

異形鉄筋スタッド方式鋼管矢板基礎頂版結合構造に関する研究

STUDY ON THE CONNECTED STRUCTURE BETWEEN FOOTING CONCRETE AND STEEL SHEET PIPE PILE WALL BY THE DEFORMED BAR STUD WELDING

江見 晋*・古池正宏**・川上圭二***・片山 猛****

By Susumu EMI, Masahiro KOIKE, Keiji KAWAKAMI and Takeshi KATAYAMA

When we try to apply the Horizontal stud welding method with large diameter and long length which we have developed to the connected structure between footing concrete and steel sheet pipe pile wall, we have carried the experimental studies.

Main experimental studies are the mechanical test of stud welding and large scale model test of concrete for steel pipe sheet pile. Large scale model test is the comparison between the new deformed bar stud and some former methods. One of former methods is the connection of shear plate and moment plate, and other is the deformed bar fixed into the concrete in the steel sheet pipe pile. Through these tests we have proved that this connection method has the sufficient shear transfer capacity comparison to the former methods.

While we carried the experimental studies, we have developed the semi-automatic stud welding machine and quality assurance device. Last in this paper, we describe these machine and device briefly.

Keywords: stud welding, deformed bar, wall foundation, composite structure

1. ま え が き

鋼管矢板基礎は、橋梁構造物の大型化に伴って河口や沿岸域に建設される基礎形式として、近年採用が一般化してきた。昭和59年2月には、日本道路協会より「鋼管矢板基礎設計指針・同解説」¹⁾が出版されるとともに、平成元年に改訂が予定されている「道路橋示方書IV下部構造編（日本道路協会）」²⁾（以下、「道示」と称す）にも改訂される方向で検討が進められている。

この鋼管矢板基礎の要ともいべき橋脚との結合部の構造、すなわち頂版と鋼管矢板との結合構造については（図-1参照）、同上指針において、通称、プレート・ブラケット方式と差し筋方式とが示されている。この2方式はいずれも一長一短があるが、その施工性から最近では後者の方式が採用され始めている。しかし、プレート・ブラケット方式は、現場溶接が主体のためその溶接の信頼性に問題があり、また差し筋方式は、鋼管矢板の中詰

めコンクリートの施工管理に結合工の耐力が左右されるなどの問題がある。これらの技術課題解決のため、著者らは、より合理的で施工性向上に寄与する結合形式—スタッド方式結合—（以下「異形鉄筋スタッド方式頂版結合工」と称す）を提案する。

すなわち、図-2にみるように、従来のプレートや鉄筋に代わって、鋼管に現場でスタッドを水平打ちし頂版と鋼管矢板を一体とするもので、いわば合成桁における鋼桁とコンクリート床板との結合構造のイメージである。

本報は、異形鉄筋スタッド方式頂版結合工の開発にあたって実施した頂版結合工の大型模型実験成果ならびに今回開発した太径・長尺・水平異形鉄筋スタッド溶接方

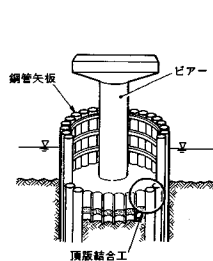


図-1 鋼管矢板基礎模式図

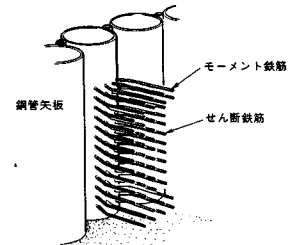


図-2 異形鉄筋スタッド方式頂版結合工

* 正会員 阪神高速道路公団工務部次長
(〒541 大阪市東区北久太郎町 4-68)

** 正会員 阪神高速道路公団大阪第一建設部設計課長補佐
(〒559 大阪市住之江区北賀尾町 2-11-8)

*** 正会員 新日本製鉄建材開発技術部部长代理
(〒100 千代田区大手町 2-6-3)

**** 正会員 新日本製鉄建材開発技術部掛長 (同上)

法を中心に報告する。

2. 異形鉄筋スタッド方式頂版結合工の検討課題

(1) 設計に関する課題

鋼管矢板基礎の頂版と鋼管矢板との結合部は、頂版に作用する荷重を円滑に、かつ安全に鋼管矢板に伝えねばならない。この結合部に異形鉄筋スタッドを適用する場合、異形鉄筋スタッド接合により、引張力およびせん断力を伝達する必要がある。まず、スタッド単体としての課題であるが、従来スタッド接合における引張耐力の試験方法については、JASS 6 鉄骨工事改訂案 (1981) 等に規定されている。しかし、せん断耐力については、試験方法の規定がなく、試験方法そのものを確立する必要がある。

次に、頂版結合構造においては、スタッドを介在させた鋼とコンクリートとの合成構造として、引張軸力とせん断力の2軸応力状態での耐荷力や変形性能を検討し、設計手法を確立する必要がある。

(2) 施工に関する課題

異形鉄筋スタッド方式頂版結合工の施工には、太径スタッドの水平打ちが必要となる。この太径水平打ちの技術はわが国では未知の分野である。すなわち、差し筋方式に準じた試算では、この工法の汎用性のため鉄筋は最小径 19 mm、かつ SD 35 相当の高強度材であることが必要となった。

施工全体としての課題は、

- 1) 太径 (19 mm) かつ高強度異形鉄筋の水平スタッド打設装置の開発
- 2) スタッド打設装置の自動化
- 3) 品質管理規定値の設定
- 4) 施工管理方法の合理化

等であった。

3. 設計に関する検討—大型模型実験を中心として—

(1) 実験概要

表-1 に実験概要を示す。すなわち、スタッド溶接単体試験、コンクリートとしての押し抜きせん断試験、さらに頂版結合構造体としての大型模型実験を行った。特に大型模型実験としては、せん断力が卓越するモデルで3方式 (プレート・ブラケット方式、差し筋方式、異形鉄筋スタッド方式) の比較およびブラケットの効果と偏心荷重の影響を評価するため合計5ケース実施した。

a) スタッド溶接単体試験 (A 試験)

スタッドをコンクリートとの合成構造に用いる場合、異形鉄筋スタッドには引張軸力とせん断力が作用するため、引張試験に加えて2軸応力状態でのせん断耐力試験

(以下、引張せん断試験と称する) も実施した。スタッド径は 19 mm である。引張軸力は、サーボ式油圧ポンプにより試験を通じて一定軸力とした。

b) 押し抜きせん断耐力試験 (B 試験)

頂版に作用する荷重が鋼管矢板 (軸力として) に伝達されるためには、鋼管・スタッド・頂版の3者からなる結合構造の挙動を確認する必要があるため押し抜きせん断試験を行った。なお、本試験は差し筋方式との比較実験とした。

試験は鋼管とコンクリートとの接合部にせん断力が作用するように左右対称構造とした。またコンクリート内の鉄筋定着長は鉄筋直径の30倍とした。

c) 大型模型実験 (C 試験)

異形鉄筋スタッド方式を頂版結合工へ適用するにあたっての最終試験として実構造物を対象にした従来方式 (プレート・ブラケット方式、差し筋方式) との比較実験を実施した。

また、橋脚に作用する地震時曲げモーメントは、頂版を通じて鋼管矢板に偶力として作用すると考えているが、頂版に対称に作用するかどうか、また頂版天端に水平力が作用することを考え、鉛直中心載荷 (C-1) のほか、偏心モーメントを作用させる実験、すなわちせん断スパン比を変化させた試験 (C-2) を行った。

① 使用材質

鋼 管: SKK 41 (JIS A 5525)

異形スタッド: SM 50 A (JIS G 3106) …… (表-2)

鋼 板: SS 41 (JIS G 3101)

鉄 筋: SD 30 B, SD 35 (JIS G 3112)

…………… (表-2)

コンクリート: 設計基準強度 240 kgf/cm² の早強コンクリート…………… (表-3)

② 供試体寸法

供試体寸法は、阪神高速道路公団高速湾岸線 (南伸部) 橋脚をモデルとし、頂版の幾何寸法は約 1/5 とした。原設計の設計荷重は、常時杭反力 $R=181.5 \text{ tf/本}$ (鋼管矢板 $\phi 1000 \text{ mm} \times t 12 \text{ mm}$) であり、このときの各供試

表-2 供試体結合鉄筋の機械的性質

供試体	鉄筋呼び名	降伏応力 (kgf/mm ²)	破断応力 (kgf/mm ²)	伸び (%)
A-1・2, B-1・2	D19	35.4	53.0	23.8
C-1~C-3	D13	36.1	54.0	24.3
"	D16	36.9	51.8	28.2
C-4	D13	37.6	55.3	26.3
"	D16	35.3	51.8	19.8
C-5	D13	34.8	51.0	23.4
"	D16	41.0	62.2	17.6

表-1 実験概要

(単位: mm)

	異形鉄筋スタッド方式	他方式
スタッド単体試験 (A)	<p>(A-1)</p> <p>試験要領</p>	<p>(A-2)</p> <p>異形鉄筋母材 (差し筋方式)</p>
コ押し抜きせん断構造試験物 (B)	<p>(B-1)</p> <p>異形鉄筋スタッド: SM50A</p>	<p>(B-2)</p> <p>差し筋方式</p> <p>差し筋: SM50A</p>
大型模型実験 (C)	<p>(C-1) 中心載荷</p> <p>(C-2) 偏心載荷</p> <p>載荷要領</p> <p>せん断鉄筋(φ13mm)</p> <p>モーメント鉄筋(φ16mm)</p> <p>偏心載荷</p> <p>中心載荷</p> <p>偏心距 e=120mm</p>	<p>(C-4)</p> <p>差し筋方式</p> <p>差し筋: SD35</p> <p>せん断鉄筋(φ13mm)</p> <p>モーメント鉄筋(φ16mm)</p>
	<p>(C-3)</p> <p>ブラケット有り</p> <p>せん断鉄筋(φ13mm)</p> <p>モーメント鉄筋(φ16mm)</p> <p>ブラケット</p>	<p>(C-5)</p> <p>プレート・ブラケット方式</p> <p>せん断鉄筋(φ13mm)</p> <p>モーメント鉄筋(φ16mm)</p> <p>プレート (16mm)</p> <p>シアープレート (16mm)</p> <p>モーメントプレート (16mm)</p> <p>ブラケット</p>

表—3 供試体コンクリートの性状

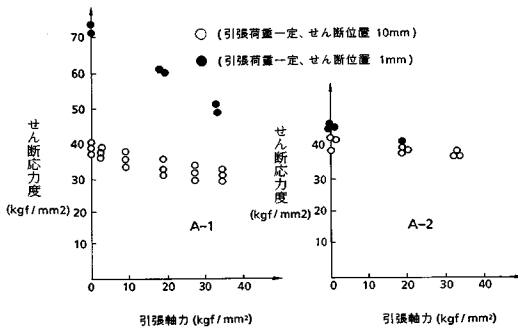
供試体	圧縮強度 f_c (kgf/cm ²)	引張強度 f_t (kgf/cm ²)	スランプ (cm)
B-1~B-2	248	—	10
C-1~C-5	324	38.0	6

(注) 圧縮強度、引張強度はコンクリート構造物試験時の強度で材令14日の強度を示す。

表—4 異形鉄筋スタッド溶接部の機械的性質

溶接の形状	引張強さ (kgf/cm ²)		最高硬さ (Hv(5))	
	試験結果	判定基準	試験結果	判定基準
平板上の溶接	50.8	>50	Max 280	<300
鋼管上の溶接	50.9	>50	Max 280	<300

(注) 引張強さは、平板上の溶接および鋼管上の溶接とも10体の平均。硬さ試験はピッカース硬さ試験方法(JIS Z 2244)より実施した。



図—3 異形鉄筋スタッドのせん断耐力

図—4 鉄筋母材のせん断耐力

体のコンクリートの付着、支圧強度およびせん断鉄筋の許容応力度を原設計と同じとして耐力を推定すると、C-1~C-4は36.5tf/本、C-5は36.2tf/本となる。これより供試体の設計耐力に相当する載荷荷重を30tfと設定した。

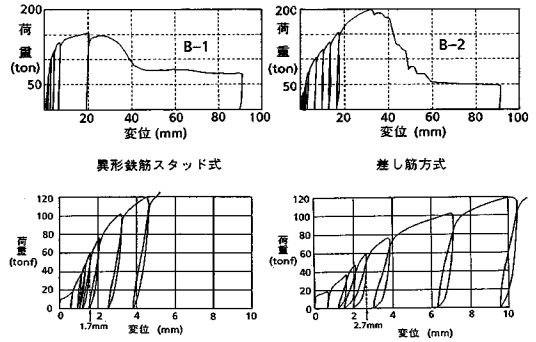
(2) スタッド溶接単体試験

① 引張試験結果

試験結果を表—4に示す。引張試験では、それぞれ10体実施したがいずれもスタッド軸部で破断し、溶接部での破断はなく、母材の形状(鋼管と平板)による強度差もなかった。また、曲げ試験も実施したが、全供試体とも溶接部に欠陥はみられなかった。

② 引張せん断試験結果(A試験)

異形鉄筋スタッドのせん断耐力試験結果を図—3に、比較として実施した鉄筋母材のせん断耐力試験結果を図—4に示す。図—3, 4では、せん断耐力がせん断位置によって変化するため1mm, 10mmの2ケース示した。まず、引張軸力が作用していないと、異形鉄筋母材そのもののせん断耐力は、せん断位置に関係なくほぼ41~



図—5 荷重~相対変位

表—5 最大荷重と設計荷重との比較

試験ケース	結合方式	最大荷重 (tonf)	一本当たりの最大荷重 A (tonf)	一本当たりの設計荷重 B (tonf)	最大荷重と設計荷重との比 A/B
B-1	異形鉄筋スタッド	155	12.9	3.4	3.8
B-2	差し筋	199	16.5	3.4	4.8

45 kgf/mm²と一定していた(図—4)。一方、異形鉄筋スタッドでは、せん断位置1mmのときのせん断耐力は、せん断耐力10mmのときの1.85倍と大きく、72 kgf/mm²であった(図—3)。これは、せん断位置1mmの試験では、余盛部も抵抗しており見掛け上大きくなったといえる。

次に、異形鉄筋スタッドの場合、引張軸力作用下でのせん断耐力については、せん断位置10mm、作用引張軸力0.9 σ_y (σ_y :降伏強度)という厳しい条件下でも、作用軸力がない場合と比較してせん断耐力の低下割合は77%で、せん断耐力26.2~32.2 kgf/mm²程度あり十分なせん断耐力を有することが確認された。

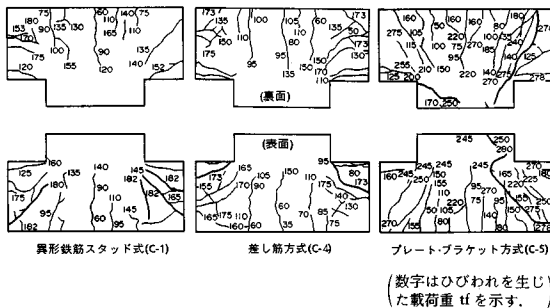
(3) 押し抜きせん断試験結果(B試験)

押し抜きせん断試験の荷重~相対変位の結果を図—5に、最大荷重と設計荷重との比較を表—5に示した。異形鉄筋スタッドの許容せん断応力度を母材の許容引張応力度20 kgf/mm²の60%、すなわち12 kgf/mm²と考えて設計すると、試験体の常時設計荷重40tf、常時設計荷重の1.5倍で60tfとなる。図—5で、載荷荷重60tfにおいてスタッド方式では鋼管とコンクリートとの相対変位が1.7mmであり、一方、差し筋方式では2.7mmであったことから、スタッド方式は設計耐力レベルではより剛な結合形式であるといえる。

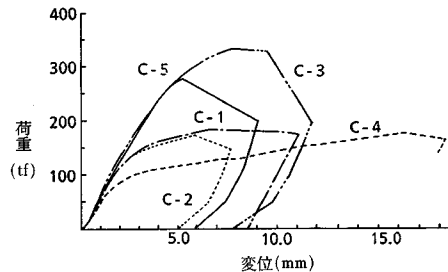
また、異形鉄筋スタッド方式の最大耐力は常時設計荷重の約4倍であることが確認できた。このときの異形鉄筋スタッドの最大せん断応力度は一本当たり39 kgf/mm²であり、前項引張せん断耐力試験で得た結果(図—3, 10mmのケース、導入軸力がない場合)と同

表—6 実験結果一覧表

結合方式	結合部材	ひび割れ発生荷重(tonf)			載荷荷重 90tonf での				最大荷重 (tonf)	結合部耐力 (常時耐力) (tonf)	最大荷重と 常時耐力 との比 (最大荷重 /常時耐力)	破壊形態
		モーメント ひび割れ	せん断 ひび割れ	肩口から ひび割れ	頂版中央部 たわみ (mm)	せん断鉄筋 軸力 (3段目) (kgf/cm ²)	モーメント 鉄筋軸力 (上部) (kgf/cm ²)	モーメント 鉄筋軸力 (下部) (kgf/cm ²)				
C-1	異形鉄筋 スタッド (中心載荷)	5.0	13.5	10.0	1.54	485	13	257	183	36.5	5.0	コンクリート せん断破壊 (一部 スタッド鉄筋)
C-2	異形鉄筋 スタッド (偏心載荷)	4.0	12.5	6.5	1.50	564	35	161	173	36.5	4.7	供試体の肩口から のひび割れ/一部 スタッド鉄筋破壊
C-3	異形鉄筋 スタッド (中心載荷)	4.5	16.0	2.60	1.35	313	-65	217	332	36.5	9.0	コンクリート 圧壊
C-4	差し筋 (中心載荷)	5.5	13.0	6.0	2.11	603	-434	1449	173	36.5	4.7	供試体の肩口 からのひび割れ
C-5	プレート・ ブラケット (中心載荷)	7.5	12.5	10.0	1.45	32	-271	188	278	36.2	7.6	コンクリート 圧壊



図—6 ひびわれ発生状況



図—7 各結合形式における荷重-変位関係

様であった。

(4) 大型模型実験結果

実験仕様は昭和 61 年度に阪神高速道路公団で実施した差し筋方式模型実験³⁾と同一とした。

a) 最大荷重と破壊過程

各供試体での最大荷重とその破壊過程での状況を整理すると表—6 のようになる。最大荷重と設計荷重との比較では、スタッド方式、差し筋方式はほぼ同じ値であったが、プレート・ブラケット方式は、これらより約 1.5 倍の値であった。

b) 3 方式の比較

① ひびわれ発生と破壊状況

ひびわれ発生状況としては、50~70 tf でモーメントによる曲げひびわれが共通して発生している。さらに荷重が増加すると、図—6 (表—1 に示す供試体を展開した形で示している) で示しているようにプレート・ブラケット方式ではブラケット先端より斜め方向に入ったひびわれがピア一部に至り、差し筋方式では頂版肩口から発生し 10 度の方向に鋼管に至る。そして、異形鉄筋スタッド方式では鋼管と異形鉄筋スタッドとの接合部より 45 度斜め方向に最大荷重時に特徴的なひびわれが生じ

た。

② 荷重-変位関係

図—7 には、各結合方式における荷重-変位関係 (変位は頂版下面中央部での測定値) が示されている。いずれの方式においても、荷重レベルが 60 tf 程度までは頂版内のプレート、鋼管または鉄筋とコンクリートとの付着で荷重を受け持っていると考えられ、線形的な動きを示している。さらに荷重が増加していくと、図—7 およびブラケット、結合鉄筋に発生するひずみから判断してひびわれの発生時点から荷重分担機構が変化し、プレート・ブラケット方式ではブラケットが荷重分担していき、さらに線形的な関係を続けていくが、他の 2 方式では結合鉄筋のせん断ずれ変形が大きくなり、非線形関係を示した。

③ 結合部における応力状態

今回実験したせん断力が卓越するモデルでは図—8 よりプレート・ブラケット方式と差し筋方式とで軸力の大きさは差があるものの、三角形分布でその分布形状はよく似ている。一方異形鉄筋スタッド方式は他の 2 方式と比較してすべての段のせん断鉄筋位置において引張力が発生しており、かつ分布形状も放物線分布となっており、他方式よりは均等に作用している。

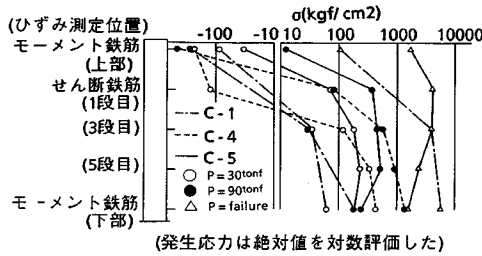


図-8 結合部の応力状態

しかし、荷重に対する結合鉄筋の応力からみると、90 tf ではプレート・ブラケット方式や異形鉄筋スタッド方式が、200～500 kgf/cm² 程度であるのに対して、差し筋方式では500～1500 kgf/cm² 程度となっており、結合部における応力状態はそれぞれの結合方式の特色が示された。また作用せん断応力度（荷重荷重を結合鉄筋の純断面積 $A_s=61.8 \text{ cm}^2$ で除した値）と結合鉄筋に発生した引張応力度との関係に着目すると、90 tf まで、発生する引張応力度は作用せん断応力度と線形関係にあり、かつ、絶対値は下回り、スタッド方式では26～37%、差し筋方式では27～67%であった。

c) 異形鉄筋スタッド偏心荷重試験結果

偏心量は、頂版上面に鉛直力の2割の水平力が作用したときに、頂版下面に発生するモーメントが同じになるように中心線より12 cmとした。

① ひびわれ発生と破壊状況

両方の荷重位置での試験とも曲げひびわれ、せん断ひびわれが、それぞれ40～50 tf、125～135 tfと同様な荷重で発生している。しかし、中心荷重では顕著でない頂版天端肩口からのひびわれが、偏心荷重では偏心側に発生している。また、破壊状況を見ると、中心荷重では頂版下面と鋼管との接合部より45度方向に進展していく斜めひびわれが荷重増加とともに進展していくのに対し、偏心荷重では肩口からのひびわれが顕著に進展し両者のひびわれ発生は異なった。

② 荷重-変位関係

頂版下面の変位状況を図-9に示す。頂版中央部変位のみみると、150 tfまでは荷重位置の差による挙動の差はほぼない。しかし、その後の荷重により両者の挙動に大きな差が生じた。

③ 結合部における応力状態

図-10に結合部鉄筋の発生応力を示すが、設計荷重の3倍の90 tfでは中心荷重、偏心荷重とも変位(図-9)や結合部鉄筋の発生応力には差がみられない。このことよりせん断力が卓越する形式では、設計において偏心荷重状況を想定して結合部鉄筋の発生応力の割増しをする必要はなく、現設計手法で問題ないといえる。しかし、荷重重が増していくと、偏心荷重では偏心荷重側の鉄筋

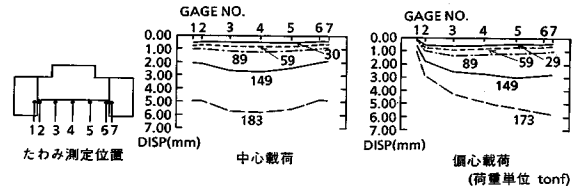


図-9 頂版下面の変位状況 (荷重単位: tf)

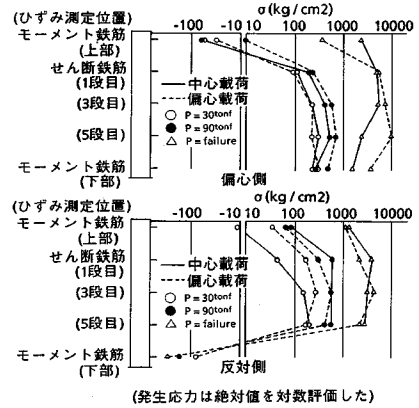


図-10 結合部における応力状態 [中心載荷 (C-1), 偏心載荷 (C-2)]

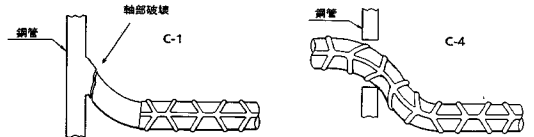


図-11 最大変位時の結合部の状況

応力は反対側の約2倍の応力が発生しており、上記①項で示したコンクリートの破壊形態の差等、限界状態設計法では、両者の差を考慮する必要がある。

d) 最大変位時の結合部の状況

破壊後各供試体のコンクリートを慎重にはつり、結合部の状況を調査した。その結果、

① プレート・ブラケット方式では、最大荷重においてもプレートは十分に余裕を有していると推定されるが、ブラケットは鋼管との結合部付近で座屈していた。

② 差し筋方式では、差し筋そのものは鋼管挿入穴で大きく変形し、かつ、断面が減少しているが、破断までには至っていない。

③ 異形スタッド方式では、最大変位時でスタッドが一部破断していた。この破断箇所は、スタッドの発生軸力の大きい箇所と一致していた。

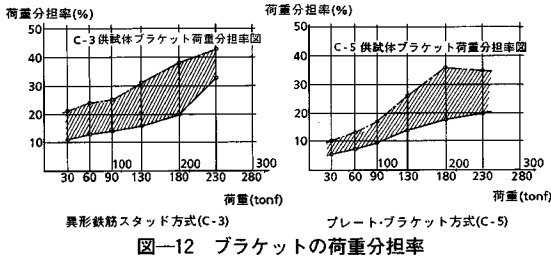
これらの破壊状況を図-11に示す。

e) じん性率

荷重荷重 P と頂版中央部変位 δ との関係からじん性率を計算すると、表-7のようになる。じん性率の算定

表一七 各供試体のじん性率

供試体 No	降伏時			最大荷重での吸収エネルギー Er (t・mm)	最大荷重の変位 Yr (mm)	じん性率	
	荷重 (tonf)	吸収エネルギー Ey (t・mm)	変位 Yy (mm)			Er/Ey	Yr/Yy 塑性率
C-1	130	172	2.5	882	6.9	5.1	2.8
C-2	130	150	2.4	684	5.8	4.5	2.4
C-3	200	328	3.2	1,671	8.0	5.1	2.5
C-4	100	176	2.9	1,494	11.4	8.5	3.9
C-5	180	270	3.0	797	5.3	3.0	1.8



図一十二 ブラケットの荷重分担率

に用いた降伏荷重の判定は、 $\log P \sim \log \delta$ 関係の急変部より判定した。また、じん性率の評価は吸収エネルギーと変形性能との下記の2通りの考え方により行った。

・吸収エネルギーによる評価

$$\nu_{Er} = \frac{E_r}{E_y} = \frac{\text{最大荷重での吸収エネルギー}}{\text{降伏荷重での吸収エネルギー}} \dots\dots\dots (1)$$

・変形性能による評価

$$\nu_{Yr} = \frac{Y_r}{Y_y} = \frac{\text{最大荷重での変位}}{\text{降伏荷重での変位}} \dots\dots\dots (2)$$

f) ブラケットの荷重分担率

プレート・ブラケット方式 (C-5) と異形鉄筋スタッド方式 (C-3) について、ブラケットのひずみより推定したブラケットの分担率を図一十二に示す。分担率の幅の推定にあたっては、模型実験でのブラケットのひずみ、およびブラケットのみの載荷試験でのひずみ測定を行った³⁾。ブラケットのみの載荷試験は、模型実験でのブラケット上部のコンクリートの支圧分布形態を数種類仮定して実施した。ブラケットのみの載荷試験のひずみと模型実験でのひずみを比較し、ブラケットに最大ひずみおよび最小ひずみを生じさせる荷重形態を推定し、分担率の幅とした。設計荷重 (30 tf) では、C-5 は、10% 程度以下であり、その後 180 tf で 17~30% となっている。一方、C-3 の分担率は設計荷重 (30 tf) では、C-5 の2倍とプレートとスタッドとの剛性差を示しているが、載荷荷重を増加するに伴いブラケットの分担が大きくなり、この差は縮まっていくものの 180 tf においても異形鉄筋スタッド方式が約 1.5 倍、ブラケットの分担率は大きい。

以上、現在の結合部設計では、最大荷重と設計荷重と

の比較 (表一五参照) 等合わせて考えると、ブラケットの剛性を若干落とす得るものの、プレート・ブラケット方式をとる以上、ブラケットを省略することは不可と考えられる。

(5) 異形鉄筋スタッド方式の評価

以上の実験検討の結果、異形鉄筋スタッド方式の結合工について以下のことを明らかにした。

- 1) 試験体 B-1, C-1 の最大荷重での設計耐力に対する比は 3.8, 5.0 倍であり、差し筋方式とほぼ同等である。
- 2) 降伏時まで、頂版中央部における変位は異形鉄筋スタッドの方が差し筋方式に比べて約 7 割と小さい。
- 3) 降伏時 (変位量で 2~3 mm) での吸収エネルギーでみると、異形鉄筋スタッド方式と差し筋方式ではほぼ同等である。

4) 異形鉄筋スタッド方式では、配置した各段のせん断鉄筋の発生軸力がほぼ均等である。

5) せん断鉄筋に作用する引張軸力は、設計荷重の 3 倍でも 570 kgf/cm² 以下であり、引張軸力が作用した場合でのせん断耐力の低下を設計に考慮する必要はない。

6) 偏心載荷試験も、設計耐力レベルにおいて中心載荷試験と同様な発生応力、頂版変位を示しており、許容応力度設計手法としては、現行の設計手法を用いてもよいといえる。

(6) 異形鉄筋スタッド方式の設計方法の提案

異形鉄筋スタッド方式頂版結合工の実設計において必要なせん断耐力の設計法について提案する。

① 許容せん断応力度

表一八に各種試験結果をとりまとめ、許容せん断応力度を検討した。まず、降伏荷重時のせん断応力度に対して、SD 35 異形鉄筋の引張強度での安全率 1.75 (= 3500 kgf/cm² ÷ 2000 kgf/cm²) を、各種試験結果に適用すると異形鉄筋スタッド単体では 1657 kgf/cm² となり、また、押し抜きせん断試験、大型模型実験結果からは 1201~1661 kgf/cm² となる。

さらに破壊荷重時の値についても同様に計算すると、SD 35 の安全率 2.5 (5000 kgf/cm² ÷ 2000 kgf/cm²) よ

表一八 各種試験によるせん断強度

試験項目	試験結果		許容応力度の設定	
	降伏荷重時のせん断応力度 P _y	破壊 (最大) 荷重時のせん断応力度 P _u	$\frac{P_y}{1.75}$	$\frac{P_u}{2.5}$ (参考)
スタッド単体試験	2900	3900	1657	1560
押抜きせん断試験	2908	4508	1661	1803
模型実験 (中心載荷)	2103	2961	1201	1184
模型実験 (偏心載荷)	2103	2799	1201	1119

(注) 試験結果は、一本当たりの平均降伏荷重・破壊荷重で評価した。

り、異形鉄筋スタッド単体では1560 kgf/cm²、またコンクリート構造物としては1119~1803 kgf/cm²となる。

ここで、最小値を示している模型実験（偏心載荷）の最大荷重での破壊形態が、頂版コンクリートのせん断ひびわれによるもので、せん断鉄筋の破壊でないため参考値とし、許容応力度としては1200 kgf/cm²とした。

② ずれ止め耐力式との比較

「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（日本道路協会）」によれば、頭付スタッドのずれ止め耐力はコンクリート強度とH/dの関数であり次式で与えられる。

$$Q_a = ad^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、Q_a：ずれ止めのせん断耐力 (kgf/cm²)

d：スタッドの軸径 (cm)

σ_{ck}：設計基準強度 (kgf/cm²)

H：スタッドの高さ（長さ）(cm)

異形鉄筋スタッドのせん断耐力に、上記で設定した許容せん断応力度1200 kgf/cm²を用い、またσ_{ck}=240 kgf/cm²として式（1）を適用すると、α=61となる。同示方書において、α=30（H/d>5のとき）となっており、異形鉄筋スタッドのせん断耐力は、ずれ止めのせん断耐力の約2.1倍を採用することとなる。これは、同示方書でのせん断耐力の設定が、自動車の繰り返し荷重を対象とし、安全率を降伏に対して3以上、破壊に対して6以上としているが、頂版結合部は、死荷重または地震時の荷重が支配的であり、今回設定した許容せん断応力度で十分安全であると考ええる。

4. 施工に関する研究

(1) φ19 mm・水平・長尺スタッド溶接の開発

太径鉄筋の水平スタッド溶接には、溶接時の熔融金属のたれの処置が最大の問題であり、従来スタッド径としては品質保証できる最大径は16mmまでであった。これについて、駆動源としてエアシリンダーを用い、溶接ガンに十分な駆動力と制御性をもたせることにより、19mmを可能とした。

一方、高強度に伴う溶接性の問題点は、鉄筋は一般に溶接に適した材質ではないため、使用鋼材は溶接性の良いものとし、その規格は、溶接構造用圧延鋼材SM50A（JIS G 3106）とした。異形鉄筋スタッドの化学成分および機械的性質を表—9に示す。

今回開発したスタッドガンの機構図を図—13に示す。この、新開発ガンを用いて、従来タイプのハンディガンとの溶接比較試験を行った結果を図—14に示す。

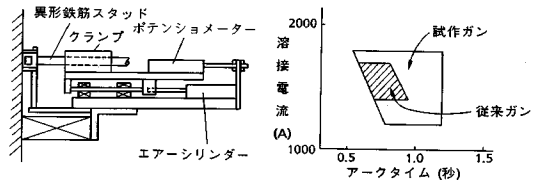
従来のハンディガンは下向き姿勢では広い溶接適性範囲を示したが、水平姿勢では適性範囲は狭く、しかもこの水平姿勢での適性範囲内でも30本の溶接試験を行う

表—9 異形鉄筋スタッドの化学成分および機械的性質
(化学成分)

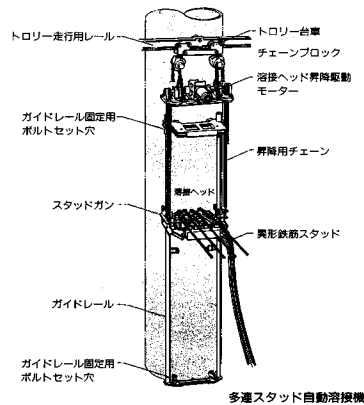
C	Si	Mn	P	S
0.20以下	0.55以下	1.50以下	0.04以下	0.04以下

(機械的性質)

降伏点 又は耐力 (kgf/mm ²)	引張強さ (kgf/mm ²)	試験片	伸び (%)	曲げ角度	曲げ直径
35 以上	50~62	2号に準 ずるもの	18 以上	180 度	公称直径 の4倍



図—13 試作スタッドガンの機構 図—14 適正溶接条件範囲



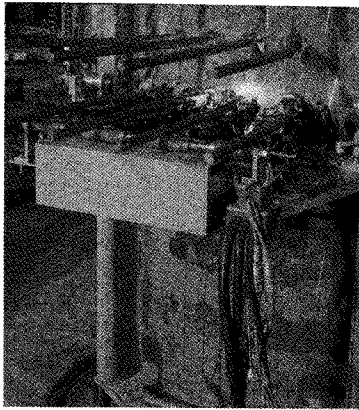
図—15 多連スタッド自動溶接機

と30%もの不良溶接が発生した。一方、今回開発したスタッドガンは、水平姿勢でも従来ガンでの下向き溶接条件とほぼ同条件で不良率0%で全本数実施することができた。

(2) 多連スタッド自動溶接機

異形鉄筋スタッド方式頂版結合工においては、鋼管矢板一本当たり100本以上の異形鉄筋スタッドを打設する必要がある。このため、施工の確実性、信頼性と施工能率の向上を図るため、水平方向に異形鉄筋スタッドを自動溶接できる多連スタッド自動溶接機を開発した。

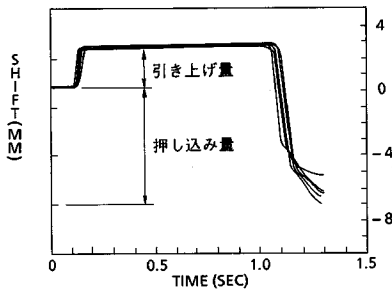
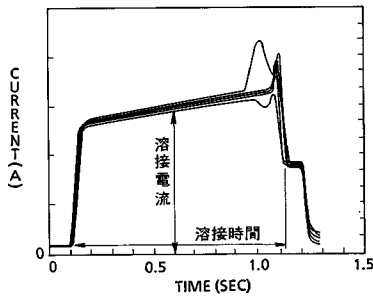
多連スタッド自動溶接機とは、図—15に示すように、水平方向に異形鉄筋スタッドを所定本数自動溶接でき、また上下方向に溶接ヘッドを自動昇降できる溶接機で、エアシリンダー方式によるスタッドガンを必要台数配置した溶接ヘッド、昇降駆動装置、ガイドレールおよびトロリー台車から構成される。施工状況を写真—1に示す。



写真—1 多連スタッド自動溶接機による溶接状況

表—10 溶接適性範囲

溶接条件項目	下 限	上 限
溶接電流 (A)	1 4 0 0	1 8 0 0
溶接時間 (sec)	0. 7	1. 1
スタッド引上量(mm)	2. 0	4. 0
スタッド押込量(mm)	4. 0	8. 0



図—16 モニター画面例 (5回繰り返し試験結果)

(3) スタッド溶接の品質管理装置

従来スタッド溶接の品質管理は、スタッド溶接部の目視検査と抜き取りによる打撃曲げ試験が行われてきた。本結合工では多本数自動化溶接に対しての品質管理を高めるため、モニタリング装置を開発した。

すなわち、各溶接ごとに必要な溶接条件—溶接電流・

アーク時間・スタッドの移動量(引き上げ量・押し込み量)—をモニターすることにより、現場において非破壊で溶接品質を管理することとした。

このモニタリング装置を用いる場合のφ19mm・水平・異形鉄筋スタッド溶接の溶接適性範囲を表—10に、モニター画面例を図—16に示す。図—16に示す5回繰り返し試験結果より、同一の溶接条件設定での溶接現象(溶接電流・スタッドの引き上げ量・押し込み量)の安定度が確保されているのがわかる。

5. あとがき

異形鉄筋スタッド方式による鋼管矢板基礎の頂版結合工について、現在使用されているプレート・ブラケット方式、差し筋方式を含めた性状確認試験を進めてきた。その結果、

(1) いずれの方式も通常考えられている設計での安全性は十分確保されている。特にプレート・ブラケット方式は最大荷重、降伏荷重について安全率が大きい。

(2) 差し筋方式と異形鉄筋スタッド方式は、ほぼ同じような安全性を有している。また差し込み鉄筋とスタッド鉄筋との機能性が顕著な差として表われている。すなわち差し込み鉄筋はきわめて大きな変形を取り得る。しかし、スタッド鉄筋は変形性能が小さいため、せん断剛性が大きくかつ均等にせん断力が分布することがわかった。

(3) 従来実施されなかった地震時水平力作用を想定した偏心載荷試験を実施したが、設計荷重の3倍レベルまでは、中心載荷試験結果と同様な挙動を示したことから、水平力が作用する場合も従来の設計手法を適用しても問題ないといえよう。

なお、本検討でのモデルはせん断の卓越したケースであるが、頂版のスパンの長い曲げタイプに対してはこれまでの検討結果からプレート・ブラケット方式、差し筋方式では頂版結合部での破壊が生じないことが確認されている^{4),5)}。このことから異形スタッド方式でも破壊形状には変化がないと思われる。

今後は、予定されている実橋試験施工により実施工上の工夫を行い本工法を完成させていく必要がある。また本工法の適用範囲を拡大するには、直径22mmの太径異形鉄筋の水平打ちの実用化が必要と考えられる。

本工法は、鋼管矢板基礎にとどまらず、今後建設が増大しつつある地下空間やウォーター・フロントでの建設工事の鋼製部材(鋼管矢板、鋼矢板等)とコンクリートとの合成構造に適用されていくものと思われる。このため、今後スタッドの径、長さ、打設ピッチやコンクリート強度等をパラメーターとした基礎実験を行い、これら合成構造についての新しい設計要領を提案していき

い。

最後に、本検討の実施にあたってご指導して頂いた「異形鉄筋スタッド方式頂版結合工研究会」の藤井 学（主査；京都大学）、小柳教授（岐阜大学）、小林助教授（京都大学）ならびに各委員に深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 「鋼管矢板基礎設計指針・同解説」, 日本道路協会, 1984.
- 2) 「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」, 日本道路協会, 1980.
- 3) 「鋼管矢板基礎頂版結合部の模型実験解析業務報告書」, 阪神高速道路公団・新日本製鐵（株）, 1988.
- 4) 「矢板式基礎頂版結合部の模型実験報告書」, 阪神高速道路公団・鋼管杭協会, 1977.
- 5) 「鋼管矢板基礎頂版結合部の模型実験報告書」, 阪神高速道路公団・鋼管杭協会, 1986.

(1988.12.6・受付)
