

逆打工法による打継部を含む RC 柱の実験的研究

入 沢 賢 一 武 田 寿 一
大 内 一 竹 本 靖

Experimental Studies on Reinforced Concrete Columns Jointed to the Vertical Direction by Placing Successive Fresh Concrete below the Hardened Concrete

Ken-ichi Irisawa Toshikazu Takeda
Hazime Ohuchi Yasushi Takemoto

Abstract

This report describes the experimental result on the structural behavior of RC columns jointed in the different ways. Three jointing methods adopted in the test are as follows.

Direct method: Placing fresh concrete directly the preplaced and hardened concrete. Injecting method: Injecting resin into the fine jointing section formed by the direct method. Filling method: Making slit of scheduled size between old and new layer of hardened concrete, and filling some kind of expansive materials into it.

Seven columns of the same jointing geometry except jointing methods are tested under the repeated reversible seismic loading with constant axial force. Specimens are composed of one column jointed by direct method, one column by injection method, three columns by filling three different materials (mortar, mortar with aluminum powder, expansive mortar), one column having voids at joint, and one monolithic column having no joint. As the result, we come up to the conclusion that all kinds of jointed columns except the one having voids at the joint, have almost the same bearing capacity and hysteresis as those of the monolithic column, although the column by the filling method shows a little lower stiffness at very large deflection.

概 要

柱の逆打工法で今日一般に直接法、充填法、注入法が採用されている。本報告は、各工法によって製作された打継部を有する RC 柱の構造性能を調べた実験報告である。

試験体は、打継部形状の同じ直接法、注入法、及び 3 種類の充填材（普通モルタル、アルミ粉末モルタル、無収縮性モルタルのタスコン）からなる充填法 3 体と、比較のため分離型（打継部に空隙を設ける）と一体打（順打型）の計 7 体である。試験体は地震力を考慮して、一定軸力のもとでの正負繰返し加力試験が行なわれた。

その結果、大変形時には一体打に比較して充填法の方が若干剛性低下が大きくなるものの、直接法、充填法共に耐力、復元力特性は一体打とほぼ同性状を示すことがわかった。

1. 序

いわゆる逆打工法として現在多くの工法が用いられているが、各工法の施工性からそれらの打継部形状、ホッパーの形状角度、打継部位置等についてはある程度検討が行なわれているものの、施工性と構造性能上の両面からみた標準的工法はいまだ確立されていないのが現状である。

本研究は、工法として直接法、充填法、注入法を選び、各工法について一般に良好と見做され且つよく使用されている充填材、打継部形状を採用し、これら 3 工法の構造部材性能を実験的に検討し、構造上から最

適工法を把握することを目的としている。

2. 実験概要

2.1. 試験体

試験体の形状は、 $400 \times 400 \times 1600$ （単位：mm）の柱で、シアースパン比 a/D を 2 とした。その形状寸法、配筋の詳細を図—1 に示す。打継部位置は柱頭から測って柱高の約 $1/3$ の位置とした。試験体は工法の相違、特に充填法については充填材をパラメータとし、表—1 に示すように計 7 体の試験体を製作し、実験を行なった。なお分離型 C は、後打コンクリートの硬化収縮によって打継部に空隙が出来た場合を想定して 3mm

工法	試験体名	数量	注入又は充填材	打継部形状	試験体製作法
直接法	D	1	なし		(1)柱と同条件で柱を建ててコンクリート打設。 (2)先打コンクリート底面処理はワイヤーブラシにより目荒し。 (3)後打コンクリートはホッパーを設けて打設。
注入法	E	1	エポキシ樹脂		(1)Dと同じくコンクリートは建て打ちし、後打コンクリートもDと同じくホッパーを設けて打設。 (2)後打コンクリート硬化後、継目部を折リ、ここにパイプを差し込み注入ポンプで注入材を圧入 (2~3kg/cm ²)
充填法	T	1	タスコンモルタル (無収縮性)		(1)先打と後打コンクリートは完全に離れているため試験体は横にして同時打設した後、試験体を立てて、この間隙部に充填材を注入ポンプにより注入する。充填材パイプ φ1'。 (2)打継部は無処理 空気抜パイプ φ6/8'
	A	1	アルミ粉末モルタル (膨張性)		
	M	1	普通モルタル		
分離型	C	1	なし		(1)打継部はE-3によって完全にコンクリートだけは不連続となり、鉄筋のみ連続している。 (2)試験体は横打にし、型をコンクリート硬化前にぬき取り、3mmのすき間を設ける。
順打型	S	1	なし	一体打	(1)試験体は横打にして打継部はない。

表一 試験体一覧表

1m³当り

セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤 (ボゾリス No.10L)	W/C	A/S
32.0kg	152kg	738kg (表乾)	1129kg (表乾)	1.60kg	47.5%	40.0%

表二 コンクリートの配合

材令	圧縮試験				割裂試験		
	σ _c (kg/cm ²)	E _c (×10 ⁵) (kg/cm ²)	cE _B (×10 ⁻⁶)	比重	σ _t (kg/cm ²)	比重	
本体	204日	353.9	2.38	2130	2.31	23.61	2.30
D, Eの 後打 con	190日	323.8	2.40	2085	2.29	24.62	2.29
解析に用いた値		353.9	2.38	2130	2.31		

表三 コンクリートの性質

材令	示方配合 1m ³ 当						ブリージング量 (cm ³ /m ²)	ブロー率 (%)	ブロー値 (mm)
	C	T	A	W	S	W/C			
普通モルタル (M)	665	—	—	351	1330	52.7	0.223	6.562	210
アルミ粉末モルタル (A)	665	—	0.0665	337.3	1330	50.7	0.207	6.353	213
タスコンモルタル (T)	764	94	—	347	858	40.4	0.0289	0.853	247

表四 充填材の配合

材令: 28日	σ _{max} (kg/cm ²)	E _c (×10 ⁵) (kg/cm ²)	cE _B (×10 ⁻⁶)	比重
普通モルタル (M)	361.7	2.05	2545	2.16
アルミ粉末モルタル (A)	296.3	1.92	2230	2.08
タスコンモルタル (T)	509.5	2.44	3345	2.02

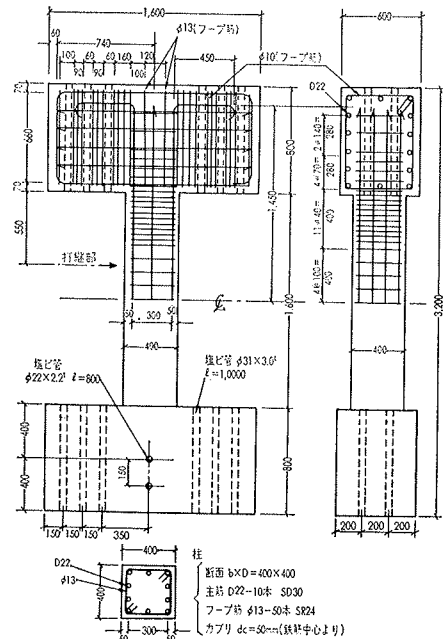
表五 充填材の性質

の間隙を設けた試験体で、コンクリートはこの部分で不連続になっている。主筋はD22-10本 (P_t=1.106%), せん断補強筋はφ13を使用し、柱両材端 1/4 では 4 cm ピッチ (P_w=1.66%), 打継部を含む残りの区間では短期設計通り 10cm ピッチ (P_w=0.665%) に配筋した。このようにピッチを変更したのは柱材端近傍が打継部より先行してせん断破壊するのを防ぐためである。

2.2. 使用材料

(1) コンクリート 普通セメント、粗骨材最大寸法 25mm の川砂利、川砂の細骨材、ボゾリス No. 10L (減水剤) を使用し、スランプ 10cm の生コンとした。4 週設計基準強度は F_C=210 kg/cm² とし、その配合及び実験時の材料性質を表一 2, 3 に示す。養生は試験体と同一条件のもので、モールドは φ150×300mm を使用した。

(2) 充填材 3 種の充填モルタルの配合、性質を



図一 試験体形状

材質	主筋	帯筋
	SD 30	SR 24
σ _y	3586 kg/cm ²	3165 kg/cm ²
sε _y	1800×10 ⁻⁶	1670×10 ⁻⁶
E _s	1.99×10 ⁶ kg/cm ²	1.99×10 ⁶ kg/cm ²

表六 鉄筋の性質

	S	D	M	A	T	C	E
0.7Py	1	1	1	1	1	1	1
δy	4	5	4	2	2	2	4
2δy	4	4	4	—	2	2	—
3δy	2	2	2	—	—	2	—
4δy	2	2	1	2	2	—	—
5δy	—	—	1	—	—	—	—
6δy	2	2	2	2	2	2	—
8δy	2	2	2	2	2	—	—
破壊	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	⊖

P_y, δ_y: 材端主筋降伏時の荷重及び変形

表七 実施繰返し回数

工法	試験体	正負	せん断		せん断補強筋	座屈	降伏	最大荷重	初め時の変形	降伏時の変形	最大荷重時の変形	P _{sc} 時のせん断応力	P _a 時のせん断応力	破壊モード
			P _{sc} (t)	P _{sc} (t)										
直接法	E	+	17.2	34.0	30.0	38.0	—	38.0	2.12	9.80	—	24.5	44.31	S→Bu
注入法	S	+	16.0	17.0	17.0	37.0	—	37.0	0.83	—	—	13.9	43.15	—
		-	12.0	25.0	32.0	40.2	—	37.8	42.5	0.59	9.02	31.50	26.1	46.88
直接法	D	+	12.0	28.0	34.4	40.0	—	34.5	42.6	0.74	—	28.1	46.64	—
		-	12.0	28.0	28.0	34.0	—	34.6	41.9	0.89	9.81	31.24	22.9	39.65
充填法	M	+	16.0	27.0	30.0	36.0	—	34.0	41.6	1.47	—	24.9	41.98	—
		-	12.0	23.2	28.0	37.6	—	35.1	40.3	0.88	9.84	24.12	22.9	43.85
順打型	A	+	12.5	23.1	26.4	30.0	—	35.9	41.2	0.42	—	21.6	34.99	S→B
		-	13.8	20.0	28.0	40.4	—	35.4	41.5	1.51	9.35	37.40	22.9	47.11
充填法	T	+	14.1	22.0	28.0	40.0	—	37.6	42.2	0.61	—	22.9	46.64	S→B
		-	10.0	20.0	30.0	30.0	—	36.0	41.3	0.88	9.25	18.50	24.5	34.99
分離型	C	+	12.2	26.4	32.0	38.9	—	35.3	40.9	0.50	—	26.1	45.36	F→B
		-	14.0	23.0	23.0	23.0	—	30.0	30.5	1.02	12.48	27.10	18.9	26.82
			14.0	22.0	26.4	26.4	—	25.2	25.9	0.79	—	18.0	30.79	破壊モード不明

F: 曲げ降伏 S: せん断破壊 B: 付着破壊 C: 圧壊 Bu: 主筋座屈 W: 帯筋切断

表八 実験値一覧表

表一 4, 5 に示す。モールドは φ50×100mm で試験体と同一条件の養生のものである。

(3) 鉄筋 材料性質を表一 6 に示す。

2.3. 加力方法

建研式加力装置を使用し、一定軸力 (試験体 E を除き 39 kg/cm²) のもとで両端固定柱の水平正負繰返し加力を行なった。初めは荷重制御とし、柱材端主筋の引張降伏後は変形制御の実験とした。但し分離型 C だけは打継部主筋の局部曲げ変形により、主筋両面に貼付したゲージの歪度が異符号でいずれかが降伏歪度 sε_y に達したときの部材相対変形 δ_y' をもって変形制御の実験とした。(図一 2 参照) これら実施繰返し回数を表一 7 に示す。

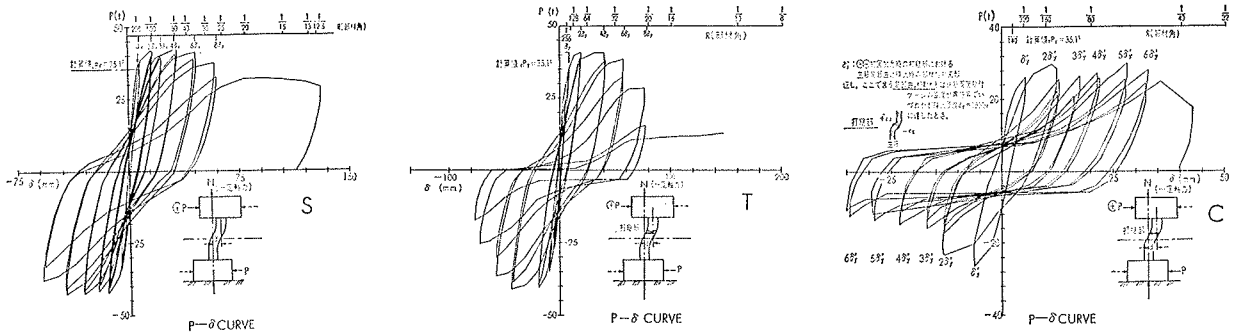


図-2 荷重～変形曲線 (P～δ曲線)

3. 実験結果と考察

3.1. 実験値一覧表, 荷重～変形曲線 (P～δ曲線)

実験結果を表-8に示す。荷重～変形曲線の代表例として、一体打の試験体S, 充填法の試験体T (充填材はタスコ) 及び分離型Cの場合を図-2に示す。他の試験体のヒステリシスについては、直接法DはSと、充填法M, A (充填材は普通モルタル, アルミ粉末モルタル) はTとそれぞれほぼ類似した形状である。

3.2. 打継部の特性

(1) 破壊状況 DはSと凡同じ亀裂性状であり、 $2\delta_y$ 時 (δ_y : 材端主筋降伏時の部材相対変形) に打継部に曲げせん断亀裂を生じた。M, A, Tは δ_y 時で打継部を交差する斜めせん断亀裂がみられた。Tについては $2\delta_y$ 時に打継部を境界にして継目より、上部にはせん断亀裂、下部には曲げせん断亀裂が明確になり、充填法の内々異なる性状を示した。Cは打継部から上下にせん断亀裂が生じ、又打継部からのかぶりの剝離から主筋のダボ効果の低下により破壊した。変形 δ_y の4サイクル時の打継部近傍の亀裂状況を写真1, 2, 3に示す。

(2) 打継部の曲げ変形 打継部における M/ϕ (打継部における曲げモーメントM, 曲率 ϕ は鉄筋歪で求めた) と柱材

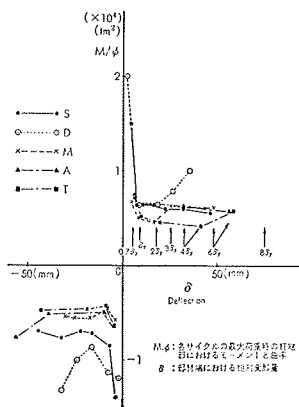


図-3 打継部 $M/\phi \sim \delta$

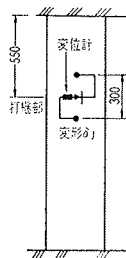


図-4

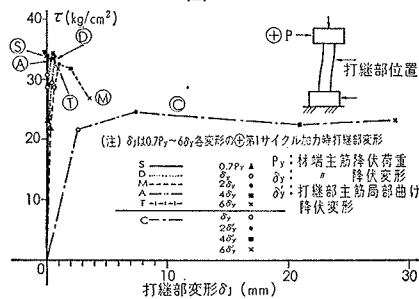


図-5 $\tau \sim \delta_j$

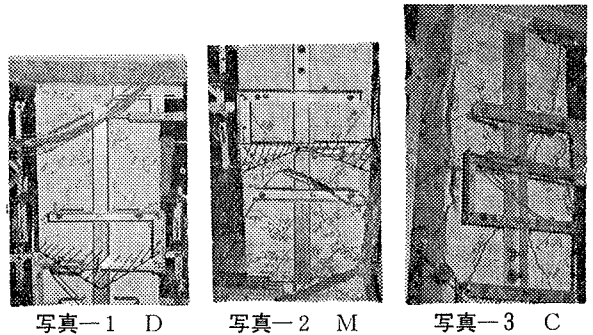
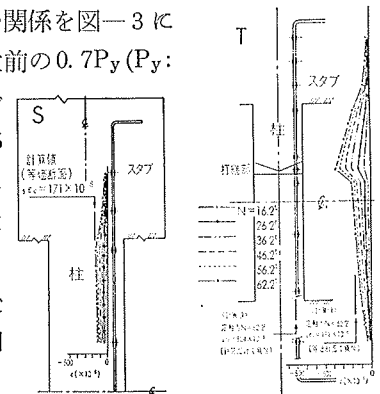


写真-1 D

写真-2 M

写真-3 C

端の相対変形 δ との関係を図-3に示す。材端主筋降伏前の $0.7P_y$ (P_y : 降伏荷重) 加力時で S, Dは $M/\phi = 1.5 \sim 2 (\times 10^4) t \cdot m^2$ に対し、他の工法は $0.7 (\times 10^4)$ 程度と低い。しかし降伏後はいずれも顕著な相違はなく $0.4 \sim 0.6 (\times 10^4)$ 程度である。



(3) 打継部のせん断変形とすべり変形 図-4に示すような方法で打継部の変形 δ_j を測定した。これとせん断応力 $\tau = P/Bj$ (但し, P: 水平加力, B: 柱幅, d: 柱有効高, $j = \frac{7}{8}d$) との関係図を図-5に示す。これにより打継部をはさんだ2点間の水平変形はC以外の試験体に関しては極めて小さい。

(4) 軸方向荷重と打継部 軸力だけによる主筋の歪度分布を図-6に示す。直接法DはSと同歪度分布を示し、軸力を等価断面で負担した計算値 $\epsilon_{sc} = 171 \times 10^{-6}$ とよく一致している。充填法はいずれもこの計算値 ϵ_{sc} の約2倍と大きい歪度を示した。Cは当然他のものより非常に大きい。

3.3. RC部材としての力学的性状

(1) 破壊状況 各試験体の最終破壊状況を写真-4に示す。

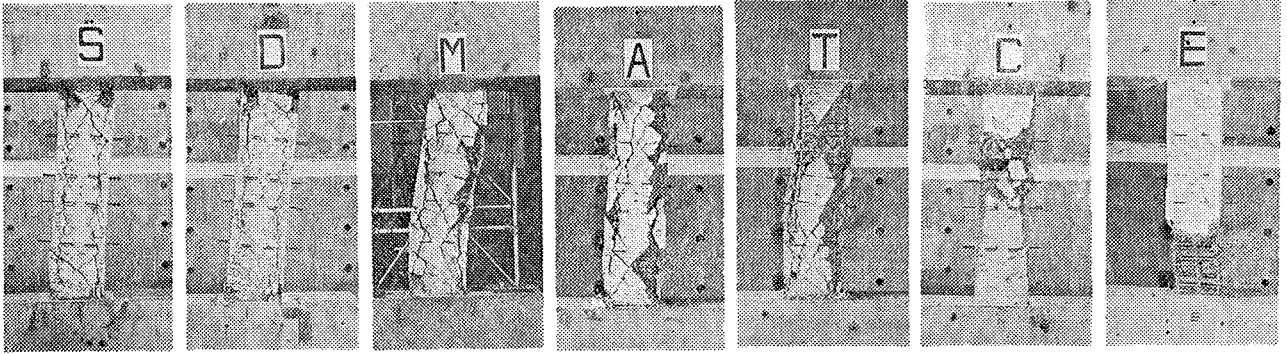


写真-4 最終破壊状況

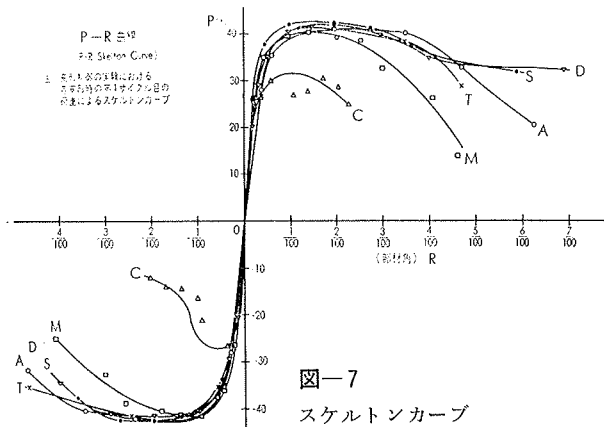


図-7 スケルトンカーブ

<計算式、記号>

- 曲げきれつ荷重 $\text{計}P_{BC} = \frac{M_C}{h/2}$
 $M_C = 1.8\sqrt{\sigma_c} \cdot Z_0 + \frac{ND}{6}$
- 曲げせん断荷重 $\text{計}P_{BSC} = 0.265 B d \sqrt{\sigma_c}$
 $+ \frac{M_{BC}}{M/Q-d/2}$ (Sozen の式)
- 柱のせん断きれつ荷重 $\text{計}P_{NC} = \tau_{NC} \cdot B_j$ $\tau_{NU} = \tau_{OC} + 0.15 \frac{N}{BD}$ $j = \frac{7}{8}d$
- 柱の終局せん断きれつ荷重 $\text{計}P_{NU} = \tau_{NU} \cdot B_j$ $\tau_{NU} = \tau_{OU} + 0.04 \frac{N}{BD}$
 $\tau_{OC} = \frac{\text{計}P_{SC}}{B_j}$ $\text{計}P_{SC} = \left\{ \frac{0.065 k_C (500 + \sigma_c)}{M/Qd + 1.7} \right\} B_j$
 $k_U = 0.737$
 $k_P = 0.83$
 $\tau_{OU} = \frac{\text{計}P_U}{B_j}$ $\text{計}P_U = \left\{ \frac{0.092 k_U k_P (180 + \sigma_c)}{(M/Qd + 0.12)} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_y} \right\} B_j$
- 付着応力度 $\text{計}\tau_a = \left(13.5 + \frac{\sigma_c}{25} \right) \times 1.5$ (短期設計)
 実験値 $\tau_a = \frac{P_B}{\psi j} = \frac{P_B}{28 \times \frac{7}{8} \times 35}$
- e_P : e 関数法による材端主筋の引張降伏荷重
 c_{PB} : e 関数法による圧縮側コンクリートの破壊歪度
 $c_{EB} = 2130 \times 10^{-6}$ に達したときの荷重
 s_{PCy} : e 関数法による圧縮側鉄筋が降伏歪度
 $s_{eY} = 1800 \times 10^{-6}$ に達したときの荷重
 $s_{P_{max}}$: e 関数法による最大荷重

破壊形式は、S, D, M, A, T いずれも曲げ降伏後の付着破壊型で、 $6\delta_y$ 以後耐力低下した。しかしTのみは若干、様子が異なり打継部上部ではせん断亀裂、下部では付着亀裂が主要因となり、耐力低下して破壊した。

以下破壊経過について説明する。S, D, M, A, T 共せん断亀裂は δ_y 変形時に至る前に発生し、付着亀裂発生時はくり返し加力の相違 (表-7 参照) 等で若干異なる。

S, D: 付着亀裂は、S が $3\delta_y$, D が $2\delta_y$ で発生し、繰返し荷重と変形増大に伴い増殖し、 $6\delta_y$ 以後耐力低下して破壊した。

M: 5体の内では δ_y 時に部材全体に亘ってせん断

試体	計算値		実/計							初期剛性		降伏点剛性	
	$\frac{N}{BD}$	$\frac{e_c}{d}$	$\frac{P_{BC}}{\text{計}P_{BC}}$	$\frac{P_{BSC}}{\text{計}P_{BSC}}$	$\frac{P_{NC}}{\text{計}P_{NC}}$	$\frac{P_U}{\text{計}P_U}$	$\frac{e_Y}{e_{Ymax}}$	$\frac{P_{max}}{e_{Pmax}}$	$\frac{r_a}{\text{計}r_a}$	実験値 K_C	$\frac{K_C}{K_C}$	実験値 K_Y	$\frac{K_Y}{K_Y}$
S	0.10	0.10	1.10	1.10	1.23	0.99	1.07	1.05	1.13	20.31	1.31	5.21	1.20
D	0.10	0.10	1.10	1.34	1.38	1.06	0.88	1.05	1.12	16.22	—	4.43	1.13
M	0.10	0.10	1.10	1.11	1.14	0.86	1.00	0.99	1.05	13.64	0.88	4.36	1.12
A	0.12	0.12	1.15	1.10	1.14	0.82	1.02	1.01	0.84	29.76	—	3.79	0.92
T	0.12	0.12	1.26	0.95	0.98	0.86	1.00	1.02	1.13	9.14	0.59	3.79	0.92
C	0.12	0.12	1.28	1.10	1.13	0.72	—	0.75	0.65	13.73	0.88	2.40	—
E	0.10	0.10	1.28	1.05	1.08	0.68	—	0.61	0.74	17.72	—	3.88	—

表-9 実験値/計算値

- 初期剛性: P_{BC} : 曲げきれつ荷重
 実験値 $K_C = P_{BC}/\delta_C$ δ_C : 曲げきれつ発生時の変形
 計算値 $K_E = \text{計}P_{BC}/\delta_E = \left(\frac{2(L/2)^3}{3EI_0} + \frac{2\kappa(L/2)}{GBD} \right)^{-1}$
 $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ $\nu = \frac{1}{6}$
 $\kappa = 1.2$
- 降伏点剛性: $K_Y = P_Y/\delta_Y$ P_Y : 材端主筋降伏荷重
 δ_Y : 降伏変形
 計算値 $_{cal}K_Y = e_P Y/\delta_{cal}$ $e_P Y$: e 関数法により求めた曲げ降伏変形
 δ_S : 弾性せん断変形
 I_0 : 等価断面2次モーメント $\delta_S = \left(\frac{\kappa \cdot e_P Y \cdot L/2}{G \cdot B \cdot D} \right) \cdot 2$ $\kappa = 1.2$
 Z_0 : 等価断面係数 δ_N : 主筋伸び出しが部材に与える付加変形
 σ_C : コンクリート圧縮強度 $\delta_{cal} = e\delta_Y + \delta_S + \delta_N$
 N : 軸力 δ_J : 打継部で測定した (図-4 参照) 水平変形
 B : 柱幅(40cm)
 D : 柱高(40cm)
 d : 柱の有効高(35cm)
 L : 柱の全長(160cm)

亀裂が最も多く発生し耐力低下が著しい。

A: 2, 3 δ_y の繰返しをしなかったためか、付着亀裂は 4 δ_y で確認され、それ以後は S, D と同じように破壊に至った。

T: 打継部の上部ではせん断亀裂が主要因となり、せん断亀裂先端部分からかぶり剥落し、下部では付着亀裂が主要因となって、柱頭柱脚で若干違った破壊性状を示した。

C, E: C は前項 3.2(1) を参照。E は試験体内部に空洞(アバタ)があり、この部分でせん断破壊により主筋は座屈した。

なお、最大荷重が生じた時の変形は、T: 2 δ_y , M: 3 δ_y , S, D, A: 4 δ_y であった。

E を除く 6 試験体の耐力比較をスケルトンカーブで示すと図-7 のようになる。

(2) 実験値と計算値の比較 諸強度及び諸剛性に対してそれぞれ表-9 に示す。D, M, A, T は S と同じく曲げひびわれ荷重、降伏荷重、最大荷重はいずれも計算値とよく一致している。又初期剛性の計算値に対する実験値の比率に関して S は 1.3, D, M, A, T は 0.6~0.9 とやや小さい。又降伏点剛性も曲げ変形、せん断変形及びスタブからの主筋伸び出しによる付加変形を考慮すると直接法、充填法いずれも比率は一体打 S とほぼ一致している。又 C, E の曲げひびわれ荷重は計算値とほぼ一致しているが、他 5 体と破壊性状は異なり、降伏荷重は材端の主筋降伏荷重(計算値)の 0.78~0.85 までしか達しなかった。

(3) 等価粘性減衰定数 h_e (a) 部材角 R と h_e との関係: h_e と R の関係は図-8 に示すように C を除いていずれも変形増大に伴い h_e も大きくなるが、最終破壊に近い 8 δ_y 時では逆に小さくなる傾向がある。M が 6 δ_y 時で他の S, D, A, T に比較して h_e が小さいのは、他試験体に比較して δ_y 時にせん断亀裂が柱部材全体に多発し、6 δ_y に至るまでの繰返し回数も

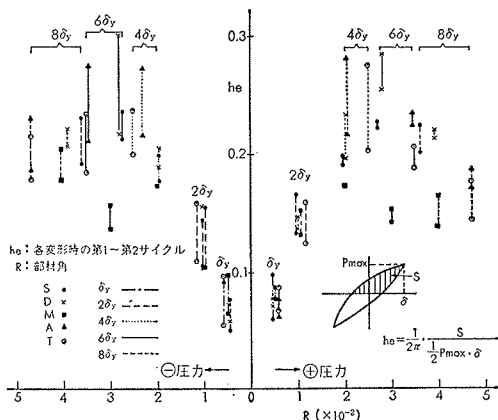


図-8 $h_e \sim R$

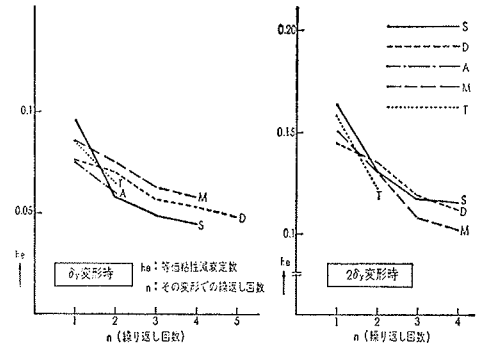


図-9 $h_e \sim n$

A, T より多いこと等によるものと推定される。(b) 繰返し回数 n との関係: δ_y 変形時及び 2 δ_y 変形時のそれぞれの変形時での繰返し回数 n と h_e の関係を図-9 に示す。変形の小さい 2 δ_y 程度における h_e は直接法、充填法とも一体打 S と凡同じで顕著な相違はみられない。

4. 結び

(1) 今回の軸方向応力度 $\sigma_0 = 39 \text{ kg/cm}^2$ 程度における正負繰返しの曲げ、せん断実験に対しては C を除くいずれの工法も、打継部の局部的変形はなく且つ柱部材全体の耐力変形能に影響を与えなかった。一体打に比較して充填法は降伏変形 δ_y の 6 倍の大変形では耐力低下が若干大きい、打継部によるものとは考えられない。(2) 柱軸方向力のみ加力した際の打継部近傍の主筋歪度は、直接法は一体打と同じく全断面有効として計算した値にほぼ等しく、充填法はそれの約 2 倍程度となった。(3) 柱部材のエネルギー吸収の検討結果、変形 6 δ_y 以前では各工法とも顕著な相違はみられない。(4) 施工管理が不十分な場合は、これを想定して製作した試験体 C のように、構造部材の力学的性状は極めて劣化する。(5) その他一般的に逆打工法に関して次のようなことが考えられる。即ち直接法は、断面形状、後打部材長が大きいために生ずる後打コンクリートの硬化収縮による沈下や SRC 構造の施工性の難易を考える必要がある。又打継面の角度はせん断亀裂面と同一になるのは好ましくなく、充填法の場合は本実験のように 20° 程度、直接法は施工性上からも考慮して 30° 程度が適当といえる。

参考文献

- (1) 北後 他 2 名: 逆打工法における柱打継部の問題点と対策, 建築技術, (1973. 2)
- (2) 久志: 逆打工法によって打設したコンクリート打継部形状, 建材試験情報, (1972. 12)
- (3) 武田, 吉岡, 中山, 小池: 鉄筋コンクリート短柱の実験, 大林組技術研究所報, No. 9 (1974)