

地下連続壁工法に関する研究 壁・壁継手，壁・本体構造継手に関する構造実験 (その1 1/2縮少モデル実験)

Study on Underground Diaphragm Wall

— Experimental Study on Vertical Joints between Two Walls, Joints between Wall and Structural Member

(No.1 an Experiment in 1/2 Scale Models)

小島 雅樹*
Masaki Kojima

武内 義夫**
Yoshio Takeuchi

笠松 照親***
Teruchika Kasamatsu

山内 次郎****
Jirō Yamanouchi

小林 康之*
Yasuyuki Kobayashi

前川 一行*****
Kazuyuki Maekawa

大原 直*****
Tadashi Ōhara

佐藤 幸三*****
Kōzo Satō

要 約

地下連続壁を建物構造体の一部として利用するためには(財)日本建築センターの評定を得なければならない。この評定を得ることを目的として当社は独自の壁相互鉛直継手，壁と本体構造(柱・梁)継手の開発実験を行った。

壁相互の鉛直継手では，1/3，1/2縮少モデルで実験を行い，H鋼フランジの内側にループ筋を，ウェブ面にシャーコネクタ筋を溶接したものを西松式継手の基本形として選びだした。壁と本体構造継手は1/2縮少モデルで実験を行い，コンクリートコッター内に溶接されるループ筋付鉄板タイプのもの，コッター内に折りたたんだ鉄筋を曲げ戻して使用するタイプの2種類にしぼり込んだ。

本実験により壁相互の鉛直継手，壁と本体構造継手の抵抗機構を把握することができた。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 開発経緯
- §3. 壁・壁継手の開発
- §4. 壁・本体継手の開発
- §5. おわりに

§1. はじめに

建築物の建設に当って地下工事を伴う場合，山留め壁に地下連続壁(以下連続壁と呼ぶ)を使用する場合があります。これは，従来からのシートパイルやH鋼横矢板方式に比べ止水性能が良く，工事に伴って発生する騒音，振動の建設公害が少ない工法であるため，市街地などの工事で多く使われるようになった。

しかし従来からの工法に比較して高価になるため，単に山留め壁，止水壁としてだけに使用するには不経済な面もある。そこで連続壁に土圧，水圧を受ける壁としてだけでなく，地震時の面内水平力を受ける耐震壁として

*技術研究部原子力室係長
**技術研究部原子力室
***技術研究部原子力室課長
****技術研究部副部長
*****技術研究部技術研究所係長
*****技術研究部土木技術課

の役割りや、構造物からの鉛直荷重を支持するくいとしての役割りも果たすことが必要になってくる。そのためには施工上生じる連続壁相互の鉛直継手（以下壁・壁継手と呼ぶ）と、連続壁と後打ち本体構造を強固に接合し、本体構造の重量や地震時の水平力を安全に伝達させるための継手（以下壁・本体継手と呼ぶ）が必要となる。

この目的にかなった西松式継手を開発するため、壁・壁継手は第一シリーズで $\frac{1}{2}$ 縮小モデル、第二シリーズでは $\frac{1}{3}$ 縮小モデルで実験を行った。

一方壁・本体継手は第一シリーズ、第二シリーズとも $\frac{1}{2}$ 縮小モデルにて実験を行った。本報告は主として両継手とも第二シリーズに関して報告するものである。

§ 2. 開発経緯

2-1 開発経緯

当社においても過去十数年の間に数多くの連続壁の施工実績をもち、仮設の山留め壁としての利用の外、一部では本設としての土圧及び水圧を負担する地下壁として施工した実績をかなり持っている。しかしながら連続壁を耐震壁、くいとしても利用するのが合理的と考え、昭和58年7月に西松式地下連続壁構築工法開発というテーマのもとにプロジェクトチームを発足させた。

この体制のもとで連続壁を本体構造として開発するために次の諸点を決定して計画を進めることにした。

- (1) 掘削機に関しては現時点では市場で多く使われている機種を用いる。
- (2) 連続壁を耐震壁、くいとして利用するための壁・壁継手、壁・本体継手を開発する。
- (3) 壁・壁継手部は連続壁に生じる面外応力は負担せず面内のせん断力のみを負担するものとする。
- (4) 壁・壁継手部に付着するマッドケーキは継手部のせん断耐力を著しく低下させる恐れがあるのでこのマッドケーキを除去するための継手掃除機を開発する。
- (5) くいとして利用するために溝底のスライム処理方法を開発する。

2-2 研究開発工程

第一シリーズの実験として昭和59年4月に上記開発項目(2)を進めるために壁・壁継手と壁・本体継手の構造性能に関する実験にまず取りくんだ。

壁・壁継手の第一シリーズではFig.1に示す $\frac{1}{2}$ 縮小モデル試験体で6タイプの継手実験を行い構造性能、施工性、経済性、独創性等の観点から総合的評価を行って、WW-LC型(90°ルーフ筋+シャーコネクタ筋)を西松式継手形式の基本形として選定した。

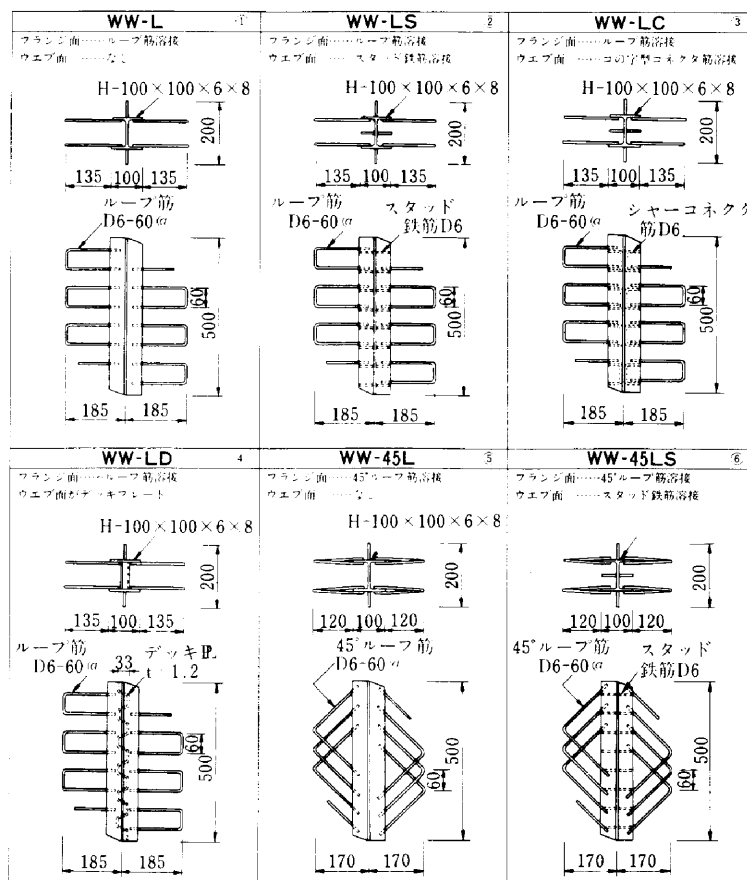


Fig.1 壁・壁継手金物形状図

しかしこの形式とループ筋のみの形式を比較すると、剛性に関してはシャコネクタ付きの物がかなり大きくなるものの最大耐力ではほとんど差がない結果となった。

そこで第二シリーズでは $\frac{1}{2}$ 縮小モデル試験体を用いて、第一シリーズの実験でしぼりこまれた継手の耐力をさらにアップさせるシャコネクタ筋を見出す実験を行った。

一方壁・本体継手は第一シリーズでFig.2に示す6タイプの継手金物で $\frac{1}{2}$ 縮小モデル試験体を製作し実験を行った。

第一シリーズでしぼり込まれた継手で第二シリーズの実験を行い壁・壁継手と同様、西松式継手の基本形を選び出すことができた。

このシリーズ以後は両継手とも連続壁の壁厚60cmを想定した実大模型試験体での実験を行い継手部の剛性、耐力、変形性状等を確認して合理的な耐力算定式を確立

しなければならない。さらに現場で構築される連続壁の品質を確認するため原位置での実大実験を行って西松式継手形式が本体構造物として十分使用できることを実証し、施工法とともにとりまとめ、西松式地下連続壁構築工法として(財)日本建築センターに工法認定を得るための申請を行う予定である。

§ 3. 壁・壁継手の開発

3-1 目的

連続壁を耐震壁として用いる場合に各エレメント間を一体化して外力に抵抗させるためには継手の耐力、剛性、じん性を把握する必要がある。このため壁・壁継手の種類を変化させ、せん断伝達機構を明らかにする実験を $\frac{1}{2}$ 縮小モデルにて行った。

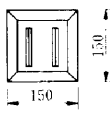
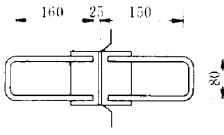
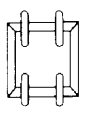
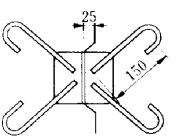
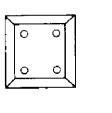
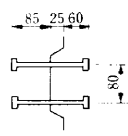
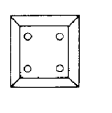
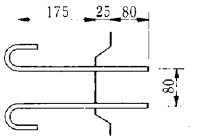
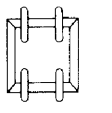
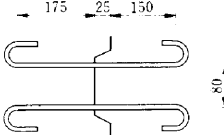
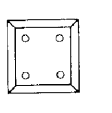
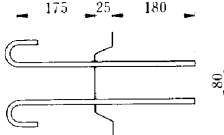
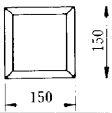
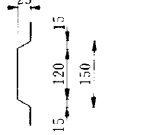
種類	名称	継手形状		備考
鉄板溶接型	WF-A ループ筋形式			鉄筋4-D10 鉄板E-6.0
	WF-B シャコネクタ形式			同上
スタッド型	WF-C スタッド形式			スタッドジベル 4-D10 鉄板E-6.0
通し鉄筋型	WF-D1 鉄筋曲げ戻し形式			鉄筋4-D10
	WF-D2 ネジ鉄筋形式 フック有り			同上
	WF-D3 フック無し			同上
コッターのみ	WF-E			コッターのみ

Fig.2 壁・本体継手金物形状図

3-2 実験概要

第一シリーズにおいては1/3縮小モデル実験を行い、H鋼フランジの内側にループ筋を、ウェブ面にシャーコネクタ筋を溶接したものを西松式継手の基本形として選り出した。

第二シリーズにおいては、ループ筋、シャーコネクタ筋の形状とその定着長さ及びコンクリート強度を主なパラメータとして、さらにコンクリートとH鋼の付着、まさつを切るためにH鋼表面にグリースを塗布したものを、ループ筋とH鋼のフレア溶接部に粘土を巻きつけて、コンクリートが圧入強度を負担しないようにしたものも計画した。原則として同一配筋形状の試験体を2体づつ製作し試験体の偏差も含めた解析が可能ないように計画した。

3-3 使用材料

実験に用いた使用材料の一覧をTable 1に示す。コンクリートは粗骨材の最大寸法10mm、スランプ20cm、空気量4%で早強セメントを用いたレディミクストコンクリートとした。鉄筋はD13の異形鉄筋を用いた。

Table 1 使用材料一覧

計画配合		単位量 (kgf/m ³)				
水セメント比	細骨材率	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
56%	49.7%	341	191	836	889	0.85

圧縮強度

打設日	試験日	材令(日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ kgf/cm ²)
S59.8.2	S59.8.21	19	295	2.1
S59.8.9	S59.8.28	14	332	2.2
S59.10.3	S59.10.24	21	244	1.9
S59.12.18	S60.1.8	21	525	2.5
S59.12.25	S60.1.12	18	503	2.4

鉄筋

呼び名	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)	伸び (%)	ヤング係数 (×10 ⁵ kgf/cm ²)
D13	3,700	5,300	19	1.9
D13	3,700	4,700	24	2.0

3-4 試験体

ループ筋、シャーコネクタ筋の形状をFig.3に、試験体の形状および継手鋼材の一例をFig.4に示す。ループ筋の形状又はシャーコネクタ筋の組合せにより計51体の試験体が計画された。

3-5 加力方法および計測方法

加力には200tf万能試験機を用い、変位の計測には1/500mm及び1/2000mmの電気抵抗式変位計を用いて計測データは全てマイクロコンピュータによる計測システムにて処理した。

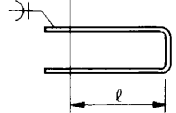
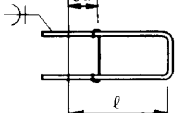
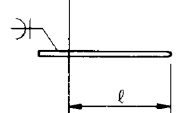
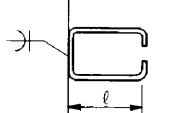
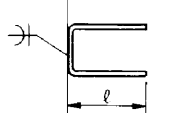
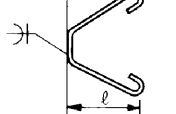
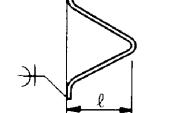
	形状	備考
ループ筋	鉛直型	 $l = 10d, 12.5d, 15d, 17.5d, 20d$
	補剛鉄筋付	 $l = 20d$
	水平型	 $l = 20d$ ループ筋を水平に取付けたもの
シャーコネクタ筋	90度フック付	 $l = 9d, 11d$
	90度フック無	 $l = 11d$
	45度X型	 $l = 9d, 11d$
	45度W型	 $l = 11d$

Fig.3 継手の種類

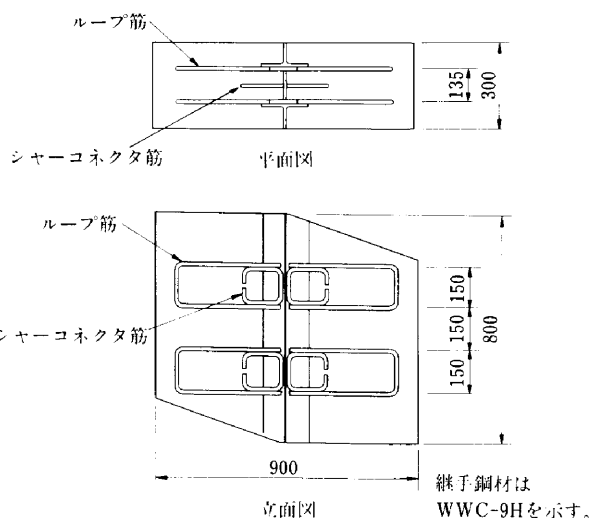


Fig.4 試験体形状

加力方法は圧縮加力型せん断方式とし、加力内容は一方方向繰返し加力とした。変位の計測位置はFig. 5に示す位置の相対すべり、相対開きとした。

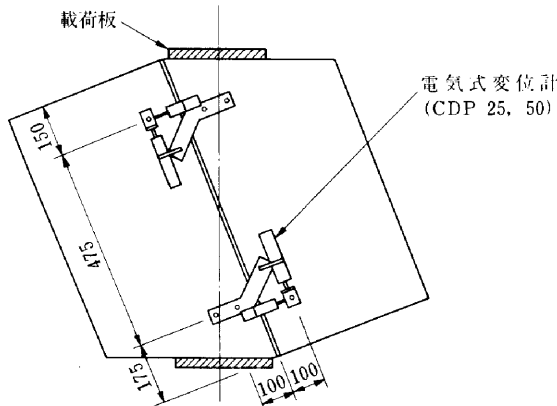


Fig.5 加力測定図

3-6 破壊状況

荷重が10~40tf前後まではすべりが発生せず、そのあと変位が増加し、明瞭な降状現象を示さず最大耐力に達した。最大荷重付近までは顕著なひび割れは見られず、最大耐力近傍でループ筋沿いの水平ひび割れと試験体の横方向のふくらみが観察された。最大耐力以後の加力においてはなだらかな耐力低下を示し、脆性的な破壊は生じなかった。又、H鋼表面にグリースを塗布して付着とまさつを切った試験体では荷重が低い段階からすべりが発生し、ループ筋溶接部に粘土を巻いた試験体では最大耐力は低い結果となった。荷重変形曲線の代表例をFig. 6に、実験終了後のきれつの発生状況とコンクリートをはつった試験体の写真をPhoto 1に示す。これによれば破壊モードはH鋼フランジ間コンクリートの直接せん断破壊とループ筋のせん断抵抗と考えられる。

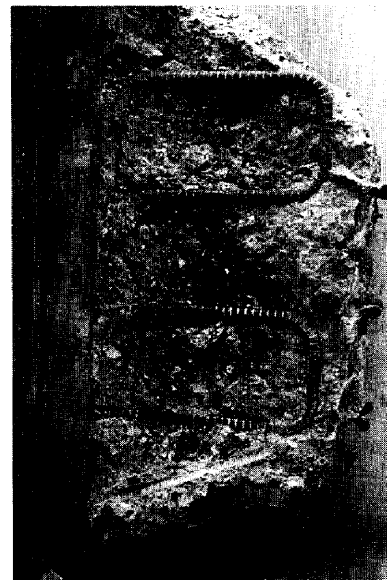
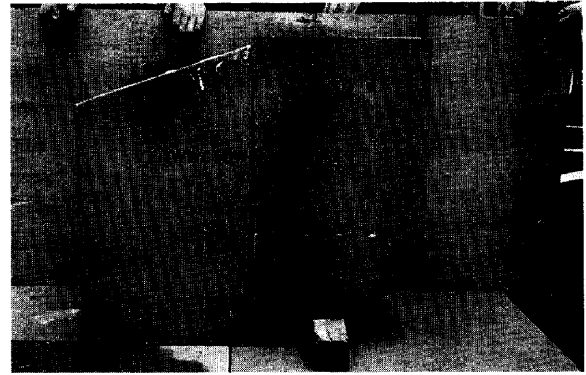


Photo 1 破壊状況

3-7 実験結果

実験結果の一覧をTable 2に示す。ここではループ筋の定着長さが最大耐力に及ぼす影響とシャコネクタ筋の補強効果について検討する。

1) ループ筋の定着長さが最大耐力に及ぼす影響。

ループ筋の定着長さを10dから20dに変化させた試験体の最大荷重実験値を縦軸に、定着長さを横軸にとったものをFig.7に示す。この図によれば、最大荷重実験値は、定着長さを変化させても一定値を示し、また、コンクリート強度を変化させても同様の傾向にある。

2) シャコネクタ筋の補強効果。

ループ筋のみを有する試験体とループ筋とシャコネクタ筋を有する試験体との最大荷重実験値の比較をFig. 8に示す。この図によれば、90度コネクタ筋の場合は定着長さ11d程度では補強効果が認められず、最大荷重実験値は微増するにとどまっている。X型、W型コネクタ筋においては、コンクリート強度が高い場合には、定着長さ11dで補強効果が認められるが、コンクリート強度271~309kgf/cm²の範囲ではバラツキが大きく補強効果は定量化が難しい。

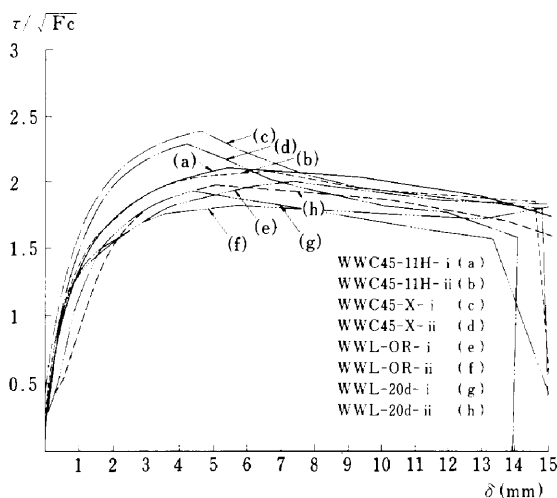


Fig.6 $\tau/\sqrt{F_c}-\delta$ (包絡線)

Table 2 実験結果一覧

番号	試験体種類	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)	最大荷重 (tf)	鉄筋降伏点	ループ筋の定着長	鉄筋呼び名	ループ筋の組数	継手の種別	備考	共通事項
1	WWC-9H-i	295	2.10	118	3,700	20	D13	4 (8)	△	90°コネクタ 2組(4本) ℓ = 9d	b×D=30cm×80cm b(目鋼)=15cm θ=19.6° 継手の種別 ○ループ筋 △ループ筋+シャワーコネクタ筋 □ループ筋+支圧筋 ◎ループ筋で特殊補強のないもの
2	WWC-9H-ii	332	2.21	118	"	"	"	(+)	△	" = 9d	
3	WWC-11H-i	295	2.10	122	"	"	"	(+)	△	" =11d	
4	WWC-11H-ii	332	2.21	126	"	"	"	(+)	△	" =11d	
5	WWC-11H-i	295	2.10	118	"	"	"	(+)	△	" =11d(フック無し)	
6	WWC-11H-ii	332	2.21	120	"	"	"	(+)	△	" =11d(フック無し)	
7	WWC45-9H-i	295	2.10	129	"	"	"	(+)	△	X型コネクタ 2組(4本) ℓ = 9d	
8	WWC45-9H-ii	332	2.21	122	"	"	"	(+)	△	" = 9d	
9	WWC45-11H-i	295	2.10	124	"	"	"	(+)	△	" =11d	
10	WWC45-11H-ii	332	2.21	130	"	"	"	(+)	△	" =11d	
11	WWL-OR-i	295	2.10	118	"	"	"	(+)	○	"	
12	WWL-OR-ii	332	2.21	114	"	"	"	(+)	○	"	
13	WWL-5R-i	295	2.10	118	"	"	"	(+)	○	フランジ端より5dの位置に補剛鉄筋入り	
14	WWL-5R-ii	332	2.21	118	"	"	"	(+)	○	"	
15	WWC-11H-i	244	1.90	108	"	"	"	(+)	△	グリース塗布, 90°コネクタ 2組(4本) ℓ =11d	
16	WWC-11H-ii			104	"	"	"	(+)	△	"	
17	WWC45-11H-i			108	"	"	"	(+)	△	グリース塗布, X型コネクタ 2組(4本) ℓ =11d	
18	WWC45-11H-ii			118	"	"	"	(+)	△	"	
19	WWL-OR-i			98	"	"	"	(+)	○	グリース塗布	
20	WWL-OR-ii			90	"	"	"	(+)	○	"	
21	WWL-OR-粘土			37	"	"	"	(+)	○	グリース塗布, 粘土巻	
22	WWL-20d-i	525	2.47	152	"	"	"	(+)	◎	"	
23	WWL-20d-ii	503	2.40	152	"	"	"	(+)	◎	"	
24	WWHL-20d-i	525	2.47	166	"	"	"	(+)	◎	水平ループ筋	
25	WWHL-20d-ii	503	2.40	148	"	"	"	(+)	◎	"	
26	WWL-15d-i	525	2.47	156	"	15	"	(+)	◎	"	
27	WWL-15d-ii	503	2.40	144	"	"	"	(+)	◎	"	
28	WWL-10d-i	525	2.47	150	"	10	"	(+)	◎	"	
29	WWL-10d-ii	503	2.40	148	"	"	"	(+)	◎	"	
30	WWC45-X-i	525	2.47	188	"	20	"	(+)	△	X型コネクタ 2組(4本) ℓ =11d	
31	WWC45-X-ii	503	2.40	176	"	"	"	(+)	△	"	
32	WWC45-W-i	525	2.47	194	"	"	"	(+)	△	W型コネクタ 2組(4本) ℓ =11d	
33	WWC45-W-ii	503	2.40	172	"	"	"	(+)	△	"	
34	WWL-20d-粘土-i	525	2.47	51	"	"	"	(+)	□	粘土巻	
35	WWL-20d-粘土-ii	503	2.40	48	"	"	"	(+)	□	"	
36	WWL-20d-i	275	1.76	124	3,800	17.5	"	(+)	◎	"	
37	WWL-20d-ii	271	1.86	124	"	"	"	(+)	◎	"	
38	WWL-15d-i	275	1.76	122	"	12.5	"	(+)	◎	"	
39	WWL-15d-ii	271	1.86	132	"	"	"	(+)	◎	"	
40	WWL-10B-i	275	1.76	142	"	17.5	"	(+)	□	支圧鉄筋6本(3段) ℓ =10d	
41	WWL-10B-ii	271	1.86	148	"	"	"	(+)	□	"	

Table 2 実験結果一覧(続き)

番号	試験体種類	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)	最大荷重 (tf)	鉄筋降伏点	ループ筋の定着長さ	鉄筋呼び名	ループ筋の組数	継手の種別	備考	共通事項
42	WWL-5B-i	299	1.76	142	"	"	"	"	—	支圧鉄筋 6本(3段) ℓ = 5d	
43	WWL-5B-ii	271	1.86	142	"	"	"	"	—	"	
44	WWC-20X-i	299	1.76	138	"	"	"	"	△	X型コネクタ 2組(4本) ℓ = 11d	
45	WWC-20X-ii	271	1.86	162	"	"	"	"	△	"	
46	WWC-15X-i	299	1.76	138	"	12.5	"	"	△	"	
47	WWC-15X-ii	271	1.86	136	"	"	"	"	△	"	
48	WWC-20W-i	299	1.76	167	"	17.5	"	"	△	W型コネクタ 2組(4本) ℓ = 11d	
49	WWC-20W-ii	271	1.86	164	"	"	"	"	△	"	
50	WWC-15W-i	309	1.76	146	"	12.5	"	"	△	"	
51	WWC-15W-ii	289	1.86	138	"	"	"	"	△	"	

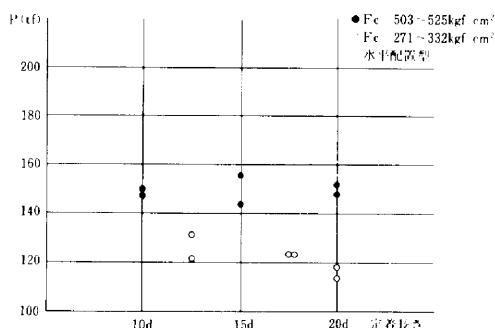


Fig.7 ループ筋定着長さとも最大荷重実験値との関係

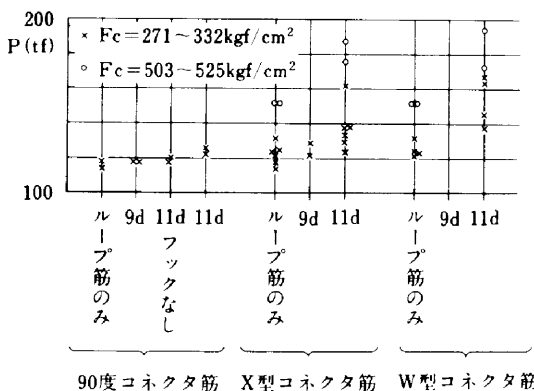


Fig.8 シャープコネクタ筋の補強効果
注：コネクタ筋の9d, 11dは水平投影長さを示す。

3-8 耐力算定式

ループ筋を有する試験体を対象に耐力算定式の誘導を試みた。耐力算定式の構成は次の形の累加式で考えることにした。

$$Qu = Pu \cdot \cos\theta = f(\text{concrete}) + f(\text{reinforcement}) + f(\text{friction})$$

ここで $f(\text{concrete})$ はコンクリート部分の負担するせん断力で、コンクリート強度と破断面積との関数である。
 $f(\text{reinforcement})$ はループ筋の補強効果で鉄筋断面積

と降伏点の関数である。 $f(\text{friction})$ は、コンクリートとH鋼表面に生じるまさつ力でまさつ係数および加力線とH鋼継手面のなす角度により生じる軸力(H鋼継手面と直角方向の分力)との関数である。このまさつ力は次式で与えられる。

$$f(\text{friction}) = \mu \cdot Nu$$

μ : まさつ係数

Nu : 軸力で $Nu = Pu \cdot \sin\theta$ で与えられる。

上式を用いて式を整理すると下式が得られる。

$$Qu = \frac{f(\text{concrete}) + f(\text{reinforcement})}{1 - \mu \cdot \tan\theta}$$

1) まさつ係数の評価について。

H鋼表面にグリースを塗布した試験体では上式において $\mu = 0$ とし、グリースを塗布しない試験体との比較からまさつ係数 μ を逆算すると $\mu = 0.44 \sim 0.63$ 程度が得られるが試験体によるバラツキがあり定量的な評価は難しい。ここではまさつ係数の耐力増加分を最大限に評価しておき、将来の設計式の提案では安全側となる様 $\mu = 0.7$ として実験値より得られたまさつ係数を切り上げた数値を用いた。

2) ループ筋の補強効果。

ループ筋の補強効果については次の手法について検討を加えた

i) 鉄筋の引張降伏によるコンクリートの反力としての圧縮力にまさつ係数を乗じてせん断抵抗を評価するもの (ACI 318-83 せん断まさつ理論) 等。

ii) コンクリート部の支圧強度により耐力が決定できるとして鉄筋径とコンクリート強度等の関数として評価するもの (建築学会合成ばり構造設計施工指針・同解説に

あるFisherの提案式)等

iii) 鉄筋の直接せん断抵抗によるものとして降伏条件等から導き出すもの。

本報では次の理由からiii)を中心に解析を進めた。

- ・ i) を想定すれば十分な定着長さが必要となるが、定着長さを変化させた実験によれば耐力の差が認められないこと、及び継手部のはつりによる観察の結果より鉄筋とコンクリートとの付着部分には付着又は定着の破壊が認められないこと。
- ・ ii) としてFisherの式を取りあげるとFisherの式はスタッドボルトを対象に提案された式であり、加力方法が押抜きせん断型であることが試験方法の影響を受けているとの指摘もあり又式の構成にも物理的な意味があいまいであると思われる。
- ・ iii) の鉄筋の降伏条件から導き出す耐力式は降伏条件の取り扱いに注意を払う必要がある。代表的な降伏条件としてはTrescaの降伏条件 $\tau_y = \sigma_y \cdot \sqrt{2}$ Von Misesの降伏条件 $\tau_y = \sigma_y \cdot \sqrt{3}$ があり、金属材料においてはVon Misesの降伏条件の方が良い近似を与えているといわれている。

3) コンクリートの負担せん断力。

破壊モードがH鋼フランジ縁を結ぶ直接せん断破壊であり、又その破壊範囲がループ筋を配置した部分に生じており試験体上下端のループ筋を配置していない部分ではコンクリートとH鋼が滑りを生じていることからコンクリートの負担せん断力は有効断面積を考慮して次式で考えた。

$$f(\text{concrete}) = \alpha \cdot \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d$$

α : 実験定数

F_c : コンクリート強度

b : H鋼のせい

d : せん断面の有効長さでループ筋のピッチ×(ループ筋の段数+1)

上記1)~3)を基にコンクリートの負担せん断力の実験定数 α を算出し最小自乗法を適用し、次式を選び変動係数6.9%を得た。

$$Q_u = \frac{4.56 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d + at \cdot \sigma_y / \sqrt{3}}{1 - \mu \cdot \tan \theta}$$

at : 補強筋断面積

σ_y : 補強筋降伏点

3-9 考察

1/2縮小モデルによる壁・壁継手の比較検討実験により次の諸点が明らかになった。

- 1) 破壊モードがコンクリートの直接せん断破壊及びループ筋の直接せん断抵抗であること。
- 2) ループ筋の定着長さは最大耐力に影響を及ぼさないこと。
- 3) 耐力算定式はコンクリートと鉄筋の累加強度式で表現できること。

§4, 壁・本体継手の開発

4-1 目的

連続壁を耐震壁及びくいと用いる場合、連続壁と後打ち構造体も壁・壁継手と同様一体化されていなければならない。

そこで構造性能の優れた継手を開発するために、構造的な施工性、経済性等を考慮した有用と思われる構造形式について1/2縮小モデルで実験を第一シリーズ、第二シリーズの二回に分けて行った。

ここでは主に第二シリーズの実験結果を報告する。

4-2 実験概要

第一シリーズの実験より、耐力、剛性、じん性の優れた鉄板溶接型ループ筋形式と、現場で溶接作業が不要な通し鉄筋型鉄筋曲げ戻し形式を選定した。

この第二シリーズでは鉄板溶接型でループ筋を溶接している鉄板量の違いによる耐力の比較と、鉄筋曲げ戻し形式では、異形鉄筋と丸鋼の違いによる耐力の比較を行い、継手の抵抗機構を明らかにするとともに継手耐力の算定式を得ることを目的とした。

第一シリーズでは一面せん断試験のプッシュオフ形式による加力方法で実験を行ったがこの加力方法ではデータに多少ばらつきが見られたので、その後、二面せん断試験の押抜き型加力方法により第二シリーズの実験を行った。

4-3 使用材料

実験に用いた使用材料の試験結果一覧をTable 3に示す。コンクリートは粗骨材の最大寸法10mm, スランプ20cm, 空気量4%で早強セメントを使用し設計基準強度は240kgf/cm²とした。

鉄筋はSD30とSR24を、鉄板はSS41を用いた。

Table 3 材料試験結果
鉄筋引張試験結果

鉄筋	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
SD-30 D-10	3,900	6,200	1.91 × 10 ⁶
SR-24 9-φ	3,900	4,700	2.06 × 10 ⁶

平鋼引張試験結果

鉄板 S S - 41 t = 6.0 mm	降伏強度 (kgf/cm ²) 3.400	引張強度 (kgf/cm ²) 5.000	ヤング係数 (kgf/cm ²) 2.06 × 10 ⁵
------------------------------	---	---	---

コンクリート圧縮強度試験結果

先打ちコンクリート			後打ちコンクリート		
材令 (日)	強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	材令 (日)	強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
20	376	2.00 × 10 ⁵	13	323	1.99 × 10 ⁵

4-4 試験体

試験体は、先打ちコンクリート（壁体部）を打設した後、約1週間後、後打ちコンクリート（本体構造部）を打設した。

試験体寸法及び配筋をFig.9に示す。

コンクリートの打設は、Fig.9の状態で上方から行き、棒状バイブレーターを使用した。

先打ち構造体、後打ち構造体の接合面は、コッター部分を除いてグリースを塗布して付着を切った。

コッターの形状はFig.10に示すように $h/d=6.0$ を採用した。

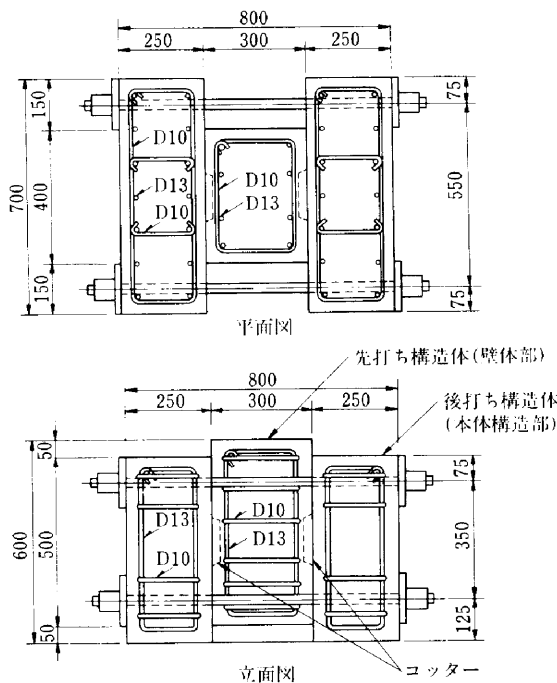


Fig.9 試験体形状及び配筋

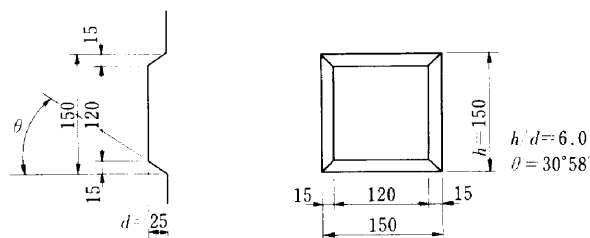


Fig.10 コッター形状

継手形式の形状の違いによる構造性能の比較を行うために、Table 4に示す5種類の継手をもうけ計10体とした。

4-5 加力方法及び計測方法

載荷はFig.11に示す押抜き型加力方法とした。加力は、200tf万能試験機を用いて、一方向漸増載荷とし、破壊に至るまで加力した。

なお、後打ち構造体の開き止め用として、4本のPC鋼棒(32φ)で両側の後打ち構造体を固定した。

接合面の相対すべり、相対開き量を変位計(精度1/2000mm)8本を用いて測定した。変位計の取付け位置は、Fig.12に示すコッター中央部であり、相対すべり及び開き量をそれぞれ表裏4本の変位計で測定し、自動デジタル測定器及びマイクロコンピューターに接続して自動計測を行った。

PC鋼棒にはそれぞれの中央部に2枚ずつ、計8枚のひずみゲージを貼って、載荷中の応力度を測定した。

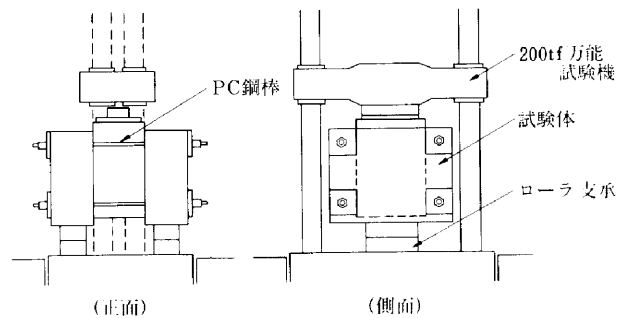


Fig.11 加力装置

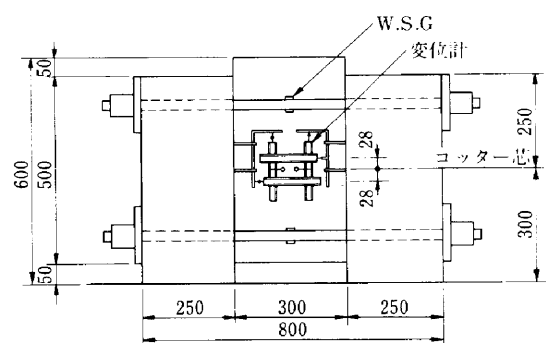


Fig.12 変位計取付け位置

4-6 破壊状況

各試験体はいずれも同時に両コッター部分が破壊することはなく、どちらか一方が先に破壊した。また最大耐力に達するまで、顕著なひびわれは発生しなかった。最大耐力以降最終耐力の間で両後打ち構造体のコッターと反対側の面で、下部より縦方向にひびわれが発生した。

Table 4 試験体一覧

種類	形式	試験体名	平面図	断面図	備考
鉄板溶接型	ループ筋形式 (鉄板を一体化した物)	A1-1 A1-2			鉄板に90°ループ筋を溶接したもので、ループ筋長は $l = 15d$ とした。 鉄筋 4-D10 鉄板 R-6.0
	ループ筋形式 (鉄板を分離した物)	A2-1 A2-2			A1の鉄板に一部切り込み加工を行ない、90°ループ筋を溶接したものの。 鉄筋 4-D10 鉄板 R-6.0
通し鉄筋型	鉄筋曲げ戻し形式	B1-1 B1-2			コッター内に折りたんだ異形鉄筋を曲げ戻したもので、コッター寸法より折りたためる鉄筋長は $l = 8d$ とした。 鉄筋 4-D10
	鉄筋曲げ戻し形式	B2-1 B2-2			B1の異形鉄筋部分を丸鋼に置き換えたもの。 鉄筋 4-9φ
コッターのみ	—	C-1 C-2			コッターのみ

4-7 実験結果

実験結果をTable 5に示す。

継手形式による耐力の順位は、鉄板溶接型のA1が最も高く、続いてA2、次に通し鉄筋型のB1とB2がほぼ同じ耐力であった。

第一シリーズの実験より、鉄板溶接型と、通し鉄筋型には耐力差があり、また鉄筋曲げ戻し形式においては、異形鉄筋と丸鋼使用による耐力差がほとんどない事が確

認されているが、本実験でもあらためて確かめられた。

また、第一シリーズの実験では、載荷方法がプッシュオフ形式であるのに対し、本実験では押抜き型加力方法をもちいたが、加力方法の違いによる耐力の順位に変化は見られなかった。

実験終了後、試験体(A1-2, A2-1, B2-1)3体をはつり、継手部の破壊状況を観察した。はつり出したコッター及び継手鋼材の状況をFig.13に示す。

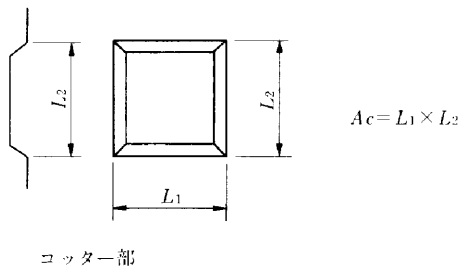
Table 5 実験結果

試験体名	先打CON強度 σ_c (kgf/cm ²)	後打CON強度 σ_c (kgf/cm ²)	最大耐力 Q(tf)	平均せん断耐力 τ (kgf/cm ²)	τ/σ_c^*
A1-1	376	323	46.0	204.4	0.63
A1-2	"	"	46.5	206.6	0.63
A2-1	"	"	41.0	182.2	0.56
A2-2	"	"	40.0	177.7	0.55
B1-1	"	"	26.5	117.7	0.36
B1-2	"	"	24.5	108.8	0.33
B2-1	"	"	25.5	113.3	0.35
B2-2	"	"	25.5	113.3	0.35
C-1	"	"	18.0	80.0	0.24
C-2	"	"	21.0	93.3	0.28

* σ_c : 後打CON強度使用

$$Q = P/2$$

$$\tau = \frac{Q}{A_c} = \frac{Q \times 1,000}{15 \times 15}$$



試験体名	はつり後の破壊状況
A1-2	 溶接部破断
A2-1	 溶接部破断
B2-1	
C-1 C-2	

.....部：せん断破壊面。

Fig.13 試験体はつり結果

鉄板溶接型のA1-2及びA2-1のコッター部鉄板は、いずれもせん断変形し溶接部に切れが生じていたが、この切れは最大耐力以降の変形の増加によって切れたと

思われる。ループ筋も鉄板先端部で大きくせん断変形していた。コンクリートコッターは後打ち構造体面でせん断破壊し、コッターのみのC-1, 2のせん断破壊面よりいくらか後打ち構造体面に丸みを持った状態でくいこんだ形となっている。

通し鉄筋型B2-1の丸鋼は、せん断面においてせん断変形が認められたが破断は認められなかった。コンクリートコッターは後打ち構造体面でせん断破壊し、コッターのみのC-1, 2のせん断破壊面と同様、コンクリートコッターせん断面付近でほぼ水平にせん断破壊した。

各試験体の荷重-相対すべり曲線(P- δ)をFig.14に示す。図中のLOADは、載荷重Pの値であり、せん断力は $Q = P/2$ となる。

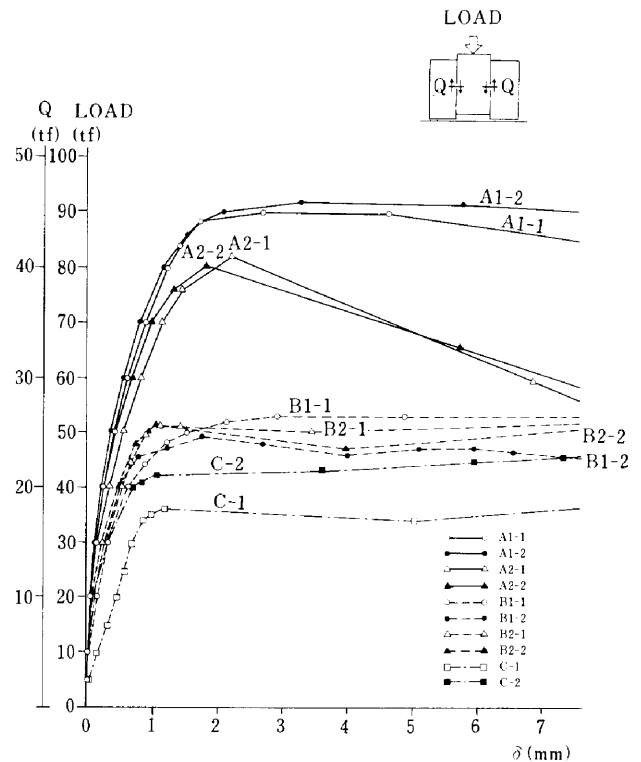


Fig.14 荷重-相対すべり曲線

変位は、表裏に取付けた4本の変位計の平均値である。

Fig.14より、各試験体とも最大耐力に達した後、脆性的な破壊は示さず、変形を増しながら徐々に耐力は低下した。

また、継手形式の違いによる耐力差、変形性状差が明らかとなったが、継手形式が同じ2体づつの試験体においては、最大耐力、変形性状ともほぼ一致している。

最大耐力時のすべり量は、同一継手形式の2体の平均値で、A1は $\tau = 205.5 \text{ kgf/cm}^2$ の時3.02mm、A2は $\tau = 180.0 \text{ kgf/cm}^2$ の時2.04mm、B1は $\tau = 113.3 \text{ kgf/cm}^2$ の

時2.34mm, B 2は $\tau=113.3\text{kgf/cm}^2$ の時1.12mmとなっている。

また, 最大耐力時の開き量は, 各試験体とも0.3~0.5mmとなった。

後打ち構造体の開き止め用として用いた4本のPC鋼棒の応力度は, その中央部に貼った2枚のひずみゲージの平均したひずみに, PC鋼棒のヤング係数を乗じて求めた。

上方のPC鋼棒のひずみは, どの試験体においても最大耐力時, 約 20μ であった。

下方のPC鋼棒のひずみは, 載荷重の増加に対応して増加した。もっとも大きなひずみを示したのは, A 1-2で最大耐力時 ($P=93\text{tf}$) に 667μ であった。これはPC鋼棒1本当たり約11tfの引張力が作用した事になる。

以上, 実験結果より明らかなように, 本継手のせん断抵抗機構は, 最大耐力に達するまで, コンクリートコッターと継手鋼材とで行なわれており, 継手鋼材の量が多いほど, 最大耐力は高くなる。

4-8 耐力算定式

第一シリーズと第二シリーズの実験より, 継手の耐力は, コンクリートコッターのせん断耐力と継手鋼材のせん断降伏耐力の累加として表わされた。

鉄板溶接型では, コンクリートコッターのせん断破壊と鉄板のせん断変形が認められたために次に示す(1)式を採用した。

通し鉄筋型では, (1)式の鉄板に関する項を鉄筋に関する項に置き換えた(2)式とした。

$$Qu = (\alpha \cdot \sigma_c + s P_t \cdot s f_y / \sqrt{3}) \cdot A_c \dots (1)$$

$$Qu = (\alpha \cdot \sigma_c + P_t \cdot f_y / \sqrt{3}) \cdot A_c \dots (2)$$

Qu : 最大耐力

α : コンクリートコッターせん断応力度とコンクリート強度の比 τ_c/σ_c で実験によって決定する

σ_c : 後打ちコンクリート圧縮強度

$s P_t$: コッター中の鉄板の全断面積をコッターの面積で除したもの

$s f_y$: 鉄板の引張降伏強度

P_t : コッター中の鉄筋の全断面積をコッターの面積で除したもの

f_y : 鉄筋の引張降伏強度

A_c : コンクリートコッターのせん断断面積

($A_c=225\text{cm}^2$ 使用)

α は, 本実験の場合, コッターのみの試験体Cは, 継手鋼材がないのでデータにばらつきがある。そこで, 継手

鋼材の入っている8体から鋼材の持分を引いてコンクリートコッターの負担分を求め, その値より $\alpha=0.273$ が求まった。なお, 第一シリーズでは, $\alpha=0.271$ を得ている。

実験値と算定値の検討をTable 6に, 実験値と算定値の適合性をFig. 15に示す。

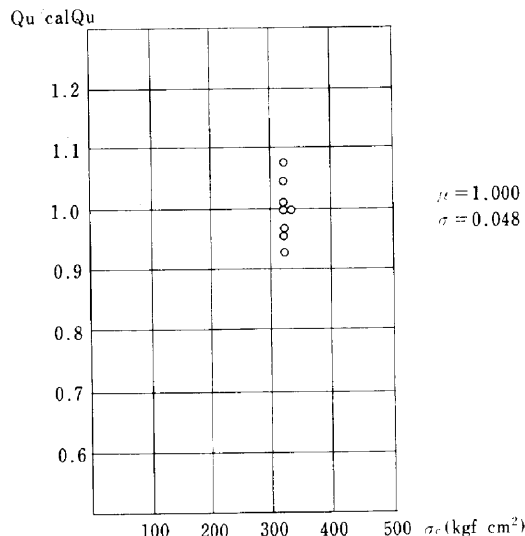


Fig.15 実験値と計算値の比較

4-9 考察

壁・本体継手 $1/2$ 縮小モデル実験の結果より, 以下の事項が明らかになった。

1) 継手の耐力は, コンクリートコッターのせん断耐力と継手鋼材のせん断降伏耐力の累加として表わされることがわかった。

なお, 鉄板溶接型では, 継手鋼材に鉄筋量は加算せず, 鉄板量のみで計算した値が実験値とほぼ一致した。

2) 鉄板溶接型及び通し鉄筋型は, いずれも最大耐力に達した後, 脆性的な破壊は示さず, 十分な耐力, 剛性, じん性を有している。

3) 通し鉄筋型において, 継手鋼材の異形鉄筋と丸鋼を比較した場合, 丸鋼は異形鉄筋より付着強度が低いため, この影響が終局耐力に差を生じるのではないかと考えられたが, 破壊モードがせん断破壊であったので, 異形鉄筋と丸鋼の耐力, 変形性状はほとんど同じであった。しかし, 異形鉄筋は径が大きくなると曲げ戻し時に折れる事があり, 継手鋼材としては丸鋼を使用する。

4) プッシュオフ形式による加力方法と押抜き型加力方法による加力方法の違いによる実験結果の比較では, 押抜き型加力方法の方が, 安定した結果が得られた。

以上から, 構造性能, 施工性, 経済性等を考慮し, 壁・

本体継手の接合方法として、鉄板溶接型のループ筋形式で鉄板を一体にした物と、通し鉄筋型の曲げ戻し形式で丸鋼使用を選んだ。

引き続き行う、実大模型実験、原位置実大施工実験より、本継手形式の設計法を確立する予定である。

5. おわりに

壁・本体継手は1/2縮小モデルで行った実験により西松式の継手を決定し耐力算定式も導き出すことができた。

壁・壁継手はH鋼にループ筋とシャーコネクタ筋を溶接したタイプで実験を行い、ループ筋のみの継手の破壊機構はかなり把握できたがシャーコネクタ筋を取付けた場合は耐力がばらつくことと、マッドケーキが付着した時の清掃のやりにくさがあるので、この点を改めて検討し壁・本体継手とともに次回の実大模型実験に進む予定である。

最後にこの実験、解析を御指導下さった早稲田大学理

工学研究所古藤田喜久雄教授、千葉大学建築工学科野口博助教授と本実験を進めるに当たり御協力、応援を頂いた関東(支)南雲茂雄、九州(支)古賀則康、関東(支)中村芳徳各氏及び平塚工場をはじめ関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高坂 「プレハブ建築の構造計画と設計」 鹿島出版会
- 2) 黒止 「プレカストコンクリート構造接合部耐力に関する研究」日本建築学会論文報告集89, 昭和38-9
- 3) 品川, 広沢, 他 建築構造学大系21, 特殊コンクリート構造, 彰国社
- 4) 日本建築学会 鋼構造設計規準
- 5) 日本建築学会 合成はり構造設計施工指針・同解説
- 6) ACI Building Code 318-83

Table 6 実験値と耐力算定値の検討

試験体名	実験値 Q_{EXP} (tf)	コンクリート 圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	コッタ 断面積 A_c (cm ²)	継手鉄筋(異形) 総断面積 Σa_t (cm ²)	継手鉄筋比 (異形) $P_t(\%)$ $=\Sigma a_t / A_c$	継手鉄筋(丸鋼) 総断面積 Σa_t (cm ²)	継手鉄筋比 (丸鋼) $P_t(\%)$ $=\Sigma a_t / A_c$	継手鉄板 総断面積 Σa_t (cm ²)	継手鉄板比 $P_t(\%)$ $=\Sigma a_t / A_c$	α	計算値 $cal Q_u$ (tf)	$\frac{Q_{EXP}}{cal Q_u}$
A 1-1	46.0	323	225	2.84	1.26	—	—	14.40	6.40	0.244	48.14	0.96
A 1-2	46.5	"	"	"	"	—	—	"	"	0.250	"	0.97
A 2-1	41.0	"	"	"	"	—	—	9.24	4.10	0.315	37.95	1.08
A 2-2	40.0	"	"	"	"	—	—	"	"	0.301	"	1.05
B 1-1	26.5	"	"	"	"	—	—	—	—	0.277	26.22	1.01
B 1-2	24.5	"	"	"	"	—	—	—	—	0.249	"	0.93
B 2-1	25.5	"	"	—	—	2.56	1.13	—	—	0.272	25.56	1.00
B 2-2	25.5	"	"	—	—	"	"	—	—	0.272	"	1.00
C-1	18.0	"	"	—	—	—	—	—	—	0.248	—	—
C-2	21.0	"	"	—	—	—	—	—	—	0.289	—	—

継手鉄筋(異形)降伏強度 $f_y = 3,900 \text{ kgf/cm}^2$

継手鉄筋(丸鋼)降伏強度 $f_y = 3,900 \text{ kgf/cm}^2$

継手鉄板降伏強度 $s f_y = 3,400 \text{ kgf/cm}^2$