

(28) 突起付き鋼板の付着特性に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE BOND CHARACTERISTICS OF EMBOSSED STEEL PLATES

園田恵一郎* 鬼頭宏明** 中島一男***

By Keiichiro SONODA, Hiroaki KITOH and Kazuo NAKAJIMA

The embossed steel plates are placed in the steel products series developed to enhance their bond characteristics for steel-concrete composite structures. However, the characteristics dependent upon the size, shape and arrangement of their embossments has not been specified yet.

In this study, therefore, we have conducted the direct shear loading tests of composite structural elements consisting of parallel placed two embossed steel plates and a core concrete block under various constant lateral pressures to reveal the shear bond characteristics of these plates. Ribbed steel plates with various heights, spacings and numbers of the embossments were used in the elements, and ordinary plain plates were also prepared as a reference. As a result, bearing failure modes were mainly observed where concrete in front of the embossments was locally crushed, and the empirical equations to estimate the shear bond strengths in the modes have been proposed.

1. まえがき

コンクリートに対する付着を強化・保証することを目的とした各種合成構造用鋼材¹⁾、すなわち熱間圧延時に表面に突起を付けた鋼材が、わが国の鉄鋼産業により開発・製品化されている。その鋼材種は、棒鋼、H形鋼、鋼板そして鋼管等と多岐にわたり、種々の構造系式に対する適用実績を有している。しかしながら、その開発目的である付着特性は、基礎的データの蓄積も少なく、寸法を含めた突起形状ならびにその配置を包括して評価する合理的な手法が確立しておらず、本鋼材の更なる普及に向けてその特性の定量的な把握が望まれている。

本研究は、合成構造用鋼材の一種である突起付き鋼板を対象に、その付着特性すなわち付着強度・破壊形式などを実験的手法により検討したものである。実験供試体は突起付き面を向かい合わせて並列配置した2枚の鋼板の間にコアコンクリートを充填打設して作成した。対象とした突起形状は線状とし、その個数・高さ・配置間隔を実験変数に選んだ。また比較のために突起のない平鋼板についても同様の供試体を作成し、計43体の供試体を用意した。用いた載荷方式は直接2面引き抜きせん断載荷であり、作用せん断力に直交する応力成分すなわち側圧を一定になるように制御した。得られた主たる破壊形式は突起前面でのコンクリートの支圧破壊によるものであり、その破壊形式のもとでの付着強度に対して、上記実験変数と側圧強度の関数から成る算定式を提案した。

2. 供試体

供試体は、図-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

*工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科, **工修 大阪市立大学助手 工学部土木工学科, ***工修 大阪府富田林土木事務所

表-1 線状突起(リブ)付き鋼板諸元

#	Embossments						Plate Thick t (mm)	Test Length L (mm)	Bear. Area Ratio m	Shear. Area Ratio λ	Material Properties		
	Height	Spacing	Width	Thick.	Number	Margin					Yield Point	Ulti. Strength	Elastic Mod.
	h_r (mm)	s_r (mm)	b_r (mm)	t_r (mm)	n (mm)	L' (mm)					f_{sy} (*)	f_{su} (*)	E_s (**)
1	1.5			10.5					0.0300				
2	2.5	45	5	9.5	9	2.5	12	450	0.0500	0.900	2792	4391	2.12
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	2886	4413	2.04
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				

1) Unit: * in kgf/cm²; ** in 10⁴ kgf/cm². 2) Area Ratios: $m = nh_r/L$; $\lambda = ns_r/L$

にコンクリートを打設して作成した。なお、一部の供試体には既往の異形鉄筋の引抜き試験²⁾等に配置される未付着のコンクリート区間を長さ($L_0=225\text{mm}=L/2$)で付加した。

荷重は付着面に与える側圧(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面せん断荷重方式を採用した。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り、また側圧を与えた理由は付着面からの鋼板の剥落抑制を主とするが、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。

2.1 線状突起(リブ)付き鋼板

図-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溝切り加工を施し任意形状の線状突起を設けた。使用した線状突起付き鋼板18種(SS400相当材)の諸元一覧を表-1に示す。これらから後に示す計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、表内には上述の実験変数を統合するパラメータとして、支圧面積比($m=nh_r/L$)とせん断面積比($\lambda=ns_r/L$)を列記した。すなわち前者は付着

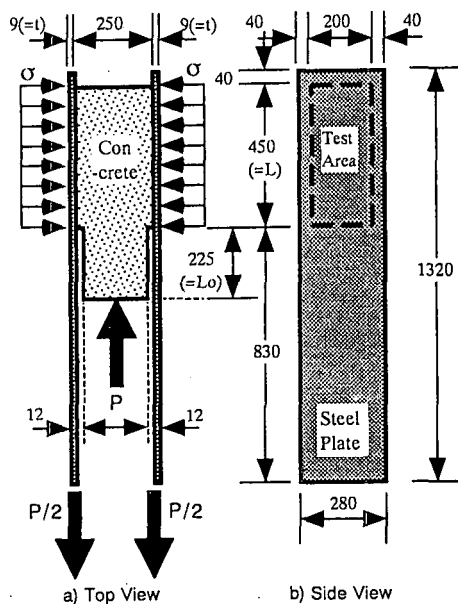


図-1 供試体の概要

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。

2.2. 平鋼板

前節に対する参照値を得るために厚さ(t)が6mmの平鋼板($f_{sy}=3574$, $f_{su}=4997\text{kgf/cm}^2$)を用意し、5体の供試体を作成した。

3. 実験方法

3.1 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図-3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。

3.2 測定項目

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とc)線状突起付き鋼板の溝切り部の同成分である。b)は供試体を構成する図中左右の鋼板の面内力を測定値より算出し、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。

4. 実験結果

4.1 平鋼板供試体

表-2に示すように側圧を実験変数とした計5体の実験を行った。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荷重値を保持する傾向が認められ、摩擦機構により応力が伝達されていたと考えられる。

表中、 τ は付着面上のせん断力を付着面積で除した平均付着せん断応力値であり、以降この値を(付着)せん断応力と呼び作用応力の指標とした。また、ずれ挙動を代表する値として、最大せん断応力すなわち付着強度($\tau_{\max}$)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、これらの表記は以下においても同様に取り扱う。

付着強度と実験変数である側圧の関係を示したものが図-4である。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図中の破線(C-S)である。上述の考察に基づきこの傾きを鋼とコンクリート

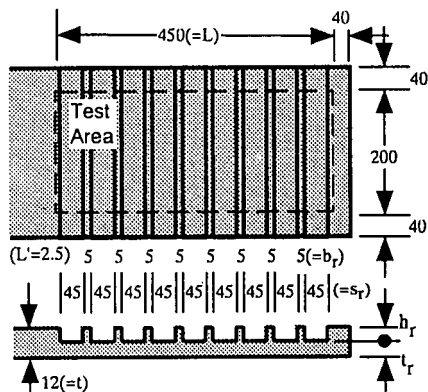


図-2 線状突起付き鋼板の一例($n=9$)

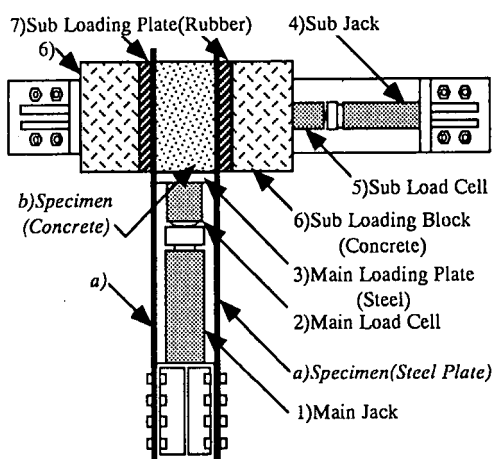


図-3 載荷装置

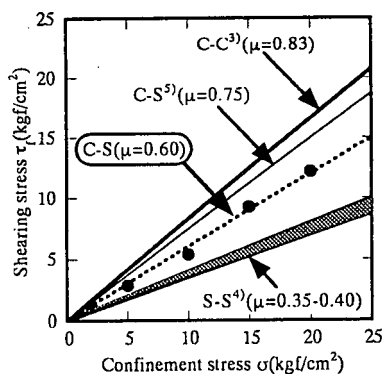


図-4 平鋼板の付着強度と側圧

表-2 実験結果・線状突起リブ付き鋼板供試体

							Shear Bond Strength								Init. Crack
No.	Name	Steel Plate ID #	Later. Press.	Bear. Area Ratio	Shear. Area Ratio	Concrete Strength	Init. Stiff	Resi. Slip	a) Max	Resi.	Fric-tion	Bear-ing	b) Esti-mate	a)/b)	
							K_D	δ_o	τ_{max}	τ_r	τ_f	τ_b	τ_{cal}		
							(**)	(mm)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(%)	
[1]	(*)					(*)								[2]	
1	R1-02-1	1	2				∞	0	8.24	1.50	1.2	7.04	9.88	83	
2	R1-10-1	1	10	0.0300	0.900		∞	0	15.8	5.73	6.0	9.79	18.6	85	
3	R1-20-1	1	20				∞	0	28.4	13.0	12.0	16.4	29.5	96	
4	R2-02-1	2	2			288	36	0.14	15.0	2.36	1.2	13.8	15.7	95	
5	R2-10-1	2	10	0.0500	0.900		∞	0	29.6	6.48	6.0	23.6	27.0	109	
6	R2-20-1	2	20				∞	0	38.9	14.3	12.0	26.9	41.1	94	
7	R3-02-1	3	2				606	0.03	17.6	0.93	1.2	16.4	21.5	82	
8	R3-05-1	3	5			281	38	0.25	26.2	4.03	3.0	23.2	26.7	98	
9	R3-10-1	3	10	0.0700	0.900		424	0.03	37.1	7.74	6.0	31.1	35.4	104	
10	R3-15-1	3	15				64	0.23	39.3	12.0	9.0	30.3	44.1	89	
11	R3-20-1	3	20				∞	0	42.9	17.0	12.0	30.9	52.8	81	
12	R1-05-2	1		0.0300		281	∞	0	6.88	5.09		3.88	-	◆	
13	R2-05-2	2	5	0.0500	0.900		∞	0	18.4	4.85	3.0	15.4	19.7	93	
14	R3-05-2	3		0.0700			∞	0	22.1	4.88		19.1	26.3	92	
15 ¹	R1-05-3	1		0.0300			∞	0	6.85	3.95		3.85	-	◆	
16 ¹	R2-05-3	2	5	0.0500	0.900	281	∞	0	19.9	3.40	3.0	16.9	19.7	101	
17 ¹	R3-05-3	3		0.0700			∞	0	24.4	5.26		21.4	26.3	89	
18 ²	R1-05-4	1		0.0300			∞	0	8.77	2.62		5.77	13.0	68	
19 ²	R2-05-4	2	5	0.0500	0.900		35	0.30	7.68	4.11	3.0	4.68	-	◆	
20 ²	R3-05-4	3		0.0700			1615	0.03	23.5	4.41		20.5	26.3	84	
21 ²	R1-05-5	1		0.0300		347	19	0	9.73	5.60		6.73	14.7	66	
22 ²	R2-05-5	2	5	0.0500	0.900		∞	0	18.0	5.31	3.0	15.0	22.6	80	
23 ²	R3-05-5	3		0.0700			∞	0	25.1	4.07		22.1	30.4	83	
24 ²	R1-10(1)	4		0.0033		338	∞	0	7.27	0.46		1.27	-	◆	
25 ²	R2-10(1)	5	10	0.0056	0.100		92	0.06	9.43	8.37	6.0	3.43	8.58	110	
26 ²	R3-10(1)	6		0.0078			∞	0	10.5	6.66		4.45	9.61	108	
27 ²	R1-10(2)	7		0.0067			45	0.16	9.75	7.94		3.75	9.09	107	
28 ²	R2-10(2)	8	10	0.0111	0.200	338	∞	0	13.2	8.22	6.0	7.18	11.2	118	
29 ²	R3-10(2)	9		0.0156			∞	0	15.7	6.86		9.66	13.3	118	
30 ²	R1-10(4)	10		0.0133			∞	0	14.0	6.81		8.01	12.2	115	
31 ²	R2-10(4)	11	10	0.0223	0.400		∞	0	18.4	5.43	6.0	12.4	16.3	113	
32 ²	R3-10(4)	12		0.0311		338	∞	0	22.0	7.83		16.0	20.4	108	
33 ²	R3-10(4A)	13			0.311		34	0.09	24.4	6.03		18.4	20.4	119	
34 ²	R3-10(4B)	14	10	0.0311	0.160		∞	0	18.9	7.84	6.0	-	-	-	
35 ²	R3-10(4C)	15			0.107		37	0.13	15.6	8.09		-	-	-	
36 ²	R1-10(8)	16		0.0267		338	∞	0	20.5	5.48		14.5	18.4	111	
37 ²	R2-10(8)	17	10	0.0444	0.800		∞	0	28.7	7.29	6.0	22.7	26.6	108	
38 ²	R3-10(8)	18		0.0622			∞	0	33.4	7.93		27.4	34.9	95	

1)Unit: * in kgf/cm²; ** in 10⁶ kgf/cm²/mm.2)Superscripts: ¹Additional concrete length ($L_o=225\text{mm}$); ²Gauge Group 2.

3)Underline: direct shear failure.

4)Brackets: [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.(1)

の摩擦係数(μ)と見なせば、 $\mu=0.60$ が得られる。コンクリート同志(C-C3)と軟鋼同志(S-S4)の値を参照すると、押抜き載荷方式を用いた佐藤ら(C-S5)が後者に近いものであるのに対し、得られた値は両者のほぼ中間に位置することが分かる。

4.2 線状突起(リブ)付き鋼板供試体

表-2に計38供試体に対する実験結果の一覧を示す。供試体 No.12-23は、未付着のコンクリート区間(L_0)ならびに3.2c)に対応するゲージグループ2の配置の有無といった実験方式に関するものを主たる因子としているが、その変動に起因した付着強度などの結果の変化は認められず、これらの因子は支配的な影響を及ぼさないとと言える。なお表中◆は載荷前から付着面に乾燥収縮等によるひびわれが見られ、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(図-5a)であるが、突起高さ(h_r)に比してその間隔(s_d)が狭い、すなわち h_r/s_r (表-2内 m/λ)に相等)が大きい供試体では隣接する突起頭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(図-5b)も観察された。関連する供試体 No.32-35を見れば、 h_r/s_r (表-2内 m/λ)が0.07, 0.10のNo.32,33では支圧形で、一方同値が0.19, 0.29のNo.34,35ではせん断形を呈し、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0.23)やRC部材の異形鉄筋のそれに対する0.10-0.156)に符合していた。以下では、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する。

(B)ずれ挙動と残留せん断応力

ずれ挙動の代表値を表内に示すが、初期剛性はほぼ無限大で平鋼板供試体と同じであるが、一方最大荷重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荷重値が著しく低下した。低下した残留せん断応力(τ_r)は、表-2と図-6に示すように平鋼のそれ、すなわち $\tau_r=\mu\sigma$ ($\mu=0.60$)に相当していた。この種の破壊形式に対する強度算定法として文献3)ではプレキャストコンクリート継手面の凹凸を対象に接合面全体での摩擦; τ_t と各凸部前面での支圧; τ_b の和として強度を与えており、上記の性状よりここでも付着強度を摩擦強度; $\tau_t(=0.60\sigma)$ 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

まず、突起高さ(h_r)と突起個数(n)を代表する支圧面積比($m=n h_r/L$)と側圧強度一定($\sigma=10\text{kgf/cm}^2$)で得られた付着強度($\tau_{\max}$)から摩擦強度分(τ_t)を減じた支圧強度(τ_b)との関係を図-7に示す。なお、後者は圧縮強度 F_c で無次元化している。両者間には強い相関関係(相関係数 $r=0.98$)、すなわち突起高または個数の増加に比例して支圧強度が高くなることがわかる。なお、本図と次図内の細線は上述の文献3)での支圧強度算定値である。

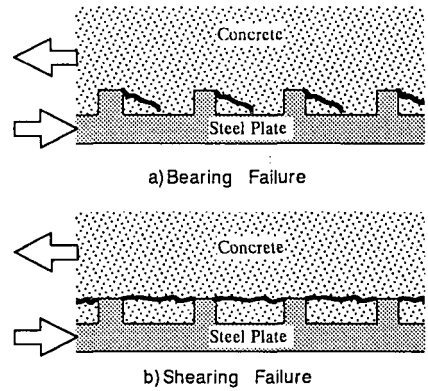


図-5 破壊形式

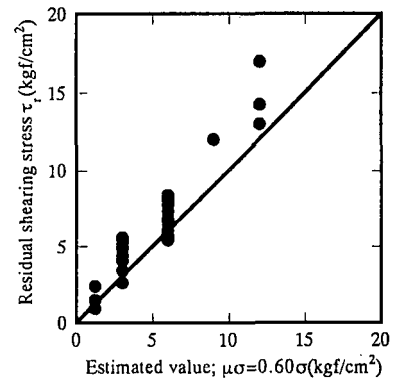


図-6 突起付き鋼板の残留せん断応力

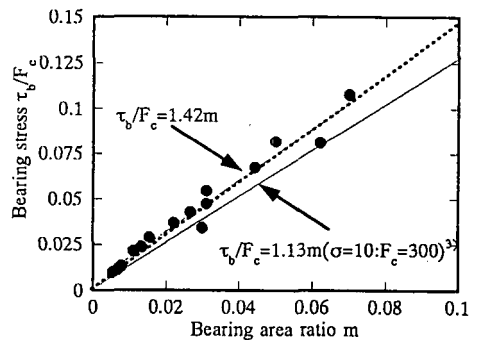


図-7 突起付き鋼板の支圧強度と支圧面積比

つぎに、側圧強度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-8に示す。ここでも相関係数は $r=0.68$ と前例に比して低下するものの、両者の相関関係が確認できる。

(D) 付着強度算定式の提案

(C),(D)より線状突起付き鋼板の支圧破壊形式での付着強度算定式として、

$$\tau_{cal} = \tau_f + \tau_b : \tau_{cal}/F_c = 0.60\sigma/F_c + m(0.892 + 16.3\sigma/F_c) \quad \dots (1)$$

を提案する。本式 τ_{cal} は、図-9に示すように該当する32件の実験値 τ_{max} に対し相対比； $ave(\tau_{max}/\tau_{cal})=0.971$ かつ相関係数； $r=0.980$ と精度の良い算定値を与えた。

図-10は、線状(Rib)あるいは粒状(Cube)突起付きH形鋼の突起付き面(両フランジ外側)にコンクリートを打設し、側圧 $\sigma=3\text{kgf/cm}^2$ で押し抜き実験を行った結果⁷⁾と本提案式(1)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強度と支圧面積比間の傾向を良好に表現できている。

最後に、側圧のない状態での強度、すなわち式(1)にて $\sigma=0$ の値($\tau_{cal,\sigma=0}$)と形鋼シアコネクタのせん断耐力の基礎算定式⁸⁾であるコンクリートの支圧破壊強度； $f_0=17.85hWF_c^{1/2}$ 、ここに h はシアコネクタあるいは突起高さ、 W は奥行き幅との比較を図-11に示す。なお、後者は耐力すなわち荷重値で定義されているので、前者を $f_{cal}=\tau_{cal,\sigma=0}LW=0.892hWF_c$ と変形した。コンクリート強度の寄与を前者は F_c 、後者は $F_c^{1/2}$ で考慮しているが、ここで取り扱った供試体の代表値として $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ で提案式による f_{cal} は、 f_0 の約87%の対応となった。

5. まとめ

突起個数・高さ・配置間隔を実験変数とした線状突起付き鋼板を対象に計38体の供試体を作成し、側圧を制御した引き抜きせん断実験を行った。得られた結果より支圧破壊形式の下での付着強度算定式を摩擦強度と支圧強度の和として提案し、その妥当性を示した。

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) 日本材料学会：『建設材料実験』，pp.175-181，1977。
- 3) 後藤，長龍：土木学会論文報告集，No.254，pp.95-106，1976。
- 4) 日本機械学会：『機械工学便覧』，pp.3-33，1977。
- 5) 佐藤，石渡：コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.2，pp.365-368，1980。
- 6) 小林：『コンクリート構造学』，森北出版，pp.36-39，1994。
- 7) 加藤他：日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1295-1296，1977。
- 8) 土木学会：『鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)』，p.100，1992。

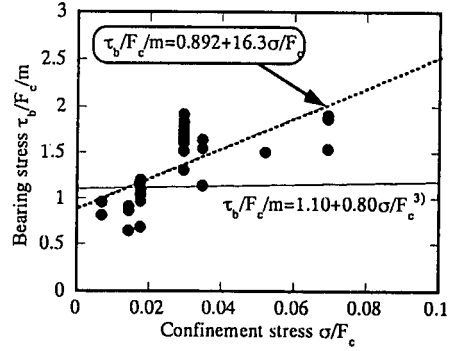


図-8 突起付き鋼板の支圧強度と側圧

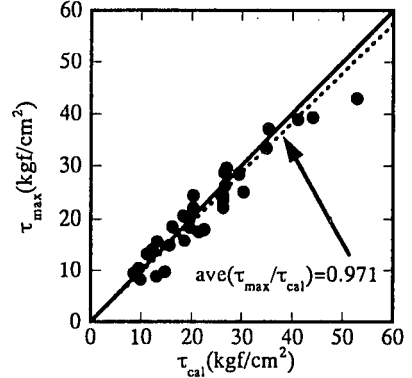


図-9 突起付き鋼板の付着強度

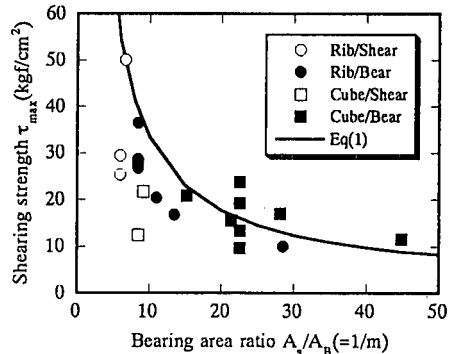


図-10 突起付きH形鋼の付着強度

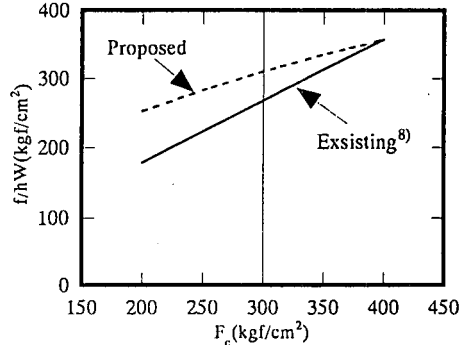


図-11 側圧なしでの支圧強度算定値