 0.06 \quad (7)$$

リブ鋼板供試体の支圧強度式(4)に比して、低側圧域において縞鋼板供試体の支圧強度が低いのは、前述のようにその領域での早期の乗り上げにより支圧面積全体が有効に機能しきれていないことに起因すると考えられる。側圧の上昇に伴い、実験値は式(4)に漸近し、結果的に σ/F_c が0.06程度すなわち検討対象縞鋼板供試体のその上限値で、上記支圧強度式(7)は式(4)に交差した。

低側圧域での鋼板種による挙動の違いに鑑み、参考のために、両鋼板各々について式(7)同様に支圧強度式を導くと、突起高さの低い鋼板種#1-4に対し式

(8)を、突起高さの高い#5に対し式(9)を得た。

$$\frac{\tau_b}{F_c} = m \left(0.223 + 27.6 \frac{\sigma}{F_c} \right); \frac{\sigma}{F_c} \leq 0.06 \quad (8)$$

$$\frac{\tau_b}{F_c} = m \left(0.623 + 17.1 \frac{\sigma}{F_c} \right); \frac{\sigma}{F_c} \leq 0.06 \quad (9)$$

合成構造用鋼材である鋼板種#5に対する式(9)をリブ鋼板に対する式(4)と比較すると、側圧に対する傾きはほぼ同等で、切片すなわち側圧のない状態での強度は前者で $\tau_{cal} = 0.623mF_c$ に対し後方で $0.892mF_c$ であり7割程度となった。一方、鋼板種#1-4に対する式(8)は当然のことながら側圧に対しより鋭敏な結果となった。

d) セン断強度算定式の提案

対象とした2種の縞鋼板の支圧破壊形式でのせん断強度算定式として、支圧強度：式(7)と摩擦強度すなわち平鋼板のせん断強度：式(3)の和で評価した次式：

Table 7 Equivalent Numbers of Studs as the Shearing Strength of 1m² Embossed Plates

Plate	Emboss. Height h(mm)	Bearing Area Ratio m	Shearing Strength (Plate) τ_{cal} (MPa)	Dia. [Q _u (kN)]	Equivalent number of stud: $n_{eq} = \tau_{cal}/Q_u$			
					$\phi 13$	$\phi 16$	$\phi 19$	$\phi 22$
Rib #1	1.5	0.0300	0.803		15.6	10.3	7.3	5.5
Rib #2	2.5	0.0500	1.34		26.0	17.2	12.2	9.1
Rib #3	3.5	0.0700	1.87		36.5	24.0	17.1	12.7
Checker #1-4	1.3	0.0185	0.183		3.5	2.3	1.7	1.2
			<u>0.124</u>		<u>2.4</u>	<u>1.6</u>	<u>1.1</u>	<u>0.8</u>
Checker #5	2.5	0.0696	0.687		12.8	8.8	6.3	4.7
			<u>1.30</u>		<u>25.3</u>	<u>16.7</u>	<u>11.8</u>	<u>8.8</u>

Note: τ_{cal} by Eq(11) or(12); Q_u by Eq(13); in case of F_c=30MPa & E_c=20GPa

$$\frac{\tau_{cal}}{F_c} = m \left(0.329 + 24.7 \frac{\sigma}{F_c} \right) + 0.6 \frac{\sigma}{F_c}; \frac{\sigma}{F_c} \leq 0.06 \quad (10)$$

を提案する。本式 τ_{cal} は、Fig.20に示すように検討対象19件の実験値 τ_{max} に対し相対比1.05かつ相関係数0.978と精度の良い算定値を与えた。

ここまでで得られたリブ鋼板に対するせん断強度式(5)と上記縞鋼板に対する式(10)を構成する支圧成分と摩擦成分の大小関係を示したものがFig.21である。ここに支圧面積比(m)はここで取り扱った鋼板種のおおよそ最大値である0.06と最小値である0.02の2例とし、側圧は両式の適用限界である $\sigma/F_c < 0.06$ とした。図より支圧面積比が小さい場合ではその支圧成分は概ね摩擦成分に等しく、一方支圧面積比が大きい場合では前者が後者を大きく上回ることが分かる。

(4)突起とスタッドのせん断強度の比較

側圧のない状態($\sigma=0$)でのリブ鋼板と縞鋼板の各せん断強度は、式(5)、(10)あるいは支圧強度算定式(4)、(7)より、次式のように推定できる。

$$\tau_{cal} = 0.892 m F_c \text{ (for rib) or } 0.329 m F_c \text{ (for checker)} \quad (11)$$

また、縞鋼板については鋼板種別に関する参考式(8)、(9)より、次式の推定も可能である。

$$\tau_{cal} = 0.223 m F_c \text{ (for \#1-4) or } 0.623 m F_c \text{ (for \#5)} \quad (12)$$

一方、スタッド1本当たりのせん断強度(Q_u)は文献22)から、次式のように与えられる。

$$Q_u = 0.5 A_s \sqrt{E_c F_c} \quad (13)$$

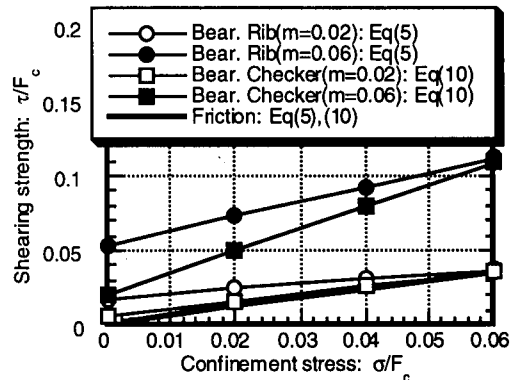


Fig.21 Components of the Proposed Equations

ここに、A_sはスタッドの断面積を、E_cはコンクリートの弾性係数を示す。Table 7に、式(11)または(12)より1m²の突起付き鋼板のせん断強度 τ_{max} (MPa)を算定し、その値を式(13)のスタッド1本当たりの強度(Q_u)で除することにより、それと等価なせん断強度を与えるスタッド本数(n_{eq})を求めた。対象とした突起付き鋼板は突起高さ1.5、2.5、3.5mmのリブ鋼板(Table 1内#1, 2, 3)と両縞鋼板(Table 2内#1-4, 5)の5種で、一方スタッドの径は13mmから22mmの4種を選んだ。なお、算定に際しコンクリートの強度(F_c)と弾性係数(E_c)は各々30MPa、20GPaとした。表より、高さ1.5mmのリブを50mm間隔で配置した支圧面積比m=0.03のリブ鋼板の1m²のせん断強度は、同面積の平鋼上に直径13mmのスタッド15.6本を配置した場合のそれに相当することとなる。

(5)スタッド併用供試体

前節では、機械式ずれ止めの一例であるスタッドのせん断強度を突起付き鋼板のそれで置換する場合の相互関係について述べた。一方せん断伝達以外のスタッドの機能として接合面の肌離れ抵抗があるが

Table 8 Results of the Plates with a Stud

No.	Tag	Steel Plate ID #	Con- fine. Stress σ (MPa)	Bear. Area Ratio m	Concrete		Stress at $\delta > 0$ τ_i (MPa)	Slip at τ_{max} δ' (mm)	Shearing strength				
					F_c (MPa)	E_c (GPa)			Max. τ_{max} (MPa)	Plate τ_p (MPa)	Stud τ_s (MPa)	Esti. τ_{cal} (MPa)	τ_{max} τ_{cal} (%)
1	PS-00		0.0				.052	7.54	.676	.000	.697	97	
2	PS-02		0.2				.207	7.11	.766	.118	.814	94	
3	PS-05	Tbl-3	0.5	0.0	33.7	26.6	.353	8.32	.928	.294	.697	.991	99
4	PS-10		1.0				.682	6.17	1.27	.588		1.28	99
5	PS-15		1.5				.844	8.19	1.51	.882		1.58	96
6	PS-20		2.0				1.04	7.35	1.72	1.18		1.87	92
7	CS-00		0.0				.162	8.51	.699	.205	.902	78	
8	CS-02		0.2				.275	13.90	.882	.413	1.11	80	
9	CS-05	Tbl-2 #3	0.5	0.0185	33.7	26.6	1.03	0.79	1.13	.723	.697	1.42	79
10	CS-10		1.0				1.64	0.28	1.65	1.24		1.94	85
11	CS-15		1.5				1.80	0.36	2.21	1.76		2.46	90
12	CS-20		2.0				.935	0.29	2.65	2.27		2.97	89
13	R1S-00	Tbl-1	0.0	0.03	28.2	24.8	.505	7.13	.863	.756	.617	1.37	63
14	R1S-10	#1	1.0				2.41	0.14	2.41	1.82		2.44	99
15	R3S-00	Tbl-1	0.0	0.07	28.2	24.8	1.36	0.05	1.36	1.76	.617	2.38	57
16	R3S-10	#3	1.0				3.35	0.07	3.35	3.47		4.09	82

Note: τ_p by Eq(3) for No.1-6, Eq(10) for No.7-12 or Eq(5) for No.13-16; τ_s by Eq(13)/A(A=0.09m²); $\tau_{cal}=\tau_p+\tau_s$

この機能を突起付き鋼板は代替し得えない。そのため支点近傍等で側圧を確保できる場合や鋼殻を配置したサンドイッチ部材を除き、突起付き鋼板の使用によりスタッドを皆無にすることは難しい。その際、肌離れ防止用の吊り具としてスタッドを併用することも考えられるが、併用されたスタッドのせん断強度と突起付き鋼板のそれを同時に活用できれば、より合理的な設計が可能となる。そこで、本節ではスタッド併用供試体を用いて、その挙動、特に両者の累加強度特性について検討した。

Table 8 に計 14 供試体に対する実験結果の一覧を示す。供試体の鋼板には Table 3 に示す平鋼板(No.1-6)、Table 2#3 の縞鋼板(No.7-12)ならびに Table 1#1 と #3 のリブ鋼板(No.13-16)を用い、各鋼板の付着面(A=450x200mm²)の中央に直径 13mm で高さ 80mm の頭付スタッド 1 本を配置し、種々の側圧の下で実験を行った。表中、得られたせん断強度(τ_{max})の参照値として、各鋼板が分担しうるせん断強度(τ_c)を平鋼板では式(3)から、縞鋼板では式(10)から、またリブ鋼板では式(5)から算定した。つぎに、スタッドのせん断強度(τ_s)は、式(13)から導き、突起付き鋼板のせん断強度と比較するために 1 本当たりの強度(Q_s)を付着面積(A)で除し平均応力値に換算した。そして、これら鋼板とスタッドの両せん断強度を単純累加した τ_{cal}

($=\tau_p+\tau_s$)を示し、実験値と比較した。なお、本表ではスタッドが柔なずれ止めであることを勘案して、Table 4, 5, 6 で用いた変形挙動の指標である K_0 と δ_0 をずれ発生時のせん断応力 τ_i と最大せん断応力到達時のずれ量 δ' に変更した。

a)破壊形式

平鋼板を用いた供試体では、スタッドのずれ変形の増大により、一方突起付き鋼板を用いた供試体では、スタッドの破断により破壊に至った。接合面でのコンクリートの破壊状態は、各鋼板とも前述のスタッドを併用しない供試体と同様であり、平鋼板では無破壊で、一方縞鋼板とリブ鋼板では突起前面での支圧破壊ならびに突起への乗り上げによる破壊面の開口が確認できた。突起付き鋼板を用いた供試体では、この開口挙動がスタッドへ軸引張力を与え、ひいてはスタッドの破断に寄与したものと考えられる。なお、いずれの供試体においてもスタッドによるコンクリート部の割裂破壊および鋼板の降伏は認められなかった。

b)ずれ挙動と強度特性

ずれ挙動の一例として、Fig.22 に側圧 $\sigma=1.0$ MPa の下で各種鋼板を用いた 3 供試体の結果を示す。○印で示した実験結果は 3 者 3 様のずれ挙動を示した。すなわち、a)平鋼板供試体ではある値に漸近するような

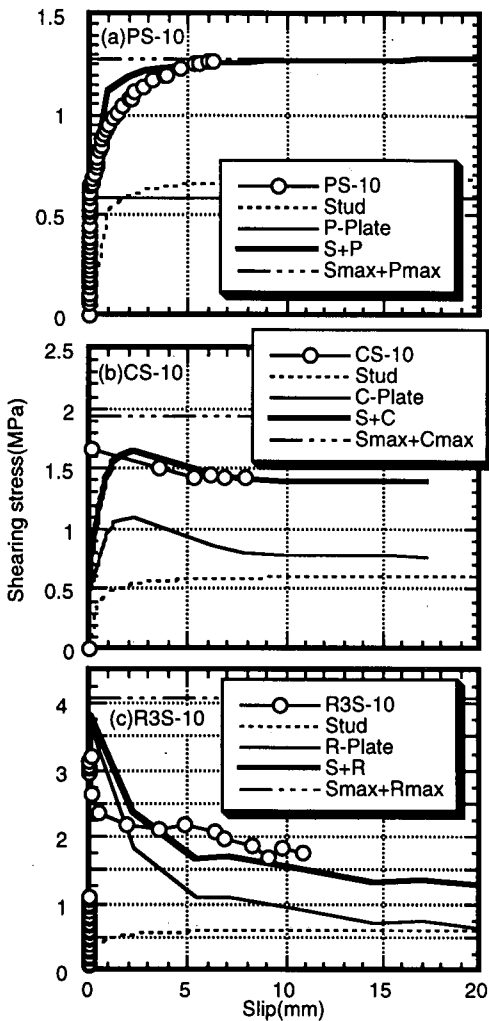


Fig.22 Slip Behavior(with Stud)

緩やかな上昇を、b) 綫鋼板供試体では最大値に達した後に緩やかな低減・停留を、そしてc) リブ鋼板供試体では最大値に達した後急激な低下を示している。

図中参照値として、i) スタッド単体のずれ曲線：Stud, ii) 各種鋼板単体のずれ曲線：P, C, R-Plate, iii) i) と ii) の両ずれ曲線の和：S+P, S+C, S+R ならびに iv) スタッドのせん断強度と各種鋼板のその和：Smax+Pmax など、すなわち Table 8 の単純累加強度 (τ_{cal}) を併記した。まず、i) は次式²²⁾：

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{3.15\delta}{1+3.15\delta} \quad (14)$$

より求めた。ここに、 Q 、 Q_0 と δ は各々作用せん断力、式(13)によるせん断強度とずれ量(mm)であり、記載に際しせん断力は応力値に換算した。つぎに、ii) の平鋼板は式(3)のせん断強度をずれ量に関係なく一定値で

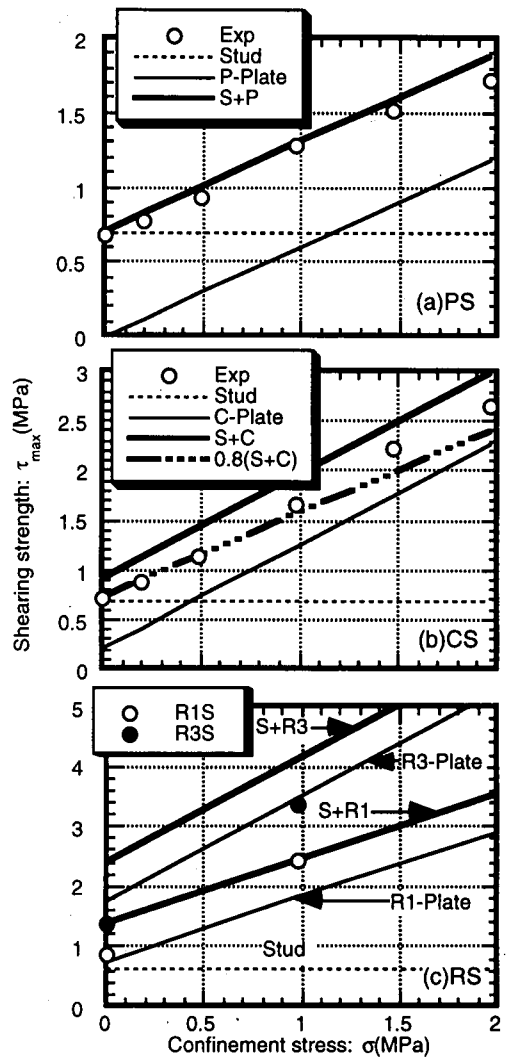
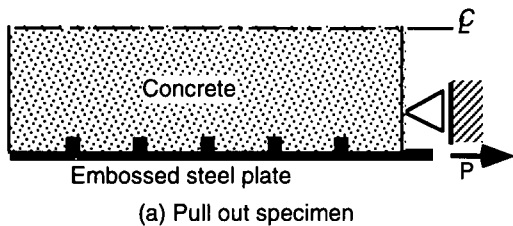


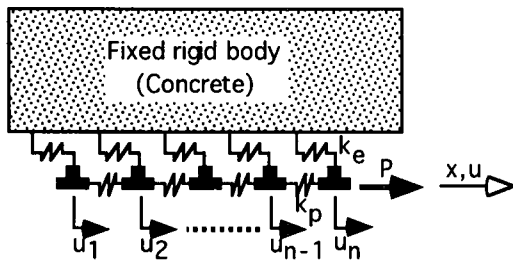
Fig.23 Confinement Stress and Shearing Strength (with Stud)

与え、綫鋼板とリブ鋼板のそれらに対応するスタッドを併用しない供試体の実験値すなわち Table 6 内 No.13 の C1-10-3 と Table 5 内 No.9 の R3-10-1 の結果を用いた。また、突起付き鋼板を用いた供試体で、iii) のずれ曲線の上限値が iv) の単純累加強度に達し得ないのは、iii) の基礎となるスタッドのずれ曲線の強度到達時のずれ量と突起付き鋼板のそれが異なることに起因する。すなわち、スタッドは式(14)が示すようにずれ量 2.5mm で 88% 強度、5mm で 95% 強度に到達するのに対し、突起付き鋼板はずれ量 2mm 以下でその強度に達し、その後応力が下降するといった両者固有のずれ挙動の差異に基づく。一方、平鋼板ではずれ量に無関係なせん断強度を与えたため iii) の上限値と iv) は一致する。

図より、スタッド併用供試体のずれ挙動の実験値



(a) Pull out specimen



(b) Numerical Model

Fig.24 Simplified Numerical Modeling

は、上記 iii)の参照値すなわち各鋼板のずれ曲線にスタッドのずれ曲線を加算したもので概ね表現できた。従って、本項冒頭で述べた各種鋼板供試体の3者3様の挙動は各鋼板そのもののずれ特性を反映していると言える。さらに、得られたせん断強度は、平鋼板を用いた供試体では単純累加強度に相当するものの、突起付き鋼板を用いたものでは、上述のスタッドと突起付き鋼板のずれ挙動の差異により、それを下回った。

Fig.23にa)平鋼板、b)縞鋼板そしてc)リブ鋼板を用いた供試体のせん断強度と側圧の関係を示す。図中の破線、細線ならびに太線は各々Table 8に示すスタッドのせん断強度(τ_s)、鋼板のせん断強度(τ_p)ならびに単純累加強度(τ_{ca})に対応する。図より、平鋼板を用いた供試体のせん断強度はほぼ単純累加強度に等しいのに対し、縞鋼板を用いた場合は単純累加強度の80%程度に留まった。また、リブ鋼板のそれは側圧がある場合にも単純累加強度の80%以上の強度に達しているものの、側圧のない状態でのそれらは60%程度であった。全体を通して側圧のない状態での強度が累加強度に比して低めである点の解明については今後の課題としたい。

5. 数値モデルの構築と検証

(1)数値モデルの設定と定数の抽出

ある側圧の下でのリブ鋼板のずれ挙動を数値的に解析するために、Fig.24に示す各突起配置位置での

Table 9 Shearing Spring Constants from the Experimental Results

Model	Emboss	h_r (mm)	$P_{max}-P_r$ (kN)	k_0 (kN/mm)	k_s (kN/mm)	P_r (kN)
#1	R1-10	1.5	17.2	∞	3.33	52.9/n
#2	R2-10	2.5	30.3	∞	4.70	52.9/n
#3	R3-10	3.5	39.3	∞	3.92	52.9/n

Note: $k_0=\infty$ [$=P_{max}/0.01$ mm]; n: Number of embossments

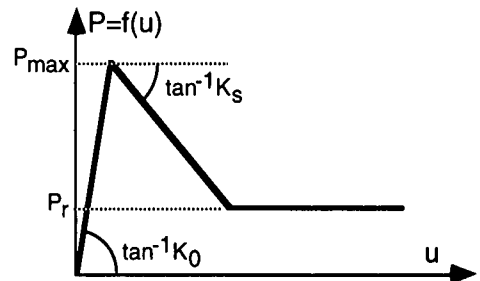


Fig.25 Characteristics of Shear Spring: $k_e=f(u)/u$

鋼板の変位(u)を有する節点が、着目突起とコンクリートの噛み合いと鋼板とコンクリートとの摩擦の両作用を考慮したせん断伝達力(f(u))ならびに鋼板の面内力すなわち引き抜き力に関する2種のバネ(k_e, k_p)にて連結された系からなる簡易モデルを構築する。

導入するせん断伝達特性についてはFig.25に示す4パラメータ折れ線モデルを用いる。使用するパラメータは初期剛性(K_0)、最大せん断力(P_{max})、軟化剛性(K_s)ならびに残留せん断力(P_r)であり、上記f(u)はずれ変位(u)の1価関数とする。Table 5内の突起個数を実験変数としたNo.24-32ならびにNo.36-38を対象とし、3種の突起高さに対し各々突起個数(n=1)の実験結果より諸定数を決定したものがTable 9である。なお、突起高さが1.5mmのもの、すなわちR1-10(1)は初期ひび割れによる耐力低下より除外したためR2-10(2)の結果を代用した。また、残留せん断力は式(3)の摩擦係数から算定し、解析する突起個数で分配した。

一方、鋼板の引き抜き力は載荷方向(x方向)にそった軸部材に置換する。ここで前述の全実験において鋼板の降伏は生じなかったことよりTable 1に示した鋼板の弾性係数(E)による1パラメータモデルとして取り扱えるものとした。

(2)数値計算手順

まず、各要素に対してx方向に関する外力(P)、鋼板引き抜き力ならびにせん断伝達力(f(u))の釣合条件を次のように導く。

(a)自由端部(u_1)について

$$\frac{EA}{L}(u_2 - u_1) = f(u_1) \quad (15)$$

(b)内部($u_i; 1 < i < n$)について

$$\frac{EA}{L}\{(u_{i+1} - u_i) - (u_i - u_{i-1})\} = f(u_i) \quad (16)$$

(c)荷重端部(u_n)について

$$P - \frac{EA}{L}(u_n - u_{n-1}) = f(u_n) \quad (17)$$

ここにE, A, Lおよび n は, 各々鋼板の弾性係数(=E_s), 鋼板の凹部断面積, 突起配置間隔および突起個数を示す。上記釣合条件式にて鋼板の伸び特性EA/Lを鋼板のバネ定数(k_p)とおけば, 式(15)から(17)は下記のように書き換えられる。

$$u_2 - u_1 = \frac{f(u_1)}{k_p} \quad (15')$$

$$u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1} = \frac{f(u_i)}{k_p} \quad (16')$$

$$\frac{P}{k_p} - u_n + u_{n-1} = \frac{f(u_n)}{k_p} \quad (17')$$

今, 初期変位増分として自由端部での変位(u_1)に du を与えたとすると, 式(15')より隣接する要素2での変位(u_2)は次のように決定できる。なお, 数値計算において du は 10^{-3} mmとした。

$$u_2 = du + \frac{f(du)}{k_p} = du + \frac{k_e(du)}{k_p} = \left(1 + \frac{k_e(du)}{k_p}\right) du \quad (18)$$

ここに, k_e はFig.25に示すせん断力とすれ変位のモデル: $P=f(u)$ の割線弾性係数を示す。続いて式(16')に既知の u_1 と u_2 を代入すれば u_3 が次のように決定できる。

$$u_3 = -u_1 + \left(2 + \frac{k_e(u_2)}{k_p}\right) u_2 \quad (19)$$

同様に順次

$$u_i = -u_{i-2} + \left(2 + \frac{k_e(u_{i-1})}{k_p}\right) u_{i-1} \quad (20)$$

を求めた後, 荷重端部での変位(u_n)は次式のように与えられる。

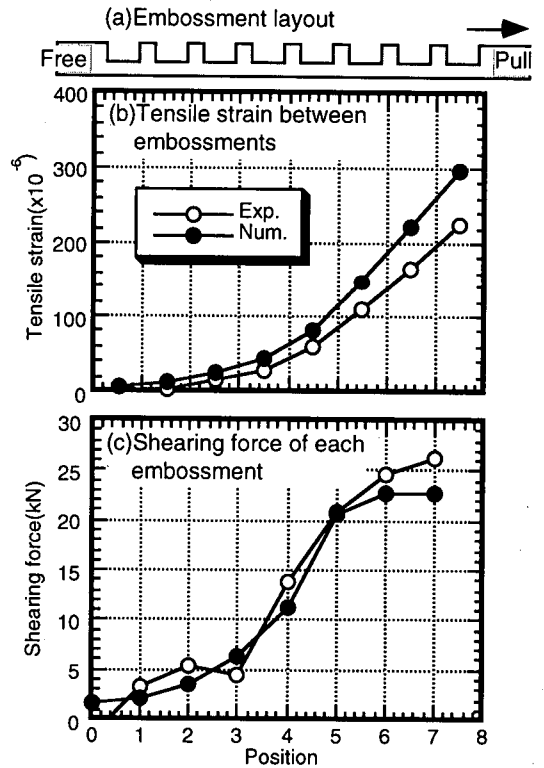


Fig.26 Strain and Shearing Force Distribution of R1-10(8) at 0.5Pmax

$$u_n = \frac{P/k_p + u_{n-1}}{1 - k_e(u_n)/k_p} \quad (21)$$

一方, 外力(P)は全せん断力の和に等しいので次のように表すことができる。

$$P = k_e(u_1)u_1 + k_e(u_2)u_2 + \dots + k_e(u_n)u_n \quad (22)$$

式(21)と(22)は2つの未知数 u_n とP, ならびに u_n に従属する $k_p(u_n)$ を含む連立方程式となり, これらを満たす上記2未知数を数値的な反復計算により求める。

(3)計算結果と実験結果との対比

まず, 突起個数8個のではある供試体R1-10(8)の最大せん断荷重到達値の半分の載荷荷重時での, 鋼板の各溝部両面に貼付したひずみゲージより計測した各突起間のひずみ分布と, 突起を跨ぐ隣接溝部のひずみ値の差から求めた各突起が伝達するせん断力分布の2者についての実験値を各々(b), (c)の○印としてFig.26に示す。図中には数値解析より求められた値

Table 10 Experimental and Numerical Maximum Shearing Force

Tag	Model	h_r (mm)	n	1) P_{max} (kN)	2) P_{max} (kN)	2)/1) (%)
R1-10(2)			2	86.0	86.0	100
R1-10(4)	#1	1.5	4	124	118	95
R1-10(8)			8	181	182	101
R2-10(2)			2	116	112	96
R2-10(4)	#2	2.5	4	163	170	105
R2-10(8)			8	254	286	113
R3-10(2)			2	138	130	94
R3-10(4)	#3	3.5	4	194	206	106
R3-10(8)			8	295	358	121

を●印で併記してある。まず、実験値と解析値は良好な対応関係が認められる。また、両者のひずみ分布は若干下凸ではあるが滑らかな分布を示していること、ならびに両者のせん断伝達力分布から0.5Pmax程度では荷重端付近の突起がせん断力を負担していることが分かる。

次に、数値解析により得られた最大せん断力(P_{max})と対応する実験値(P_{max})を比較したものがTable 10である。表中最右欄に示すように数値解は精度良く実験結果を表現できることが分かる。このこと、すなわち単一の突起を単純連結することにより複数突起の挙動を再現できることから、3(2)c)でも述べたように、本成果が複数の付着区間に対して有用であること、ならびに溝のみのリブ鋼板の突起数(n)を1とし以下溝の個数を突起数と設定したことの妥当性が再確認できる。

最後に、Fig.27は数値解と実験結果との両ずれ挙動を描いた一例であるが軟化境域を除けば良好な対応が認められる。

6. まとめ

本研究は、合成構造用鋼材とした開発された突起付き鋼板のせん断伝達特性の定量的評価法の開発を目的に、 $\sigma/F_c < 0.06$ 程度の側圧の下で平鋼板ならびに突起高さ3.5mm以下のリブ鋼板と縞鋼板を用いた計84体の供試体に対し直接せん断載荷実験を行い、得られた破壊形式、ずれ挙動ならびにせん断(伝達)強度に検討を加えたものである。以下に本研究で得られた結論を列記する。

(1)突起付き鋼板の主たる破壊形式は、突起前面のコ

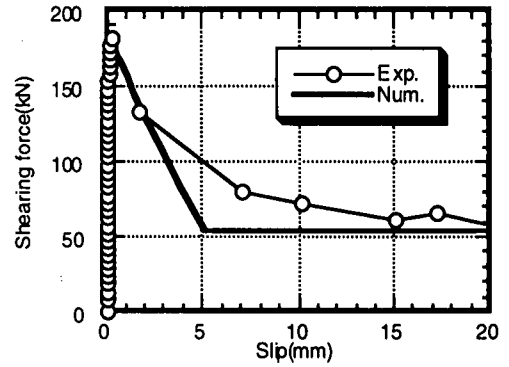


Fig.27 Slip Behavior of R1-10(8)

ンクリートが局部的に圧壊する支圧破壊形式であり、突起高さに比して突起間隔が狭い場合には隣接する突起頂部を結ぶ面でコンクリートが(直接)せん断破壊に至る例も見られた。

(2)突起付き鋼板のずれ変形挙動は、ほぼ無限大に近い剛性で最大せん断応力(せん断強度)に到達する剛な初期挙動を呈すこと、その後ずれ変形の増加に伴い応力値が低下すること、ならびに低下後、停留した応力値は平鋼板とコンクリートの摩擦強度(摩擦係数0.6)に相当することにより特徴づけられる。

(3)主たる破壊形式である支圧破壊形式の下での耐荷機構は、突起前面のコンクリートの支圧強度と接合面全体の鋼板とコンクリートの摩擦強度の2者から成り、前者は突起個数と突起高さの積を付着長さで一般化した指標である支圧面積比に比例することならびに側圧に相関関係を有することが確認できた。

(4)上記(3)の機構に基づき、得られたせん断強度を整理することにより、支圧強度と摩擦強度の和すなわち支圧面積比と側圧の関数として支圧破壊形式下でのせん断強度算定式をリブ鋼板を対象とした2種の縞鋼板の各々に対して提案し、その妥当性を検証した。

(5)縞鋼板のせん断強度は、リブ鋼板のせん断強度に比して、その形状特性すなわち丸みを帯びた外形や傾斜した立上り角により、低側圧域で低くなる傾向を示した。

(6)上記(1)での破壊形式の遷移に対し、遷移を支配する突起高さの間隔の比ならびにせん断破壊形式下でのせん断強度を定量的に評価した。

(7)上記(4)で提案したせん断強度算定式より、側圧のない状態での突起付き鋼板のせん断強度を推定し、慣用のずれ止めであるスタッドを対象に強度比較を行った。

(8)スタッドと突起付き鋼板の併用時のせん断強度は、柔なずれ変形挙動を示すスタッドと剛な突起とでせん断強度到達時のずれ量が異なることより、両

者単体各々のせん断強度の単純累加を下回った。
 (9)ある側圧の下でのリブ鋼板の挙動を対象に、ずれ変位のみを自由度とした簡易数値モデルを構築し、解析結果を実験結果として最大せん断力、鋼板ひずみ分布ならびに各突起が伝達するせん断力と比較した結果、その良好な適用性が確認できた。

以上、本研究では要素レベルの実験結果から議論を展開したが、今後は、より実践的なはり部材等に対して本成果の適用性の確認を進める予定である。

謝辞： 載荷実験の実施に対しては研究当時大阪市立大学工学部に在学された中前潔(現大阪府)、浜本雄司(現奈良県)、谷口幸之(現京都府)、片岡広治(現日本道路(株))、増田大介(現堺市)各氏にご協力を頂きました。また、北海道大学助教授・上田多門先生ならびに摂南大学助教授・平城弘一先生からは有益なご助言を賜りました。さらに、社団法人・鋼材倶楽部より研究助成金を、日本鋼管(株)基盤技術研究所より縞鋼板の提供を受けました。ここに記して関係各位に謝意を表する次第です。

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，p.149，1993。
- 2) Leonhardt, F.: Die Autobahnbrücke über der Rhein bei Köln-Roden Kirche, *Die Bautechnik*, Vol.28, No.11, pp.283-290, 1951.
- 3) Janss, J. and Pirprez, 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) 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の余盛り形状の影響，構造工学論文集，Vol.34A，pp.501-512，1988。
- 5) 塩屋俊幸，大内田博喜，大野文良，長谷川俊昭：鋼／コンクリートコンポジット構造のせん断特性に関する2,3の考察，第2回合成構造の活用に関するシンポジウム論文集，土木学会，pp.157-162，1989。
- 6) 園分正胤，岡村 甫：太径鉄筋の使用に関する研究，土木学会論文報告集，No.202，pp.103-114，1972。

- 7) 六車 照，森田司郎，富田幸次郎：鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究，日本建築学会論文報告集，No.131，pp.1-6；No.132；No.134，1967。
- 8) 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。
- 9) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，p.323，1987。
- 10) 日本材料学会：建設材料実験，pp.175-181，1977。
- 11) 森田司郎，藤井 栄：有限要素法における付着モデルの現状と今後の課題，RC構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，pp.35-42，1984。
- 12) 後藤祐司，長瀧重義：コンクリートの接合部のせん断耐力に関する基礎研究，土木学会論文報告集，No.254，pp.95-106，1976。
- 13) 岡田武二：コンクリート接合面のせん断伝達に関する基礎研究，土木学会論文集，No.502，pp.73-82，1994。
- 14) 園田恵一郎，鬼頭宏明，中島一男：突起付き鋼板の付着特性に関する実験的研究，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム論文集，pp.155-160，1995。
- 15) Kitoh, H. and Sonoda, K.: Bond characteristics of embossed steel elements, *Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, pp.909-918, 1997.
- 16) 日本機械学会：機械工学便覧，pp.3-33，1977。
- 17) 佐藤政勝，石渡正夫：平鋼および突起付き鋼材の付着特性，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.2，pp.365-368，1980。
- 18) 小林和夫：コンクリート構造学，3.4 鉄筋とコンクリートとの付着特性，森北出版，pp.36-39，1994。
- 19) Park, P. And Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*, A Wiley-Interscience Publication, 1975.
- 20) Kupfer, H., Hilsdorf, H. K. and Rusch, H.: Behavior of concrete under biaxial stresses, *ACI Journal*, Vol.66, pp.656-666, 1969.
- 21) 加藤 勉，西田芳弘，村上憲彦，坂本 傑，大竹章夫，高田啓一：表面に突起を有する型鋼の付着特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，No.2400，pp.1295-1296，1977。
- 22) Ollgaard, J., Slutter, R.G. And Fisher, J.W.: The strength of stud shear connectors in lightweight and normal-weight concrete, *AISC, Engineering Journal*, Vol.8, No.2, pp.55-64, 1965.

(1997. 7.24 受付)

A SYSTEMATIC STUDY ON THE SHEAR TRANSFER CAPACITIES OF EMBOSSED STEEL PLATES FOR COMPOSITE CONSTRUCTION

Keiichiro SONODA, Hiroaki KITOH, Kazuo NAKAJIMA and Kojiro UENAKA

In this paper, the shear transfer capacities of embossed steel plates as "Steel products for composite construction" has been examined through the experiments of 84 specimens under a direct pull-off shear loading with constant confinement stresses. Ordinary plane plates, checkered and ribbed plates with various heights, spacings and numbers of embossments were used in the specimens. Some of them also had a headed stud connector. The empirical equations to estimate the shear transfer capacities of those plates have been proposed. A simple accumulative shear strength of embossments and stud connectors and a simplified numerical modeling of the ribbed plates are also discussed.