電算機-アクチュエータオンラインシステムによる 鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験

その 2 オンライン応答実験-1

正会員 岡 田 恒 男*
正会員 関 松 太郎**

まえがき

本報は、5編より構成される同名論文の第2報であり前報(その1)³¹⁾で述べたオンラインシステムによる地震応答実験の方法と計算機シミュレーションの方法を用いて、鉄筋コンクリート造柱崩壊形1層骨組の地震応答シミュレーションを行なった結果について述べるものである。なお、本報では、結果を詳細に報告することにとどめ、結果の総合的検討は、その4(第4報)およびその5(第5報)で行なう。また、本実験シリーズの概要は、すでに文献 32)~34)に発表している。

4. 単純梁形柱を用いた実験

4.1 対象骨組と試験体

対象単位骨組と試験体の諸元の対応は、Fig. 4.1 に示したように、単位骨組の応答変位を x 、柱1本のせん断力を Q 、試験体の応答変位を x_L 、および、試験体の荷重を P_L とすると、 $x=2 \cdot x_L$ 、 $Q=1/2 P_L$ である。柱の軸力は変動しないものとし、実験中は一定軸応力度 $\sigma_0=22.4 \text{ kg/cm}^2$ (約 $0.08 F_c$) に保持させた。骨組の諸元を Table 4.1 に示す。主要な実験変数は、骨組の弾性固有周期で 0.6, 0.4, 0.2, 0.15 sec の4種類である。本シリーズではすべての骨組について試験体の寸法および軸応力度が同一であるから、試験体製作の不均一がなければ初期剛性はすべて同一となる。そこで、オンライン応答実験に先だって行なった定振幅繰返し加力実験(骨組 FD-6)より得た弾性剛性 (8.5 t/cm) を用いて、骨組の固有周期が仮定した値となるように質量 M を定めた。入力地震動の種類と大きさについては、4.3 数値解法に用いた諸定数で述べる。

試験体の詳細は、Fig. 4.2 に示した。断面は $B \times D=15 \times 15 \text{ cm}$ 、支点からスタブ表面までの距離は 60 cm (せん断スパン比 $a/D=4$) である。主筋は 8-D10、フープは $4\phi @ 50$ で、引張鉄筋比 $p_t=0.95\%$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.34\%$ である。なお、主筋はアンカーのために端部鉄板 ($t=29 \text{ mm}$) に溶接した。配筋は、日本

* 東京大学生産技術研究所 助教授・工博

** 東京大学生産技術研究所 助手

(昭和 53 年 4 月 28 日日本稿受理、討論期限昭和 54 年 8 月末日)

Fig. 4.1 解析対象骨組と試験体との関係

Table 4.1 解析対象骨組の特性と入力地震の大きさ

Frame ID	Initial Period T_1 (sec)	Mass M (kg.sec ² /cm)	Peak Ground Acceleration		$\frac{k_y^{**}}{k_g}$
			$(\ddot{x}_0)_{max}$ (gal)	k_g^*	
FD-6	Cyclic Loading Test				
FD-7	0.6	77.51	29.67	0.030	1.11
FD-8	0.4	34.45	66.76	0.068	1.15
FD-9	0.2	8.61	267.03	0.273	1.13
FD-10	0.15	4.84	474.74	0.484	1.13
FD-11	0.2	8.61	400.50	0.409	0.75

$$* k_g = (\ddot{x}_0)_{\max} / 980$$

$$** \frac{k_y}{k_g} = \frac{Q_y}{Mg} / \frac{(\ddot{x}_0)_{\max}}{g}$$

Fig. 4.2 試験体の詳細

Table 4.2 鉄筋とコンクリートの力学的性質

(a) Concrete					
Young's Modulus ($\text{kg/cm}^2 \times 10^5$)	Compressive Strength (kg/cm^2)	Strain at Compressive Strength (%)	Slump (cm)	Test Date after Casting (weeks)	
2.7	313.0	0.2	21.5	15	

(b) Reinforcing Bar						
Reinforcement	JIS Grade	Nominal Diameter (mm)	Area (cm^2)	Yield Strength (kg/cm^2)	Ultimate Strength (kg/cm^2)	Young's Modulus ($\text{kg/cm}^2 \times 10^5$)
Longitudinal Bar	SD 30	10.0	0.71	3610.0	5420.0	2.1
Tie	SR 24	4.0	0.13	2400.0	3300.0	2.1

Fig. 4.3 加力装置

建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1975」に従い、曲げ破壊がせん断破壊に先行するように定めた。コンクリートには、豆砂利（最大粒径 10 mm）コンクリートを用い、主筋には SD-30、フープには SR-24 を用いた。これらの力学的性質を Table 4.2 に示す。

4.2 加力装置

Fig. 4.3 に加力装置を示した。加力には、2 台の電気油圧式アクチュエータ（共に、荷重容量 $\pm 20 \text{ t}$ 、ストローク $\pm 150 \text{ mm}$ ）を用い、そのうちの 1 台で試験体に応答変位を強制し、他の 1 台で一定軸力を作用させた。加力は単純梁形式で行ない、一方の端をピン支持にし、他端を軸方向変形が可能なローラー支持にした。加力点には、材軸方向の摩擦除去のため Flat Cage 型のローラーを使用した。アクチュエータによって強制された応答変位は、インダクタンス式変位計（フルスケール $\pm 50 \text{ mm}$ ）により試験体のスタブ中心位置で測定された。

4.3 数値解法に用いた諸定数

前報³¹⁾2.3 で述べた数値積分における線形加速度法と中央差分法との境界変位 x_{LIM} に関しては、初期亀裂発生変位 x_C （約 0.1 cm ）の $1/3$ の値を用いた。

入力地震波形は、1968 年十勝沖地震の際、八戸港湾で測定された NS 方向の地動加速度記録の最大加速度付近 10 秒間（原記録時間の 15.0 秒から 25.0 秒までの間）と、地震終了後の自由振動を調べるために加えられた 2 秒間の 0 データの計 12 秒間であった。1 ステップの地震データの時間刻みと応算計算の時間刻みはともに 0.01 秒 、すなわち、計算ステップ数は 1200 であった。

入力地震加速度の大きさは、Table 4.1 に示したように、オンライン実験に先だって行なわれた定振幅繰返し加力実験 (FD-6) で測定された第 2 降伏点での降伏せん断力 Q_{y2} と、仮定した質量 M とより、各骨組の降伏震度 $k_y \left(= \frac{Q_{y2}}{M \cdot g} \right)$ と入力地震波の震度 $k_g \left(= \frac{(\ddot{x}_0)_{\max}}{g} \right)$ との比 k_y/k_g が、骨組 FD-7 から FD-10 までは約 1.13, FD-11 ($T_1=0.2 \text{ sec}$) については 0.75 と定めた。

設定変位を試験体に強制するための計算機によるデジタルフィードバックの方式は、前報（その 1）³¹⁾ の付録に述べてある等分割変位出力によった。D/A 変換器の出力時間間隔は、アクチュエータの追従速度などを考慮して、 $500 \sim 1000 \text{ ms}$ 、A/D 変換器の取込み時間間隔は、 10 ms として、機械の信号ノイズやアンプの不安定さなどを取込まないように 40 データの平均値を 1 情報量とした。

実験に要した時間は、計算機の演算時間、A/D・D/A 変換器の I/O 時間、モニター用タイプライターの出力時間、試験体の亀裂観察時間などを合計すると、1 ステップあたり平均 10 秒（実応答時間の約 1000 倍）で、合計約 4 時間であった。

4.4 実験結果

以下にオンライン応答実験の結果、並びに計算機シミュレーション (OS-1 S, OS-1 D) の結果を示し若干の比較・検討を行なう。なお、実験および計算結果の総合的検討は第 4 報および第 5 報で報告する。

4.4.1 定振幅繰返し加力実験 (FD-6)

ここで述べる定振幅繰返し加力実験は、

- オンライン実験に用いる対象骨組の力学特性を求める。
- 本研究で用いた試験体が定振幅繰返しをうけた時の破壊性状を調べる。

などの目的で行なったものである。

加力計画は、まず中段筋降伏変位 x_{y2} の約 2 倍 ($\mu=2$, $x=\pm 2.4 \text{ cm}$, 部材角 $R=1/50$) で 1 サイクル手動で繰返し、引続いて同振幅 0.1 Hz の $\sin$ 波で 50 サイクル（通算 51 サイクル）繰返し、最後に変位振幅を更に 2 倍した約 $4 x_{y2}$ ($\mu=4$, $x=\pm 4.6 \text{ cm}$, $R=1/25$) で崩壊に至るまで繰返した。これらの繰返し周波数、回数、振幅などの制御は手動で行ったものを除きアクチュエータに組込まれた制御機構によった。

骨組の変位、およびせん断力の値を Table 4.3 および Table 4.4 に示し、せん断力 (Q)—変位 (x) 曲線の実験値を Fig. 4.4, 計算値 (OS-1 S) を Fig. 4.5 にそれぞれ示してある。また、破壊性状は Photo 4.1 に示した。

- (1) $2 x_{y2}$ ($\mu=2$, $x=\pm 2.4 \text{ cm}$, $R=1/50$) の繰返し加力

Table 4.3 骨組の応答変位

Frame ID	Initial Period T_1 (sec)	Cracking Stage X_c (cm)	Yield Stage					Maximum Response Displacement	
			X_{y1} (cm)	X_{y2} (cm)	Displacement X_{01} (cm)	Rotation Angle $R = X_{01}/h$ (1/20cm)	Ductility Ratio $\mu = X_{01}/X_{05}$	Calculation $X_{05} (X_{01}/X_{05})$ (cm)	
FD-6	—	0.09	0.60	1.20	—	—	—	—	On-Line Test
FD-7	0.6	0.09	0.74	1.40	-1.23	0.010	0.88	-1.22 (1.01)	Cyclic Loading Test
FD-8	0.4	0.10	0.64	1.40	-1.93	0.016	1.38	-1.66 (1.16)	
FD-9	0.2	0.12	0.82	1.40	2.54	0.021	1.81	1.96 (1.29)	
FD-10	0.15	0.11	0.80	1.40	3.25	0.027	2.32	3.17 (1.03)	
FD-11	0.2	0.10	0.80	1.40	-6.21	0.052	4.44	4.99 (1.24)	

Table 4.4 骨組の応答せん断力

Frame ID	Initial Period T_1 (sec)	Cracking Stage Q_c (ton)	Yield Stage		Base Shear Coef.		K_y/K_g	
			Q_{y1} (ton)	Q_{y2} (ton)	$K_{y1} = \frac{Q_{y1}}{Wg}$	$K_{y2} = \frac{Q_{y2}}{Wg}$	$\frac{K_{y1}}{K_g} = \frac{Q_{y1}}{H(X'_{01}/X'_{05})}$	$\frac{K_{y2}}{K_g} = \frac{Q_{y2}}{H(X'_{02}/X'_{05})}$
FD-6	—	0.80	2.30	2.60	—	—	—	—
FD-7	0.6	0.80	2.30	2.55	0.030	0.036	0.991	1.11
FD-8	0.4	0.78	2.30	2.65	0.068	0.078	0.998	1.15
FD-9	0.2	0.98	2.35	2.60	0.278	0.308	1.020	1.13
FD-10	0.15	0.90	2.25	2.60	0.474	0.548	0.978	1.13
FD-11	0.2	0.85	2.30	2.60	0.273	0.308	0.668	0.75

(a) 1~51 c (x=2.4 cm)

(a) 1~51 c (x=2.4 cm)

(b) 52~44 c (x=4.6 cm)

(b) 52~54 c (x=4.6 cm)

Fig. 4.4 荷重～変位曲線 (定振幅繰返し実験 FD-6)

Fig. 4.5 荷重～変位曲線 (解析 OS-1 S, FD-6)

第1サイクルでの性状は、Fig. 4.4 (a) に示すように、亀裂点 $C(x_c, Q_c)$ 、上段筋降伏点 $Y_1(x_{y1}, Q_{y1})$ 、中段筋降伏点 $Y_2(x_{y2}, Q_{y2})$ の3つの折点を持っており、それらの値を Table 4.3, Table 4.4 に示した。破壊性状は、亀裂点 C を過ぎた約 4 mm 位の変位で曲げ亀裂が生じ、それが第1降伏点 Y_1 を過ぎたところで曲げせん断亀裂に進展し、第2降伏点 Y_2 付近ではコンクリートに圧壊が生じた。また、負加力時の第2降伏点付近で斜めせん断亀裂が生じ、コンクリートの圧壊も生じた (Photo 4.1 (a), (b))。

その後の繰返し回数の増加に従い、耐力は徐々に低下し通算 51 サイクルの繰返しにより 最大耐力は第1サイクルの約 80% に低下し、せん断力～変位曲線の形状は次第に紡錘型ループに近づいた (Fig. 4.4 (a))。破壊性

状は、圧壊とせん断亀裂が徐々に進行したが、亀裂パターンには特に著しい変化は見られなかった (Photo 4.1 (c), (d))。せん断力～変位曲線を Fig. 4.5 (a) の計算値 (OS-1 S) と比較すると、比較的良い対応を示すが繰返しによる耐力低下が計算値では表現できていない。

(2) 約 $4x_{y2} (\mu \approx 4, x = \pm 4.6 \text{ cm}, R \approx 1/25)$ の繰返し加力

さらに変位を約 2 倍 ($\pm 4.6 \text{ cm}$) にして繰返すと、この振幅での第2サイクル (通算 53 サイクル) の耐力は、第1サイクル (通算 52 サイクル) の約 85% まで低下し、第3サイクル (通算 54 サイクル) で急激な崩壊が生じた (Fig. 4.4 (b))。破壊性状は、圧壊およびせん断破壊が急激に進行し通算 54 サイクル目ではコンクリートの剥離、鉄筋の座屈を生じ完全に崩壊した (Photo

(a) $1\text{ c}(x=2.4\text{ cm})$

(b) $-1\text{ c}(x=-2.4\text{ cm})$

(c) $11\text{ c}(x=2.4\text{ cm})$

(d) $51\text{ c}(x=2.4\text{ cm})$

(e) $52\text{ c}(x=4.6\text{ cm})$

Photo 4.1 破壊性状 (定振幅繰返し実験, FD-6)

(a) FD-7 ($T_1=0.6\text{ sec}$, $k_y/k_0=1.11$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)

(b) FD-8 ($T_1=0.4\text{ sec}$, $k_y/k_0=1.15$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)

(c) FD-9 ($T_1=0.2\text{ sec}$, $k_y/k_0=1.13$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)

(d) FD-10 ($T_1=0.15\text{ sec}$, $k_y/k_0=1.13$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)

(e) FD-11 ($T_1=0.2\text{ sec}$, $k_y/k_0=0.75$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)

Fig. 4.6 荷重～変位曲線 (オンライン応答実験)

Fig. 4.7 荷重～変位曲線 (解析 OS-1D)

4.1 (e))。計算値 (Fig. 4.5 (b)) と実験値 (Fig. 4.4 (b)) を比較すると、耐力は計算値の方が多少高く、また、計算値の履歴ループの全体の形状は破壊に至る耐力低下の過程が表現できていない点を除き比較的良好な対応を示している。

4.4.2 オンライン地震応答実験

5個の骨組 (FD-7～FD-11) の応答実験を行ない、それらの結果のうち、応答変位を Table 4.3、応答せん断力を Table 4.4、応答せん断力 (Q)—応答変位 (x) 曲線を Fig. 4.6、応答せん断力および応答変位の Time history を Fig. 4.8、破壊性状を Photo 4.2 にそれぞれ示した。また、計算値 (OS-1D) による応答せん断力—応答変位曲線を Fig. 4.7、Time history を Fig. 4.8 に示した。

(1) FD-7 ($T_1=0.6$ sec, $k_y/k_g=1.11$)

最大応答変位 x_{max} は 3.38 秒で生じ、 $x_{max}=-1.23$ cm (部材角 $R=1/100$)、塑性率 $\mu(=x_{max}/x_{y2})=$

0.88 で比較的小さい。応答変位 x は、地震応答継続時間 (12 秒間) のうちで、第 1 降伏点変位 x_{y1} を越える変位を負側で 3 回経験しているだけであるが、自由振動における平均周期は約 1.1 秒で弾性周期 $T_1=0.6$ 秒に対して約 1.8 倍に伸びている (Fig. 4.8 (a))。履歴ループは応答変位が小さく、塑性域に入る割合が小さいので形状は細い (Fig. 4.6 (a))。

破壊性状は、曲げ亀裂が柱両側に 4 本位ずつ発生し、それ以上の進展は見られなかった (Photo 4.2 (a))。

計算値 (OS-1D) と実験値を比較すると、計算による $Q-x$ 曲線 (Fig. 4.7 (a)) および Time history (Fig. 4.8 (a)) は実験値を比較的良好に再現している。

(2) FD-8 ($T_1=0.4$ sec, $k_y/k_g=1.15$)

最大応答変位は 3.34 秒に起こり、 $x_{max}=-1.93$ cm ($R=1/62$)、 $\mu=1.38$ である。応答変位 x は、 x_{y1} を越えるものは正側で 6 回、負側で 8 回、 x_{y2} を越えるものは負側で 1 回であり、FD-7 よりは多少回数が多くなっ

FD-7 $T=0.6\text{sec}$, $k_y/k_g=1.11$, HACHINOHE-NS (a) FD-7 ($T_1=0.6\text{ sec}$, $k_y/k_g=1.11$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)FD-8 $T=0.4\text{sec}$, $k_y/k_g=1.15$, HACHINOHE-NS (b) FD-8 ($T_1=0.4\text{ sec}$, $k_y/k_g=1.15$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)FD-9 $T=0.2\text{sec}$, $k_y/k_g=1.13$, HACHINOHE-NS (c) FD-9 ($T_1=0.2\text{ sec}$, $k_y/k_g=1.13$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)FD-10 $T=0.15\text{sec}$, $k_y/k_g=1.13$, HACHINOHE-NS (d) FD-10 ($T_1=0.15\text{ sec}$, $k_y/k_g=1.13$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)FD-11 $T=0.2\text{sec}$, $k_y/k_g=0.75$, HACHINOHE-NS (e) FD-11 ($T_1=0.2\text{ sec}$, $k_y/k_g=0.75$, $\sigma_0=22.4\text{ kg/cm}^2$)

Fig. 4.8 荷重と変位の時刻歴
(オンライン応答実験, 解析 OS-1D)

ている (Fig. 4.8 (b)). しかし、破壊性状は、曲げ亀裂が正負両側で約 6 本発生し、わずかに曲げせん断に進展したものがあがるが FD-7 とほぼ類似していた (Photo 4.2 (b)). 自由振動状態での平均周期は 0.9 秒であり弾性固有周期に比べて約 2.3 倍に伸びている (Fig. 4.8 (b)).

実験値と計算値は $Q-x$ 曲線 (Fig. 4.6 (b), Fig. 4.7 (b)) および Time history (Fig. 4.8 (b)) に見られるように比較的類似しているが応答周期のずれが最大応答変位発生後に見られる。

(3) FD-9 ($T_1=0.2\text{ sec}$, $k_y/k_g=1.13$)

最大応答変位は 2.83 秒で起こり、 $x_{\max}=2.54\text{ cm}$ ($R=1/50$), $\mu=1.81$ である。応答変位は x_{y1} を越えるものは正側で 13 回、負側で 10 回、 x_{y2} を越えるものは正側で 5 回、負側で 3 回である。自由振動における平均周期は 0.5 秒で弾性周期の 2.5 倍になる (Fig. 4.8 (c)). 破壊性状は、正負両側に 5~6 本発生した曲げ亀裂が変位最大時に ($t=2.83\text{ 秒}$) 曲げせん断亀裂に進展し、もどり逆側変位最大時に ($t=3.05\text{ 秒}$, $x=1.9\text{ cm}$) せん断亀裂が発生した (Photo 4.2 (c)). 履歴ループ ($Q-x$ 曲線) は安定した紡錘形を呈している (Fig. 4.6 (c)).

実験値と計算値は、 $Q-x$ 曲線 (Fig. 4.6 (c), Fig. 4.7 (c)) では、全体の形状は類似の傾向にあるが、Time history (Fig. 4.8 (c)) では多少の周期特性の相違が見られ、特に、応答開始後約 5 秒以降に大きい。

(4) FD-10 ($T_1=0.15\text{ sec}$, $k_y/k_g=1.13$)

最大応答変位は 2.81 秒で起こり、 $x_{\max}=3.25\text{ cm}$ ($R=1/37$), $\mu=2.32$ である。応答変位は、 x_{y1} を越えるものが正負両側でそれぞれ 13 回、 x_{y2} を越えるものがそれぞれ 8 回である。自由振動状態は、実験時のシステムの不安定により測定できなかったが、最大変位発生時以降の変位の平均周周期は約 0.4 秒で弾性周期の約 2 倍であった (Fig. 4.8 (d)). 破壊性状は、両側に発生した 5~6 本の曲げ亀裂が変位の増大とともに曲げせん断亀裂に進展し、さらに、コンクリートの圧壊が生じせん断亀裂が発生した (Photo 4.2 (d)). 履歴ループ形状は最大変位を経験した後は比較的大きな変位の繰返しによって、定振幅繰返し加力実験 (FD-6) で得られたような鉄筋だけのループ形状に近づく傾向が見られた (Fig. 4.6 (d)).

実験値と計算値は、 $Q-x$ 曲線 (Fig. 4.6 (d), Fig. 4.7 (d)) では類似しているが、Time history (Fig. 4.8 (d)) を見ると応答開始後約 5 秒付近より違いが現われており、応答変位の大きさおよび応答周期の伸びについて、ともに実験値の方が計算値より大きい傾向が見られる。

(5) FD-11 ($T_1=0.2\text{ sec}$, $k_y/k_g=0.75$)

FD-9 ($T_1=0.2\text{ sec}$) より入力地震波の加速度の大き

(a) FD-7 ($T_1=0.6$ sec, $k_y/k_g=1.11$, $\sigma_0=22.4$ kg/cm²)

(b) FD-8 ($T_1=0.4$ sec, $k_y/k_g=1.15$, $\sigma_0=22.4$ kg/cm²)

(c) FD-9 ($T_1=0.2$ sec, $k_y/k_g=1.13$, $\sigma_0=22.4$ kg/cm²)

(d) FD-10 ($T_1=0.15$ sec, $k_y/k_g=1.13$, $\sigma_0=22.4$ kg/cm²)

(e) FD-11 ($T_1=0.2$ sec, $k_y/k_g=0.75$, $\sigma_0=22.4$ kg/cm²)

Photo 4.2 破壊性状 (オンライン応答実験)

さを 50% 増した応答実験である。最大応答変位は 3.46 秒で生じ $x_{\max}=-6.21$ cm ($R=1/20$), $\mu=4.44$ で FD-9 の約 2.5 倍である。応答変位性状は、最大変位を経験した後に負側にシフトして振動している。従って、 x_{y1} を越える変位は正側で 5 回、負側で 15 回、 x_{y2} を越える変位は正側で 4 回、負側で 14 回となり同じ周期の骨組 FD-9 と異なった応答を示し、ループ形状にもそれが現われている (Fig. 4.6 (e), Fig. 4.8 (e))。破壊性状は、両側に 7~8 本の曲げ亀裂が曲げせん断亀裂へと進展し、変位の増加にともないコンクリートの圧壊、せん断亀裂が発生してかなりの損傷を受けたが崩壊には至らなかった (Photo 4.2 (e))。

計算値と実験値を Time history (Fig. 4.8 (e)) より比較すると、最大応答変位の生起時刻 (約 3.0 秒) 付近以降の相違が大きい。実験値の方が、シフトの程度、応答周期の伸びなどが大きく、また、最大変位の生起時刻も計算値と異なっており、この傾向は、 $Q-x$ 曲線 (Fig.

4.6 (e), Fig. 4.7 (e)) にも現われている。

4.5 ま と め

以上本報では、パイロットシリーズ³⁵⁾に引続いて計画された単純梁形柱を用いた電算機—アクチュエータオンライン応答実験ならびに材料の非線形応力—歪関係に基づく解析結果について詳述した。地震応答性状に関する考察などについての詳細は第 4 報および第 5 報で述べることにし、ここでは、本報の結果について簡単な考察・検討を行ないまとめとする。

- 1) 電算機—アクチュエータオンラインシステムが鉄筋コンクリート造骨組の非線形地震応答性状を知るうえで有効な手段であることが確認された。
- 2) スケルトンカーブの性質について; 断面には中段筋を配しているため、スケルトンカーブは曲げ亀裂点 C 、上段筋の降伏する第 1 降伏点 Y_1 および中段筋の降伏する第 2 降伏点 Y_2 の 3 つの特異点よりなる Tetra-Linear 形 (4 つの線分より成る) に近

似できる。

- 3) 破壊性状に関して; a) スケルトンカーブ上の特異点での破壊性状は、亀裂点C付近で材端部に曲げ亀裂がフープを配置した位置に発生し、第1降伏点 Y_1 付近でそれが曲げせん断亀裂へと進展した。さらに第2降伏点 Y_2 を過ぎたところでコンクリートの圧壊と斜めせん断亀裂が発生した。その後の変形の増加に対しては、亀裂パターンに顕著な変化はなくコンクリートの圧壊、せん断亀裂の進展が見られた。b) オンライン応答実験の破壊性状は、最大応答変位が定振幅繰返し加力実験より得られた変形限界の1.5倍程度に達しても崩壊に至らず、破壊程度も小さいことが観察された。これは、限られた条件下で得られた結果ではあるが、今回用いた繰返し加力実験での変位履歴がオンライン応答実験時のそれより苛酷であったことであり、静的繰返し加力実験の加力計画に関する一つの興味ある結果といえよう。
- 4) 履歴ループおよび応答変位と応答せん断力の時刻歴に関して; a) 繰返し加力に対するループ形状は、安定した紡錘形を示し比較的吸収エネルギーが大きいのが特徴である。b) 定振幅繰返し加力実験では同一振幅で多数回の繰返し加力を行なった為に繰返しによる耐力低下がおこり、本実験で行なったような同一振幅での30~50回の繰返しに対して、その変位の第1サイクル目の最大耐力の約80%程度まで耐力が低下した。一方、オンライン応答実験では自由振動をも含めた12秒の応答継続時間での繰返し数が比較的少ない為、定振幅繰返し加力実験

で見られたような耐力低下はおこらなかった。c) 各骨組の応答変位の peak to peak の平均周期は、応答継続時間終了時には固有周期のほぼ2~3倍に伸びた。

- 5) 最大応答変位に関して; 最大応答変位 x_{max} は骨組の強度と入力地震の大きさの比率 k_y/k_g が1.0前後の場合、それらの値のわずかな変化により大きく変動し、 k_y/k_g が小さくなるほど、また固有周期が短周期になるほど大きな値を示している。
- 6) オンライン応答実験をシミュレートするために開発した応答計算プログラム (OS-1 D) は、実験値を比較的よく説明できた。

文 献

- 31) 岡田, 関, 「電算機—アクチュエータ オンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験 (その1. 目的および方法論)」, 日本建築学会論文報告集, 第275号, 1979.1
- 32) 岡田, 関, 「電算機—アクチュエータ オンラインシステムによる鉄筋コンクリート建物の非線形地震応答解析 (その2)」, 第22回構造工学シンポジウム, 1976 (第1報 18) に同じ)
- 33) Okada, T. and Seki, M., "A Simulation of Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings," Proc. of 6th WCEE, New Delhi, India, 1977 (第1報 19) に同じ)
- 34) 関, 岡田, 「鉄筋コンクリート建物の電算機—試験機オンラインシステムによる地震応答解析 (その3)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1976 (第1報 20) に同じ)
- 35) 関, 岡田, 「鉄筋コンクリート建物の電算機—試験機オンラインシステムによる地震応答解析 (その1)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1975

SYNOPSIS

U.D.C. : 624.012.45 : 624.042.7 : 681.3

NONLINEAR EARTHQUAKE RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE BUILDING FRAMES BY COMPUTER-ACTUATOR ON-LINE SYSTEM

Part II On-line Test Series-1

by TSUNEO OKADA and MATSUTARO SEKI, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Members of A.I.J.

As the second part of five serial reports, the test data of the On-line test series-1 are shown in this paper. Five frames of column yielding type having strong and stiff beam were tested by the On-line system. Test variables were initial natural period of frame and intensity of the ground motion. Computer simulation by the program OS-1 D was also done and showed a good approximation to the On-line simulation.