

地下連続壁工法に関する研究(3) 壁・壁継手, 壁・本体構造継手に関する構造実験 (その2 実大及び原位置実験)

Study on Underground Diaphragm Wall System (3)
Experimental Study on Vertical Joints between Two Walls,
Joints between Wall and Structural Member
(No.2 an Experiment in Full Scale and Insitu Models)

小島 雅樹*
Masaki Kojima

佐藤 幸三***
Kōzō Satō

山内 次郎*****
Jirō Yamanouchi

武内・義夫**
Yoshio Takeuchi

笠松 照親****
Teruchika Kasamatsu

要 約

西松式地下連続壁工法の開発にあたり、前報では継手の性能を把握するため縮小モデルによる構造実験を実施し報告した。本報では原位置実大施工実験壁から切り出した試験体による構造実験結果を報告する。大別して、コンクリートコア供試体による材料試験結果、鉄筋とコンクリートの付着強度試験結果、壁間継手及び壁と後打ちく体継手の構造実験結果である。継手の構造実験結果では適宜、地上にて施工された実大試験体の結果も含めて、上記実験結果より設計指針を作成し、(財)日本建築センターの一般評定を取得した。

目 次

- §1. はじめに
- §2. コンクリートの材料試験
- §3. 鉄筋とコンクリートの付着強度試験
- §4. 壁間継手の構造実験
- §5. 壁と後打ちく体継手の構造実験
- §6. おわりに

§1. はじめに

地下連続壁を建物構造体の一部として利用するため、筆者らは壁間継手(以下 WW 継手)、壁と後打ちく体継手(以下 WF 継手)の開発を行い、西松式地下連続壁工

法(以下 DIA-WIN 工法)として昭和62年5月(財)日本建築センターの一般評定を取得した。(BCJ-F416)

本報では、原位置試験体によるコンクリートの材料試験結果、鉄筋とコンクリートの付着強度試験結果、WW 継手及び WF 継手の実大模型実験と原位置実験の構造実験結果をのべる。

§2. コンクリートの材料試験

2-1 供試体及び試験方法

コンクリートの配合条件はスランプ20cm、単位セメント量350kg/m³、水セメント比55%以下として試し練りにより Table 1 に示す配合を得た。コア供試体は JIS A1107 に従い、内径100mmのダイヤモンドコアドリルにより採取した。鉛直コアボーリングは、構造実験壁は先行壁、後行壁各1ヶ所、壁杭は2ヶ所、円形杭は1ヶ所計5ヶ所を採取した。構造実験壁では適宜水平コアも採

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

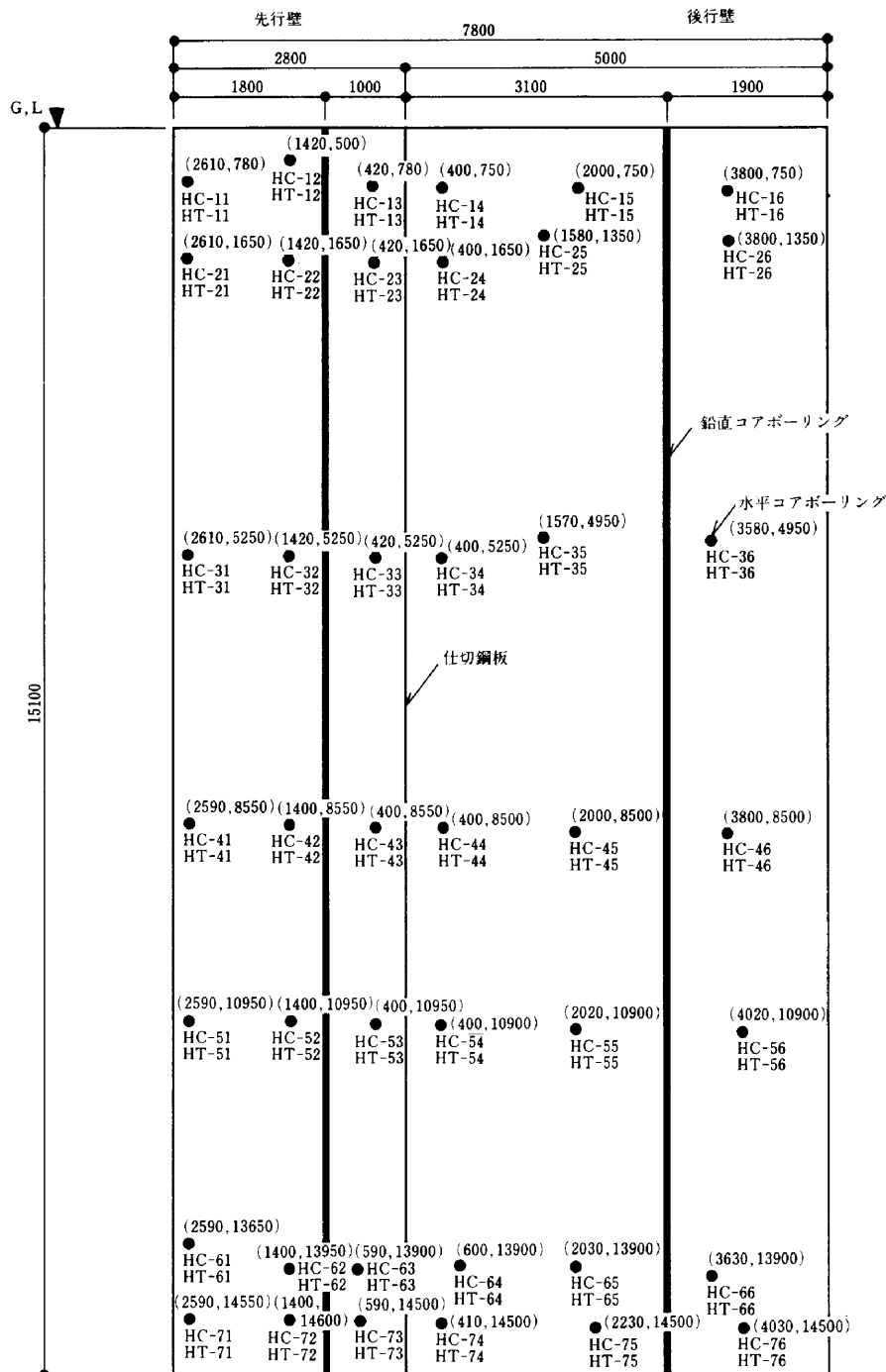
Table 1 コンクリートの配合

部 位	Fc (kgf/cm ²)	スランブ (cm)	W/C (%)	S/A (%)	単位重量(kg/m ³)				
					W	C	S	G	混和剤
壁体部	267	20	49.7	48.0	174	350	843	931	0.875

註：配合強度はFc+2σでσ=25kgf/cm²
 : 混和剤はポゾリスNa70
 : 粗骨材の最大寸法は25mm, 空気量は4%

取し, 同一コアより2本の供試体を作成し, それぞれ圧縮, 割裂試験用とした. 構造実験壁の例を Fig.1 に示す.

採取コアは長さ200mmに切断し, 試験日まで恒温室内にて封緘養生を行い, 試験時に圧縮強度供試体には硫黄キャッピングを, 割裂強度供試体には石膏キャッピングを行った.



註：記号HCは圧縮, HTは割裂供試体を示す
 : (X, Y)Xは仕切鋼板からの水平距離, YはG.L. ±0からの距離を示す

Fig.1 構造実験壁コアボーリング位置

行った。

圧縮強度は JISA1108 に従い、割裂強度は JISA1113 に従い試験を行った。ヤング係数は JIS 原案「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準じて試験を行った。ひずみの測定にはコンプレックス・メータを用いた。ヤング係数は最大荷重の 1/3 点での割線係数を採用した。

2-2 結果

Fig.2 は強度性状と深さの関係の一例を、Fig.3 は圧縮強度 F_c 、単位容積重量 γ 、ヤング係数 E_c の関係の一例を示す。

深さの影響は G.L.±0 付近の壁頭部ではバラツキがあるが全体的には深さの増大とともに圧縮強度、割裂強度の増加が認められる。Table 2 には圧縮強度、ヤング係数について深さをパラメータとした回帰式を掲げた。

水平コアの試験結果から圧縮強度と割裂強度は、Fig. 4 に示すように割裂強度は圧縮強度の 1/8 ~ 1/13 の値を示した。

圧縮強度とヤング係数の関係は、鉄筋コンクリート構

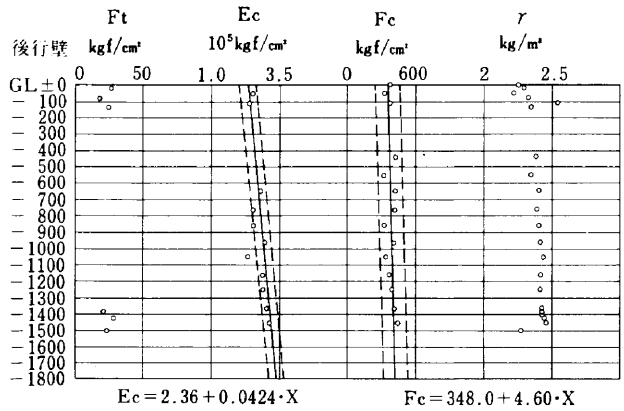
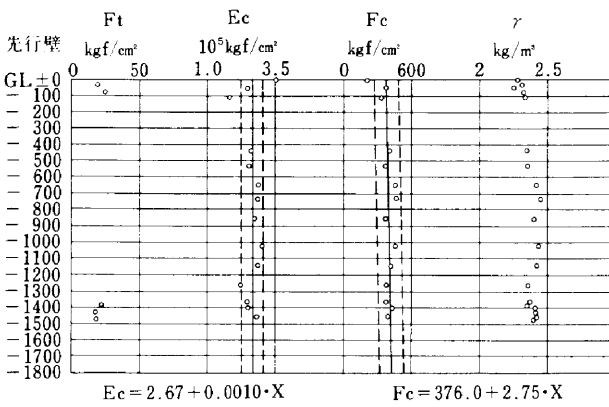
造計算規準・同解説に示されているヤング係数算定式で評価するよりも若干低めの値を示したが、標準供試体とコア供試体では差が見られない。

Table 2 圧縮強度およびヤング係数におよぼす深さの影響

部 位	材令 (H)	個数	圧縮強度と深さの関係		ヤング係数と深さの関係	
			回 帰 式	相 関 係 数	回 帰 式	相 関 係 数
先行壁	300	13	$F_c = 376 + 2.75X$	0.32	$E_c = 2.67 + 0.0010X$	0.013
	322		ave.=399, $\sigma=40.4$		ave.=2.68, $\sigma=0.40$	
後行壁	288	14	$F_c = 348 + 4.60X$	0.45	$E_c = 2.36 + 0.0424X$	0.71
	310		ave.=383, $\sigma=40.4$		ave.=2.73, $\sigma=0.28$	
壁 杭	135	58	$F_c = 364 + 9.86X$	0.62	$E_c = 2.50 + 0.0250X$	0.55
			ave.=424, $\sigma=80.0$		ave.=2.67, $\sigma=0.34$	
円形杭	135	35	$F_c = 309 + 4.95X$	0.38	$E_c = 2.50 + 0.0080X$	0.31
			ave.=346, $\sigma=65.5$		ave.=2.55, $\sigma=0.24$	

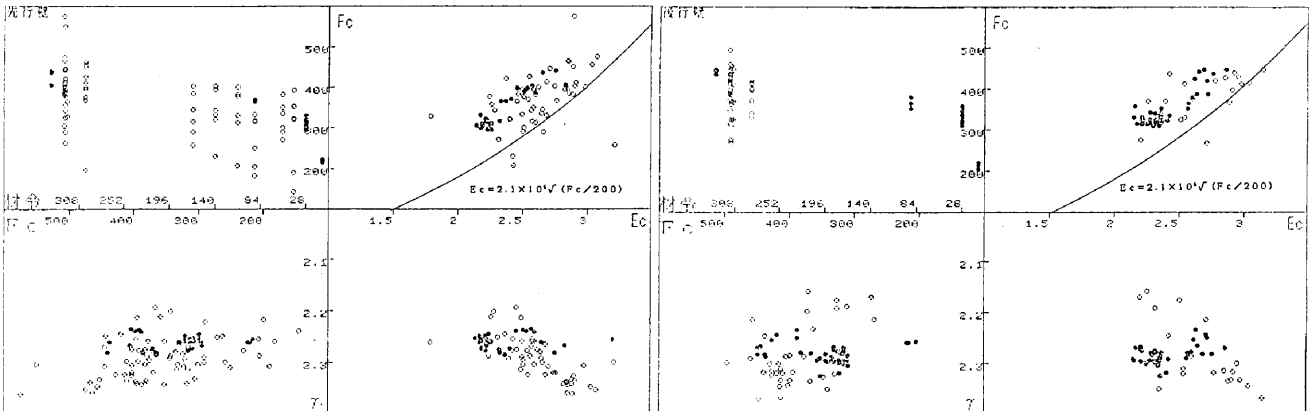
註：XはG.L.±0を起点とした深さ (m)

Fig. 5 は壁体の表層コンクリートの比重と表面からの距離の関係を示したもので、縦軸は壁体中心部における比重の値を1.0として整理したものである。比重が低下する範囲は表層から15mm前後と考えられる。



註：図中の実線は回帰式、破線は標準誤差の3倍を考慮したものである
XはGLからの距離である (m)

Fig.2 強度性状と深さの関係



註：●は標準供試体、○はコア供試体
単位：Fc(kgf/cm²), Ec(×10⁵kgf/cm²), γ(t/m³)
材令(H)

Fig.3 諸強度の関係

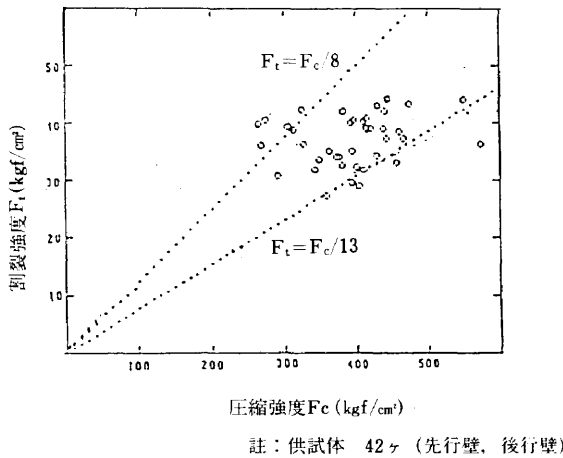


Fig.4 圧縮強度と割裂強度の関係

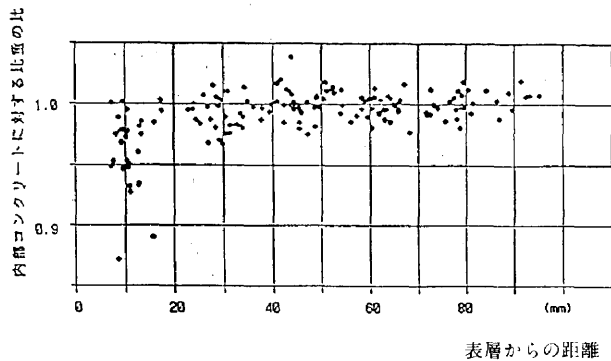


Fig.5 表層コンクリートの性質

2-3 設計基準強度

鉛直コア供試体の圧縮強度試験時の材令は42日から322日である。材令28日における圧縮強度に換算するため、材令を対数とした回帰式から、外挿して28日換算圧縮強度を求めた。

Fig.6には標準供試体も含め材令と圧縮強度の関係を示した。得られた28日換算圧縮強度は $F_c = 306 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

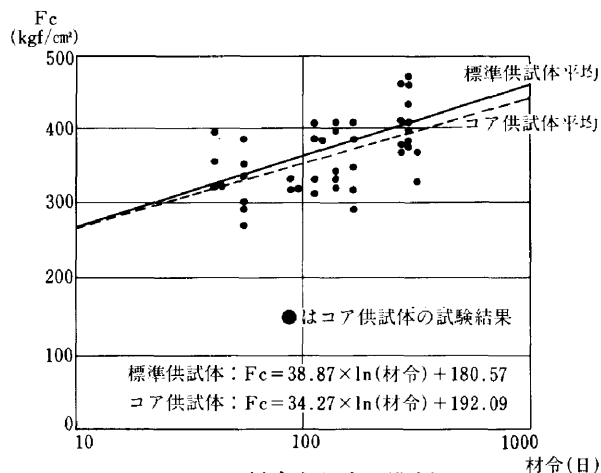


Fig.6 材令と強度の関係

また、得られた換算圧縮強度における標準偏差は、材令300~322日における標準偏差を用いて、変動係数が変わらないものとして、 $\sigma_{28} = 31.0 \text{ kgf/cm}^2$ を得た。

コンクリート強度267kgf/cm²に対する正規偏差 T は、

$$T = (306 - 267) / 31.0 = 1.26 \quad (1)$$

となり、不良率は10%となった。

§ 3. 鉄筋とコンクリートの付着強度試験

3-1 付着強度試験用鉄筋の取付け及び試験体

標準試験体は原位置試験体との比較用として同一材料を用いて地上打設により作成した。コンクリートの配合は前節に同じである。

試験体形状は JIS 原案「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法」に準じた。

試験のパラメータは Table 3 に示すように鉄筋径、付着長さ、鉄筋の向きとした。

Table 3 原位置試験体一覧

試験体	水平方向配置				鉛直方向配置			
	H-1	H-2	H-3	H-4	V-1	V-2	V-3	V-4
B-UCI	鉄筋径 D22	D16	D22	D16	D22	—	D22	—
	付着長 10d	10d	10d	10d	10d	—	10d	—
B-UEI	鉄筋径 "	"	"	"	"	—	"	—
	付着長 "	"	"	"	"	—	"	—
B-MCI	鉄筋径 "	"	"	"	"	—	"	—
	付着長 "	"	"	"	"	—	"	—
B-MEI	鉄筋径 "	"	"	"	"	—	"	—
	付着長 "	"	"	"	"	—	"	—
B-LCI	鉄筋径 "	"	"	"	"	—	"	—
	付着長 "	"	"	"	"	—	"	—
B-LEI	鉄筋径 "	"	"	"	"	—	"	—
	付着長 "	"	"	"	"	—	"	—
B-UCII	鉄筋径 "	D16	D22	"	D22	D16	D22	D16
	付着長 "	100mm	100mm	"	100mm	10d	10d	100mm
B-UEII	鉄筋径 "	"	"	"	"	D16	D22	D16
	付着長 "	"	"	"	"	100mm	100mm	10d
B-LCII	鉄筋径 "	"	"	"	"	D16	D22	D16
	付着長 "	"	"	"	"	10d	10d	100mm
B-LEII	鉄筋径 "	"	"	"	"	D16	D22	D16
	付着長 "	"	"	"	"	100mm	100mm	10d

3-2 試験方法

原位置試験体は構造実験壁より切り出し後、載荷側のコンクリートを約50mmはつきり、鉄筋を露出させ、1サイズ大きい径の鉄筋 (SD35) を SBR 工法にて継いだ。載荷面にはセルフレベルング系の石膏を用いてキャッピン

グを行った。

試験方法は引抜き試験方法を採用し単調荷重とした。標準試験体の加力には200t 万能試験機を用い、原位置試験体の加力には50t センターホール型ジャッキを用いた。加力は鉄筋が抜け出すまでとし、載荷速度は2 t/min を原則とした。

引抜き量の測定方法は、荷重と反対の面における自由端の鉄筋のすべりを、精度 1/1000mm の電気式変位計を用いて計測した。

3-3 試験結果

標準試験体について縦軸に最大付着応力度 τ_{max} または引抜き量0.25mmにおける付着応力度 $\tau_{0.25}$ を、横軸には付着長さ、引抜き方向を選び、鉄筋径ごとにまとめ Fig. 7 に示す。

鉄筋径が τ_{max} におよぼす影響は明瞭ではない。付着長さが τ_{max} におよぼす影響は、付着長さを10cmと短くした試験体の方が付着長さを10dとした試験体よりも若干大きな τ_{max} を示す傾向にある。

引抜き方向については縦筋のほうが横筋に比べて大きな付着応力度を示した。

原位置試験体について縦軸に最大付着応力度 τ_{max} または引抜き量0.25mmにおける付着応力度 $\tau_{0.25}$ を、横軸には深さと引抜き方向を選び、鉄筋径ごとにまとめ Fig. 8 に示す。標準試験体と同様、鉄筋径の影響は明瞭ではなく τ_{max} は70~148kgf/cm²の範囲にある。付着長さの影響については、付着長さが10cmの試験体は数が少なく、またバラツキも大きいため、標準試験体におけるような差異は認められなかった。引抜き方向については明瞭な差異はない。

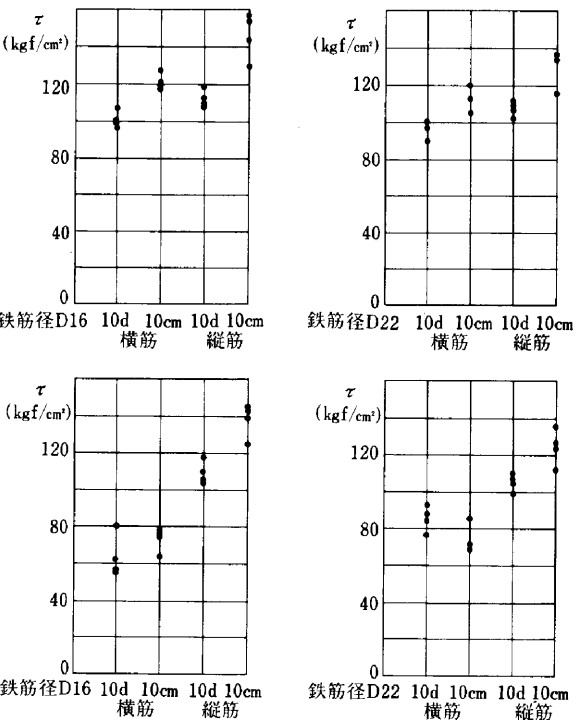
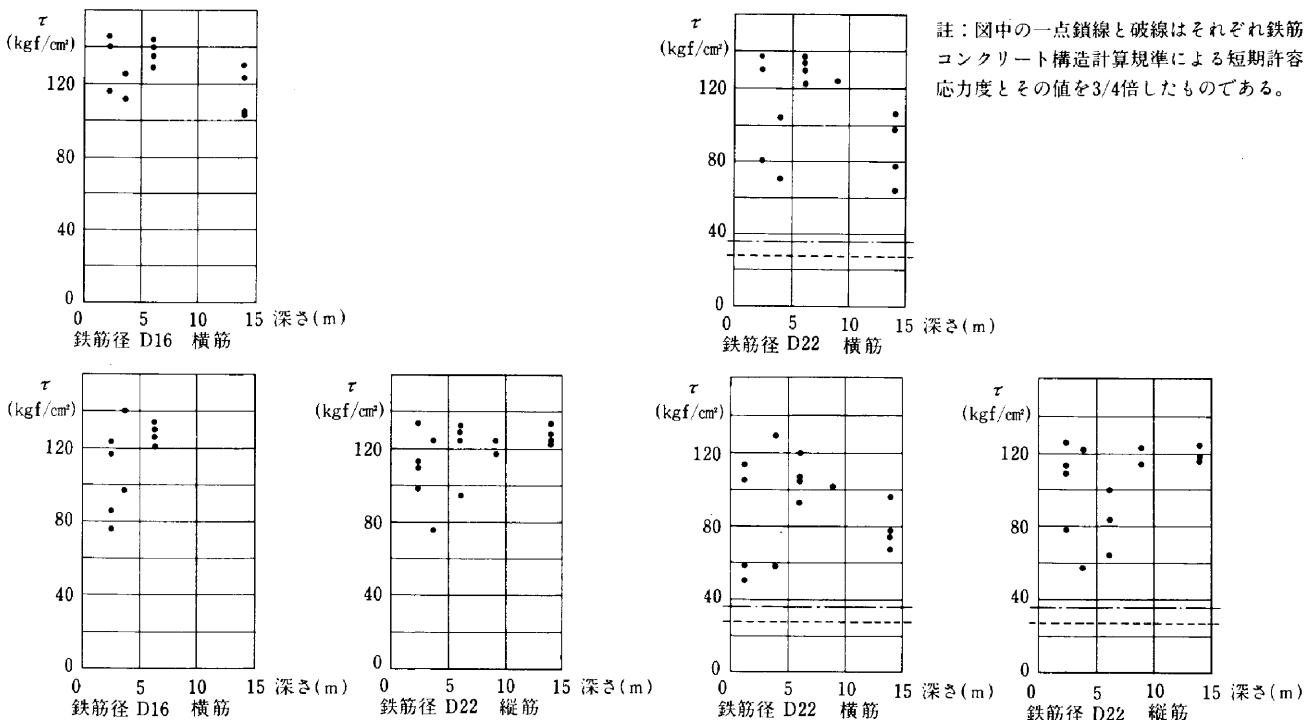


Fig.7 標準試験体の付着応力度

深さの影響は、最上層の試験体における τ_{max} 及び $\tau_{0.25}$



註：図中の一点鎖線と破線はそれぞれ鉄筋コンクリート構造計算規準による短期許容応力度とその値を3/4倍したものである。

Fig.8 原位置試験体の付着応力度

の値は他の深さにおける試験体と比べて、若干低い値を示すものが見受けられるが、深さ方向に対する傾向は特に認められない。

3-4 考察

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説による異形鉄筋の短期許容付着応力度 τ_{RC} は次式で表される。

$$\tau_{RC} = (13.5 + F_c/25) \times 1.5 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2)$$

上式にコンクリートの設計基準強度 $F_c = 267 \text{ kgf/cm}^2$ を代入して、

$$\begin{aligned} \tau_{RC} &= (13.5 + 267/25) \times 1.5 \\ &= 36.3 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned} \quad (3)$$

標準試験体及び原位置試験体における引抜き量 0.25 mm のときの付着応力度 $\tau_{0.25}$ の平均値、標準偏差、正規偏差及び不良率は Table 4 に示すように十分安全側の値となった。

Table 4 許容付着応力度の検討

	平均値 (kgf/cm ²)	標準偏差 (kgf/cm ²)	正規偏差 (%)	不良率 (%)	試験体数
標準試験体	108.7	5.0	14.48	≒ 0	8
原位置試験体	101.9	24.23	2.71	0.34	45

§ 4. 壁間継手の構造実験

4-1 実験概要

縮小模型実験の結果を踏まえ、継手形状を選定し実大模型試験体29体の実験を行った。この実験結果からせん断耐力方を誘導し、原位置試験体4体の実験結果に適用し設計式を求めた。

4-2 試験体及び加力方法

コンクリート強度は、実大模型実験では $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 、原位置実験では $F_c = 267 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

鉄筋は SD30 を使用した。

試験体形状の一例を Fig.9 に示す。試験体は加力軸に対して20度傾けた圧縮せん断型とし、1000t ジャッキにより載荷した。(Photo 1)

加力は、一方向の繰り返しとし、変位は壁体相互のすべり及び開きを計測した。

継手の形状を Fig. 10 に示す。H 形鋼フランジの内側にループ筋を、フランジの外側に外側補強筋をそれぞれ溶接する形式とした。

実大模型実験は、「その1」と「その2」の2回に分けて行った。「その1」の試験体は Table 5 に示すように、補強筋が耐力におよぼす影響を調べるため、ループ筋比が 1.00~3.17% の間にある壁厚 60cm の試験体 16 体について行った。

「その2」の試験体は Table 6 に示すように、H 形鋼の成いが耐力におよぼす影響を調べるため H 形鋼の成いを変化させた。これにともない壁厚を変化させた。ループ筋比が 0.48~1.20% の小さい範囲にある壁厚 60cm の試験体 6 体と、ループ筋比が 0.99~2.32% の間にある壁厚 90cm の試験体 7 体の計 13 本について行った。

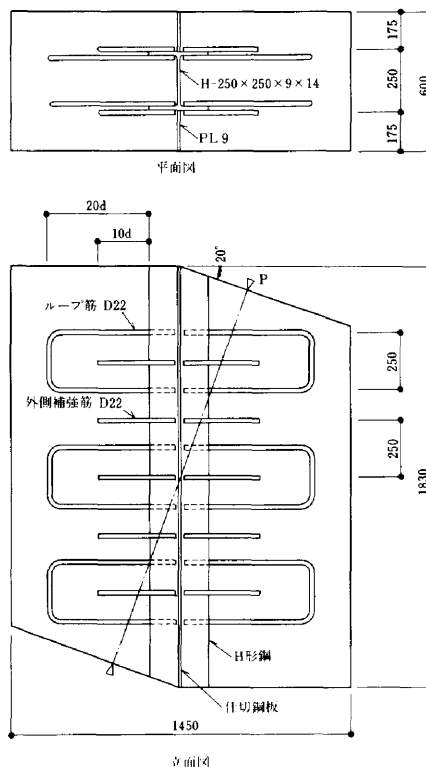


Fig.9 原位置試験体形状

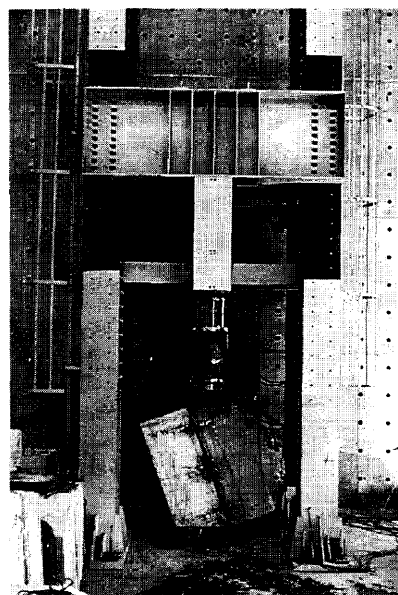


Photo 1 実験状況

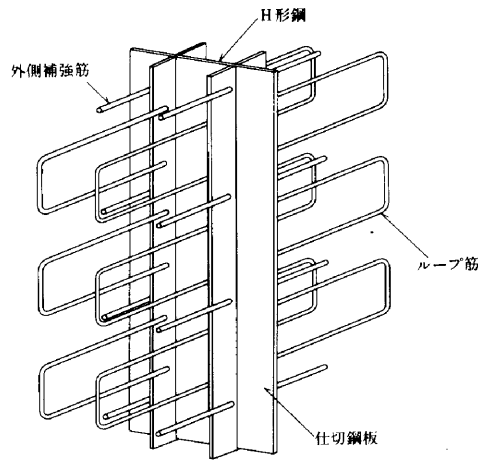


Fig.10 WW継手姿図

Table 5 実大模型試験体一覧 (その1)
(D16 シリーズ)

壁厚 600		外側補強筋 D16, L=10d		
継手鋼材 H-250×250×9×14		ピッチ (mm)		
		なし	10d	20d
ループ筋 D16 L=20d	ピッチ (mm)	10d	①L16A	④LB16A10 ⑤LB16A20
		7.5d	②L16B	⑥LB16B10 —
		5d	③L16C	⑦LB16C10 —

(D22 シリーズ)

壁厚 600		外側補強筋 D22, L=10d		
継手鋼材 H-250×250×9×14		ピッチ (mm)		
		なし	10d	20d
ループ筋 D22 L=20d	ピッチ (mm)	10d	⑧L22A	⑪LB22A10 ⑫LB22A20
		7.5d	⑨L22B	⑬LB22B10 ⑭LB22B20
		5d	⑩L22C	⑮LB22C10 ⑯LB22C20

註：dは鉄筋の呼び名，Lは定着長さ

Table 6 実大模型試験体一覧 (その2)
(D16 シリーズ)

壁厚 600		外側補強筋 D16, L=10d		
継手鋼材 H-250×250×9×14		ピッチ (mm)		
		なし	250	375
ループ筋 D16 L=20d	ピッチ (mm)	375	①L16375A	②LB16375A
		250	③L16250A	④LB16250A
		200	⑤L16200A	—
		150	⑥L16150A	—

(D22 シリーズ)

壁厚 900		外側補強筋 D22, L=10d		
継手鋼材		ピッチ (mm)		
		なし	150	250
H-250×250 ×9×14	ループ筋 D22 L=20d	ピッチ (mm)	150	⑧LB22150A
			250	⑦LB22250A
H-300×250 ×10×15	D22 L=20d	mm	150	⑩LB22150B
			250	⑨LB22250B
H-340×250 ×9×14			150	⑬L22150C ⑫LB22150C
			250	⑪LB22250C

註：dは鉄筋の呼び名，Lは定着長さ

原位置実験の試験体は、Fig. 11 に示す構造実験壁より切り出した Fig. 9 に示す形状の4体 (WW-1~4) で、ループ筋及び外側補強筋は D22-@250mm、ループ筋比1.39%とした。

4-3 実験結果

実大模型実験結果一覧「その1」を Table 7 に、「その2」を Table 8 に示す。

実大模型実験終了後、継手部をはつり破壊モードを確認したが、「その1」「その2」ともループ筋及び外側補強筋のせん断変形、継手部 H形鋼フランジ面でのコンクリートの直接せん断破壊が観察された。この破壊面は試験体の全成いにわたって発生してはならず、せん断断面積の有効成いは、ループ筋の段数とループ筋ピッチを乗じた範囲と考えられる。ループ筋及び外側補強筋に定着破壊は認められなかった。

原位置実験においてもはつりの結果、同様の破壊モードが観察された。

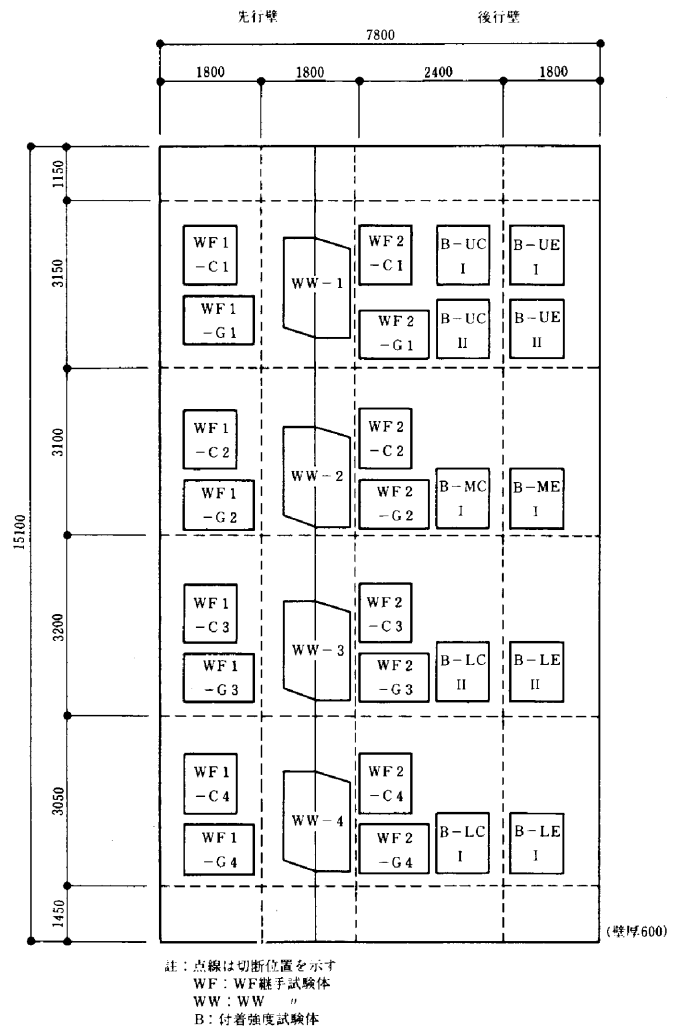


Fig.11 構造実験壁

Table 7 実大模型試験体実験結果「その1」

試験体	実験値 Q_{exp}	F_c	ループ筋 (外側 補強筋)	せん断 断面積 (cm^2)	ePt (%)	計算値			$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$
						Q_{st}	Q_{con}	Q_{cal}	
L16A	152.0	338	8-D16 (—)	1598.4	1.00	35.7	109.3	145.0	1.05
LB16A20	173.0	"	8-D16 (4-D16)	"	"	53.5	"	162.8	1.06
LB16A10	175.1	"	8-D16 (6-D16)	"	"	62.4	"	171.7	1.02
L16B	159.7	"	12-D16 (—)	1465.2	1.63	53.5	85.3	138.8	1.15
LB16B10	196.1	"	12-D16 (6-D16)	"	"	80.2	"	165.5	1.18
L16C	154.1	"	16-D16 (—)	1420.8	2.24	71.3	68.7	140.0	1.10
LB16C10	213.6	"	16-D16 (8-D16)	"	"	107.0	"	175.7	1.22
L22A	192.6	315	8-D22 (—)	2220	1.39	68.5	133.1	201.6	0.96
LB22A20	230.4	337	8-D22 (4-D22)	"	"	102.7	137.6	240.3	0.96
LB22A10	229.7	315	8-D22 (6-D22)	"	"	119.8	133.1	252.9	0.91
L22B	212.2	"	12-D22 (—)	1998	2.32	102.7	90.7	193.4	1.10
LB22B20	245.8	337	12-D22 (4-D22)	"	"	136.9	93.8	230.7	1.07
LB22B10	262.6	"	12-D22 (6-D22)	"	"	154.0	"	247.8	1.06
L22C	220.6	315	16-D22 (—)	1953.6	3.17	136.9	62.8	199.7	1.10
LB22C20	263.3	337	16-D22 (4-D22)	"	"	171.2	64.9	236.1	1.12
LB22C10	297.6	"	16-D22 (8-D22)	"	"	205.4	"	270.3	1.10

註：実験値および計算値の単位はtf、コンクリート強度 F_c の単位はkgf/cm²
 D16 $\sigma_y = 3880\text{kgf/cm}^2$, D22 $\sigma_y = 3830\text{kgf/cm}^2$

Table 8 実大模型試験体実験結果「その2」

試験体	実験値 Q_{exp}	F_c	ループ筋 (外側 補強筋)	せん断 断面積 (cm^2)	ePt (%)	計算値			$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$
						Q_{st}	Q_{con}	Q_{cal}	
L16375A	196.6	233	6-D16 (—)	2497.5	0.48	24.8	159.3	184.1	1.07
LB16375A	174.9	258	6-D16 (4-D16)	"	"	41.4	167.6	209.0	0.84
L16250A	168.8	"	8-D16 (—)	2220	0.72	33.1	141.4	174.5	0.97
LB16250A	211.7	"	8-D16 (6-D16)	"	"	57.9	"	199.3	1.06
L16200A	195.9	"	10-D16 (—)	"	0.90	41.4	135.8	177.2	1.11
L16150A	188.0	"	12-D16 (—)	1998	1.20	49.6	113.7	163.3	1.15
LB22250A	294.8	"	8-D22 (6-D22)	2220	1.39	112.6	120.4	233.0	1.27
LB22150A	331.9	"	12-D22 (10-D22)	1998	2.32	177.0	82.1	259.1	1.28
LB22250B	327.7	"	8-D22 (6-D22)	2700	1.15	112.6	155.6	268.2	1.22
LB22150B	363.3	"	12-D22 (10-D22)	2430	1.91	177.0	113.9	290.9	1.25
LB22250C	326.9	"	8-D22 (6-D22)	3120	0.99	112.6	186.9	299.5	1.09
LB22150C	289.2	"	12-D22 (10-D22)	2808	1.65	177.0	142.0	319.0	0.91
L22150C	289.2	"	12-D22 (—)	"	"	96.5	"	238.5	1.21

註：実験値および計算値の単位はtf、コンクリート強度 F_c はkgf/cm²
 D16 $\sigma_y = 3600\text{kgf/cm}^2$, D22 $\sigma_y = 3600\text{kgf/cm}^2$

4-4 耐力算定式

実験値 P と継手部せん断力 Q の関係は(4)式で求めた。

$$Q = P(\cos 20^\circ - \mu \sin 20^\circ) \quad (4)$$

まさつ係数 $\mu = 0.7$ と仮定した。

初めに Fisher 式を用い検討を行った。縦軸に実験値と Fisher 式より求まる計算値の比をとり、横軸には全ての補強筋量を選んだ Fig. 12 によると、適合性があまり良くないことがわかった。そこで新たにせん断耐力式を誘導した。

はつり観察の結果、補強筋にはせん断変形が認められ

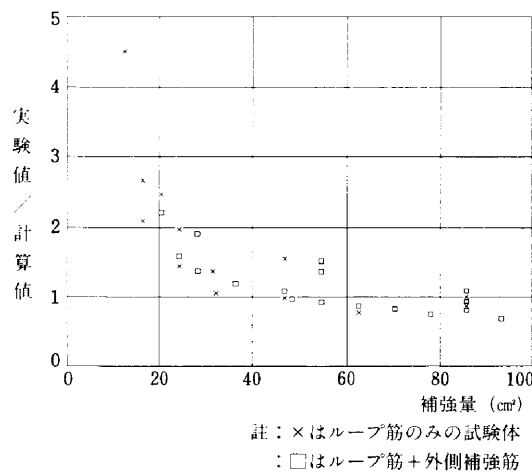


Fig.12 実験値とFisher式の比較

るため、補強効果を Von-Mises の降伏条件に従うものとして、鉄筋の負担せん断力を(5)式で評価した。

$$Q_{st} = \Sigma at_s f_t / \sqrt{3} \quad (5)$$

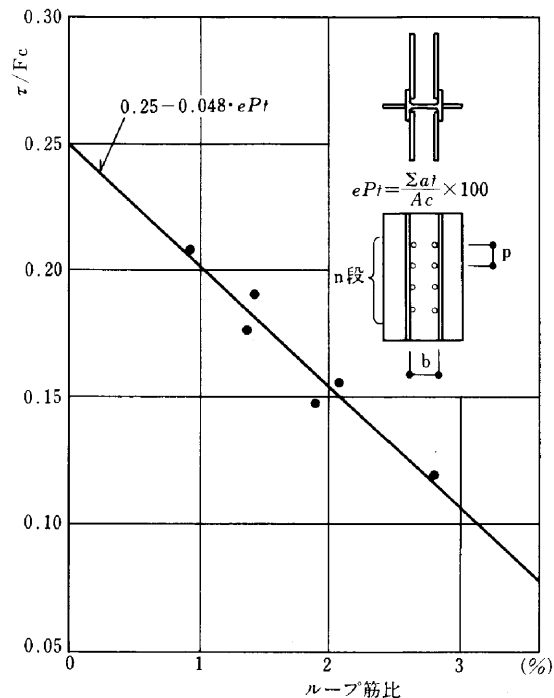
実大模型実験結果のうちループ筋のみを有する試験体について、実験値から鉄筋の負担分 Q_{st} を減じ、せん断断面積 A_c で除し、コンクリート強度 F_c で正規化したものと、ループ筋の補強量の関係性を求めたものが Fig. 13 である。ループ筋の補強筋比が増大するとコンクリート負担せん断力が低下することから、回帰式よりコンクリートの負担せん断力を(6)式で評価した。

$$Q_{con} = (0.25 - 0.048 ePt) F_c A_c \quad (6)$$

実大模型試験体「その1」のコンクリート強度 F_c は $315 \sim 338 \text{ kgf/cm}^2$ 、平均 332 kgf/cm^2 であるが、原位置試験体においては深さ方向にコンクリート強度が変化することに対処するために、 $F_c = \alpha \sqrt{F_c}$ の関係に $F_c = 332 \text{ kgf/cm}^2$ を代入して係数 α を求め、(7)式に変更した。

$$Q_{con} = (4.6 - 0.88 ePt) \sqrt{F_c} A_c \quad (7)$$

実大模型試験体の実験値と計算値の比較を、「その1」は Table 7 に、「その2」は Table 8 に示す。



ePt : $\Sigma at / A_c \cdot 100$ で与えられるループ筋比(%)
 Σat : ループ筋断面積の総和
 A_c : $b \times d$ で与えられるせん断断面積
 b : 鉄骨フランジ間の内寸法
 d : ループ筋のピッチ $p \times$ 段数 n
 Q : 実験値
 σ_y : ループ筋の降伏点
 $Q_{st} = \Sigma at \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$
 $\tau = (Q - Q_{st}) / A_c$
 F_c : コンクリート強度

Fig.13 せん断強度とループ筋の関係

また、「その2」の実験結果より継手鋼材に用いる H 形鋼の成いを変化させても、共通の耐力算定式を用いることができる。

原位置実験の結果及びせん断耐力式より求まる計算値との比較を Table 9 に、荷重変位曲線を Fig. 14 に示す。

4-5 設計式

原位置実験の実験値と計算値との比較では、コンクリート強度の評価をコアの圧縮試験結果を深さ方向に直線回帰した値に標準誤差の3倍を加えたものとした。(Fig. 2 参照)

実験値と計算値の比は $0.75 \sim 0.87$ 、平均 0.81 となった。

WW-4 は、はつりの結果継手部にプランジャーが混入していたことが確認されており、せん断断面積の不足により実験値と計算値の比が 0.75 と若干低くなったものと考えられる。

設計式は原位置実験の結果を踏まえ、実大模型実験で得られたせん断耐力式に係数 0.8 を乗じた(8)式を採用し

Table 9 原位置試験体実験結果
(ただし $F_c = \bar{F}_c + 3\sigma$)

試験体	実験値 Q_{exp} (tf)	コンクリート強度 F_c (kgf/cm ²)		計算値(tf) $Q_{cal} = Q_{con} + Q_{st}$			Q_{exp}/Q_{cal}
		\bar{F}_c	$\bar{F}_c + 3\sigma$	Q_{cal}	Q_{st}	Q_{con}	
WW-1	343.2	383	493	432.6	182.9	249.7	0.79
WW-2	379.8	392	503	435.0	"	252.1	0.87
WW-3	349.4	388	496	433.4	"	250.5	0.81
WW-4	327.7	400	508	436.5	"	253.6	0.75

D22 $\sigma_y = 3721 \text{ kgf/cm}^2$ 註：WW-4はプランジャーを巻きこんでいた

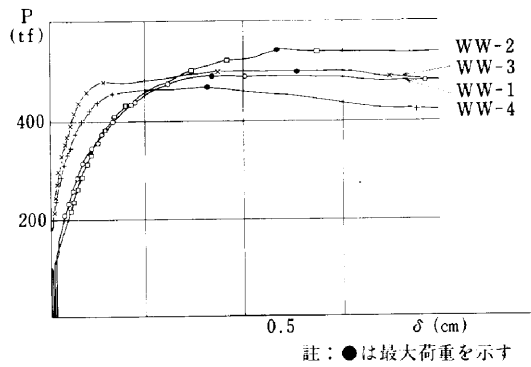


Fig. 14 原位置試験体荷重変位曲線

た.

$$Q = 0.8 \{ (4.6 - 0.88e^{P_t}) \sqrt{F_c A_c} + \sum at_s f_t / \sqrt{3} \} \quad (8)$$

e^{P_t} : ループ筋断面積をコンクリートのフランジで囲まれる部分の面積で除した値(%)で、ループ筋比と定義する

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

A_c : コンクリートのせん断面積 (cm²)

$\sum at$: ループ筋と外側補強筋の断面積の総和 (cm²)

$s f_t$: 鉄筋の短期許容引張応力度 (kgf/cm²)

長期許容せん断力 Q_L は、コンクリートが安定液中で打設することを考え(9)式に示すように安全率を4とした。

$$Q_L = 1/4 \cdot Q \quad (9)$$

短期許容せん断力 Q_s は、長期許容せん断力の1.5倍を採用し、(10)式を得た。

$$Q_s = 1.5 Q_L \quad (10)$$

§ 5. 壁と後打ちく体継手の構造実験

5-1 実験概要

縮小模型実験の結果を踏まえ、継手形状を選定し実大模型試験体18体の実験を行った。この実験結果からせん

断耐力を誘導し、原位置試験体16体の実験結果に適用し、設計式を求めた。

5-2 試験体及び加力方法

コンクリート強度は、実大模型実験では $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 、原位置実験では壁は $F_c = 267 \text{ kgf/cm}^2$ 、後打ちく体は $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ とした。鉄筋は SD30及び SR24 を、継手鉄板は SS41を使用した。

試験体はいずれも Fig. 15 に示すように、壁体の両側にコッター部を介して後打ちく体を接合した2面せん断型とし、1000t ジャッキにより載荷した。(Photo 2)

加力は一方向の繰り返しとし、変位は壁と後打ちく体のすべり及び開きを計測した。

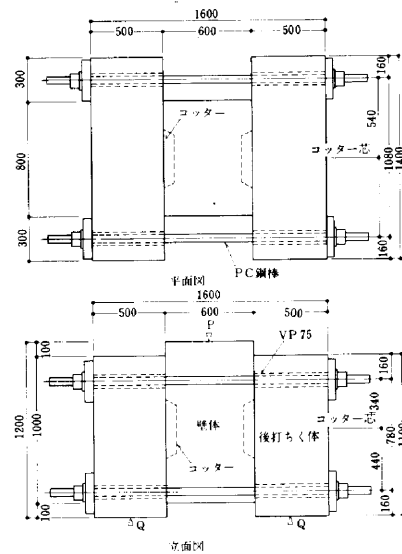


Fig. 15 試験体形状

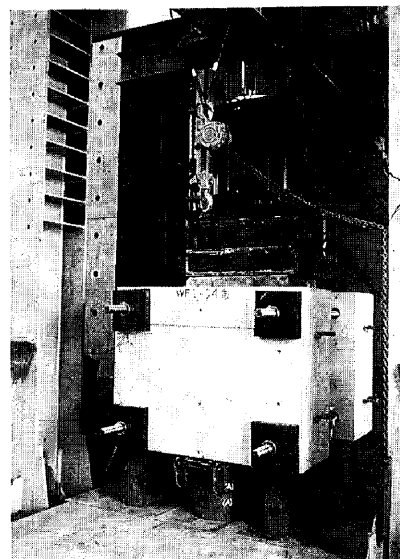


Photo 2 実験状況

試験体は4本のPC鋼棒(60φ)にて加力時の開きを拘束するようにした。初期軸力は導入していない。

継手の形状を Fig. 16 に示す。鉄筋曲げ戻し型とは、丸鋼をあらかじめコッター内に折り曲げておいて施工時に曲げ戻す形式であり、鉄板溶接型とは、コッター内に埋め込んだ固定鉄板にループ筋を有する継手鉄板を溶接する形式である。なお継手鉄板のサイズにより、鉄板一体型と鉄板分離型の2種類がある。

実大模型実験の試験体は Table 10 に示すように、コッターの大きさ、加力方向、継手鋼材の形式、コッター廻りの目荒しの有無をパラメータとする18体とした。

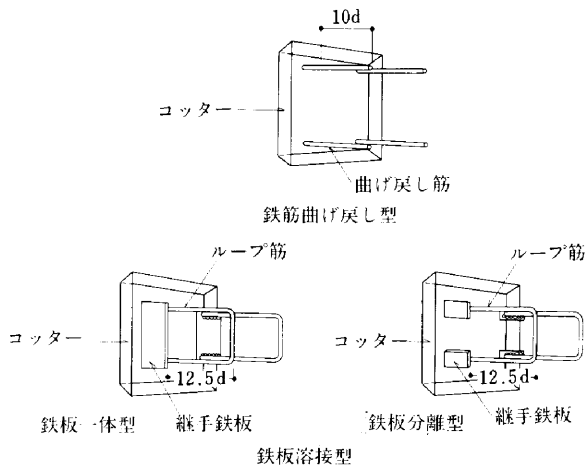


Fig.16 WF継手姿図

Table 10 実大模型試験体一覧

種類	形式	試験体	コッター寸法	継手筋	継手鉄板	
鉄板溶接型	鉄板分離型 ループ筋形式	A1-300	300×300	4-D16	4PL 125×32×9	
		A1-350	350×350	4-D19	4PL 125×38×12	
		A1-400	400×400	4-D22	4PL 125×50×12	
		A2-300	300×300	4-D16	2PL 125×160×9	
		A2-350	350×350	4-D19	2PL 125×210×12	
		A2-400	400×400	4-D22	2PL 125×260×12	
	鉄板一体型 ループ筋形式 (直交加力)	A3-300	300×300	4-D16	2PL 125×160×9	
		A3-350	350×350	4-D19	2PL 125×210×12	
		A3-400	400×400	4-D22	2PL 125×260×12	
		鉄板一体型 ループ筋形式 + 目荒し	A4-300	300×300	4-D16	2PL 125×160×9
			A4-350	350×350	4-D19	2PL 125×210×12
			A4-400	400×400	4-D22	2PL 125×260×12
鉄筋曲げ戻し型	鉄筋曲げ戻し形式	B-300	300×300	4-φ16	—	
		B-350	350×350	4-φ19	—	
		B-400	400×400	4-φ22	—	
コッターのみ	補強筋なし	C-300	300×300	—	—	
		C-350	350×350	—	—	
		C-400	400×400	—	—	

※コッター深さは70mm、テーパ40mmですべて共通

原位置実験の試験体は Fig. 11 に示す構造実験壁より切り出し、コッターの大きさは350×350mm、加力方向を2種類とし、継手は PL12, ループ筋 D19を使用した鉄板溶接一体型の8体(WF1-C1~4, G1~4)と、曲げ戻し筋φ19を使用した鉄筋曲げ戻し型の8体(WF2-C1~4, G1~4)の2種類とする計16体とした。

実大模型実験において、壁と後打ち体との接合面はコッター及び目荒し部分を除きグリースを塗布した。

原位置実験では、壁面を切り出したままの状態としたWF1-C3を除く残りの15体は、壁面をモルタル補修後実大模型実験と同様にグリースを塗布した。

5-3 実験結果

実大模型実験結果一覧を Table 11 に示す。

実大模型実験終了後継手部をはつり、破壊モードを確認したが、継手鋼材のせん断変形、コンクリートの直接せん断破壊面が観察された。コッターの圧壊、鉄筋の破断及び継手鉄板溶接部の破壊は認められなかった。

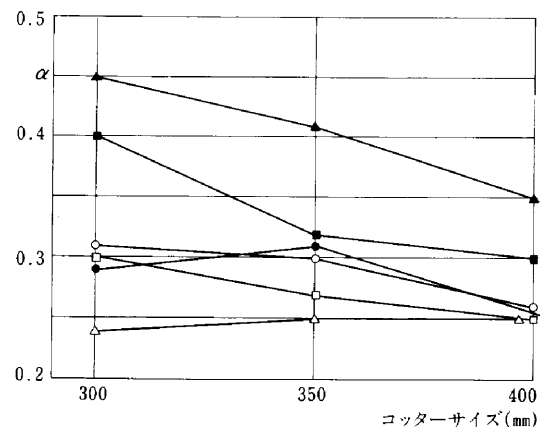
原位置実験においてもはつりの結果、同様の破壊モードが観察された。

5-4 耐力算定式

実大模型実験のはつり観察の結果、継手鋼材にはせん断変形が認められるため、縮小模型実験で得られた耐力算定式と同様に、補強効果を Von-Mises の降伏条件に従うものとして、継手鋼材の負担せん断力を(11)式で評価した。

$$Q_{st} = \sum at_s f_t / \sqrt{3} \quad (11)$$

実大模型実験の実験値から継手鋼材の負担分 Q_{st} を減じ、せん断断面積 A_c で除し、コンクリート強度 F_c で正規化した係数 α と、コッターの大きさの関係を Fig. 17 に示す。



- A1 鉄板分離
- A2 鉄板一体
- △ A3 鉄板一体 (直交加力)
- ▲ A4 鉄板一体 (目荒し)
- B 曲げ戻し
- C コッターのみ

Fig.17 コッターの負担せん断力

Table 11 実大模型試験体実験結果

試験体	実験値 Q_{exp} (tf)	コンクリート 圧縮 強度 F_c (kgf/cm ²)	コッター 断面積 A_c (cm ²)	継手筋 (丸鋼) 総断面積 Σat (cm ²)	継手筋比 (丸鋼) P_t (%) $= \Sigma at / A_c$	継手鉄板 総断面積 Σat (cm ²)	継手鉄板比 P_t (%) $= \Sigma at / A_c$	α	計算値 $calQu$ (tf)	$\frac{Q_{exp}}{calQu}$	$\frac{Q_{exp}}{calQu}$ の平均
A1-300	118.0	316	900	—	—	11.52	1.280	0.309	101.1	1.17	1.05
A1-350	147.0	"	1225	—	—	18.24	1.489	0.297	128.7	1.14	
A1-400	172.5	"	1600	—	—	24.00	1.500	0.258	168.4	1.02	
A2-300	157.0	"	900	—	—	28.80	3.200	0.288	146.1	1.07	
A2-350	207.5	"	1225	—	—	50.40	4.114	0.308	184.9	1.12	
A2-400	234.5	"	1600	—	—	62.40	3.900	0.248	235.6	1.00	
A3-300	140.5	301	900	—	—	28.80	3.200	0.242	142.7	0.98	
A3-350	180.0	"	1225	—	—	50.40	4.114	0.249	180.3	1.00	
A3-400	227.0	"	1600	—	—	62.40	3.900	0.245	229.6	0.99	
A4-300	216.5	347	900	—	—	28.80	3.200	0.453	153.1	1.41	1.33
A4-350	261.5	"	1225	—	—	50.40	4.114	0.408	194.4	1.35	
A4-400	302.0	"	1600	—	—	62.40	3.900	0.347	248.0	1.22	
B-300	95.0	296	900	8.04	0.893	—	—	0.299	81.9	1.16	1.07
B-350	118.0	"	1225	11.34	0.926	—	—	0.265	112.5	1.05	
B-400	145.5	"	1600	15.21	0.951	—	—	0.246	147.4	0.99	
C-300	106.0	"	900	—	—	—	—	0.398	66.6	1.59	1.36
C-350	116.5	"	1225	—	—	—	—	0.321	90.7	1.28	
C-400	143.5	"	1600	—	—	—	—	0.303	118.4	1.21	

D16 $\sigma_y = 3880$ kgf/cm² 16φ $\sigma_y = 3290$ kgf/cm² PL9 $\sigma_y = 4510$ kgf/cm² $calQu$ は $\alpha = 0.25$ を使用
 D19 $\sigma_y = 3760$ kgf/cm² 19φ $\sigma_y = 3340$ kgf/cm² PL12 $\sigma_y = 3030$ kgf/cm²
 D22 $\sigma_y = 3830$ kgf/cm² 22φ $\sigma_y = 3300$ kgf/cm²

C (コッターのみ) と A4 (鉄板一体型+目荒し) を除く12体のコンクリート負担分の係数 α は0.25~0.30前後の範囲にあり、全般にコッターが大きくなるに従い、コンクリートの負担せん断応力度は低下する傾向にある。

はりに取付けることを想定した直交加力型は、コッターの大きさにかかわらず $\alpha \approx 0.25$ となった。このことからコンクリートの負担せん断力は、 α の下限値として0.25を採用し(12)式とした。

$$Q_{con} = 0.25 F_c A_c \quad (12)$$

また、A4のようにコッター周囲を目荒し(巾15cm)を行った場合は、 α がかなり増大することがわかった。

原位置実験の結果及びせん断耐力式より求まる計算値との比較を Table 12 に、荷重変位曲線を Fig. 18 に示す。

壁面を切り出したままの状態とした WF1-C3 は特に高い値を示した。

Table 12 原位置試験体実験結果

試験体	実験値 Q_{exp} (tf)	計算値 $Q_{cal} = Q_{con} + Q_{st}$ (tf)			$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$	
		Q_{cal}	Q_{st}	Q_{con}		
鉄板溶接型	WF1-C1	189.2	184.7	97.3	87.4	1.02
	WF1-C2	188.2	"	"	"	1.02
	WF1-C3	265.9	"	"	"	1.44
	WF1-C4	190.7	"	"	"	1.03
	WF1-G1	193.2	"	"	"	1.05
	WF1-G2	202.0	"	"	"	1.09
	WF1-G3	193.7	"	"	"	1.05
	WF1-G4	186.5	"	"	"	1.01
鉄筋曲げ戻し型	WF2-C1	114.6	109.5	22.1	"	1.05
	WF2-C2	127.9	"	"	"	1.17
	WF2-C3	132.4	"	"	"	1.21
	WF2-C4	120.3	"	"	"	1.10
	WF2-G1	123.7	"	"	"	1.13
	WF2-G2	131.4	"	"	"	1.20
	WF2-G3	125.1	"	"	"	1.14
	WF2-G4	140.5	"	"	"	1.28

註：WF1-C3は後打ちく体との接触面は原位置切出しのまま
 D19 $\sigma_y = 3682$ kgf/cm², PL 12 $\sigma_y = 3343$ kgf/cm²
 φ19 $\sigma_y = 3373$ kgf/cm²
 $F_c = \bar{F}_c + 3\sigma = 258 + 3 \times 9.1 = 285$ kgf/cm²

$$Q = \frac{1}{2} \cdot P$$

5-5 設計式

原位置実験の実験値と計算値との比較では、コンクリート強度の評価を圧縮強度の平均値に標準偏差の3倍を加えたものとした。実験値は計算値を下回ることがないことから、設計式は実大模型実験で得られたせん断耐力式を採用した。接合部1個当りのせん断耐力は(13式)による。

また早稲田大学理工学研究所古藤田喜久雄教授には終始御指導を戴きました。ここにお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会 合成ばり構造設計施工指針・同解説

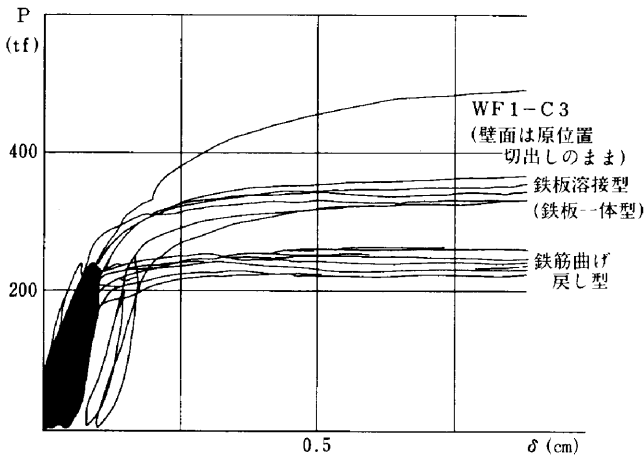


Fig.18 原位置試験体荷重変位曲線

$$Q = 0.25 F_c A_c + \sum a t_s f_t / \sqrt{3} \quad (13)$$

F_c : 後打ちく体のコンクリート設計基準強度 (kgf/cm²)

A_c : コッターのせん断断面積 (cm²)

$\sum a t$: 継手鋼材の断面積の総和 (cm²)

鉄筋曲げ戻し型では丸鋼の断面積の総和

鉄板溶接型では継手鉄板の断面積の総和

f_t : 継手鋼材の短期許容引張応力度 (kgf/cm²)

鉄筋曲げ戻し型では丸鋼の短期許容引張応力度

鉄板溶接型では継手鉄板の短期許容引張応力度

長期許容せん断力 Q_L は、安全率を3とし(14式)によつた。

$$Q_L = 1/3 \cdot Q \quad (14)$$

短期許容せん断力 Q_s は、長期許容せん断力の1.5倍を採用し、(15式)を得た。

$$Q_s = 1.5 Q_L \quad (15)$$

§6. おわりに

DIA-WIN 工法の開発に際し、関東(支)南雲茂雄、九州(支)古賀則康両氏の絶大な御協力を賜りました。