

鉄筋コンクリート造偏心ピロティ建物の震動実験 (その2) 実験結果

金 裕錫¹・壁谷澤 寿海²・加藤 敦³、小川 信行⁴
五十嵐俊一⁵・庄 松涛⁶・ジョルダン・ミレブ⁷

¹ 工修	東京大学大学院工学系研究科博士課程 (〒113-0032 東京都文京区弥生1-1-1)
² 工博	東京大学地震研究所教授 (〒113-0032 東京都文京区弥生1-1-1)
³ 工修	独立行政法人防災科学技術研究所 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台3-1)
⁴ 工博	独立行政法人防災科学技術研究所 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台3-1)
⁵ 工博	構造品質保証研究所株式会社 (〒102-8220 東京都千代田区九段1-11-5)
⁶ 工学士	東京大学大学院工学系研究科修士課程 (〒113-0032 東京都文京区弥生1-1-1)
⁷ PhD	東京大学地震研究所外国人特別研究員 (〒113-0032 東京都文京区弥生1-1-1)

This paper reports on the test results of the two specimens described in the preceding paper Part 1, which were tested on the shaking table at NIED, Tsukuba. The torsional response in the first story magnified the displacement of the independent columns on the weak side row due to large eccentricity. These two columns without strengthening failed in shear resulting in collapse associated with loss of axial load carrying capacity. On the hand, the SRF strengthened frame not only responded stably to the same input motion but also survived succeeding still higher levels of after shocks. The SRF strengthen method would give poor existing buildings adequately tough structural performance against possible maximum levels and reversals of ground motions expected from past experiences.

Key Words: *shaking table test, axial load collapse, seismic retrofit, torsional response, seismic performance*

1. はじめに

本報告では、前報(その1)に示した実験計画を示した震動実験の結果を報告する。試験体2体は、補強試験体、無補強試験体で、2体を同時に加震したが、本報告では、主に、無補強試験体の挙動について報告し、補強試験体および2体を詳細に比較した結果に関しては他稿で報告する。本報告で検討する主な内容は、各地震動入力後ひび割れおよび歪ゲージの状態、システム同定による固有振動数の変化から試験体の損傷、振れ応答による各構面の変位応答、せん断力分担、などである。また、無補強試験体が破壊した段階までの補強試験体との挙動の概要から補強方法の有効性も検証する。

2. 破壊経過

各地震動の入力後無補強試験体に生じた損傷をひび割れの観察、1階のピロティ構面の柱および

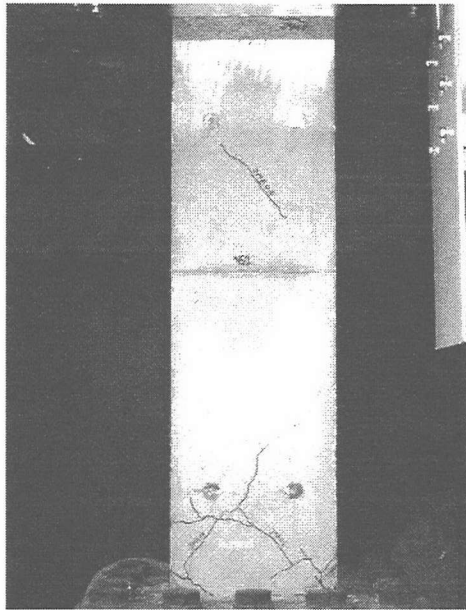
耐震壁構面の柱の鉄筋に貼付したひずみゲージの計測値を通じて評価した。その結果を表-1にまとめて示す。また、地震動の入力前後に入力したホワイトノイズに対する試験体の応答から損傷による固有振動数の変化をARXモデル¹⁾(式(1))とモデルと固有振動数の関係式²⁾(式(2))を用いて同定した。

$$A(q)y(t) = B(q)u(t - n_k) + e(t) \quad (1)$$

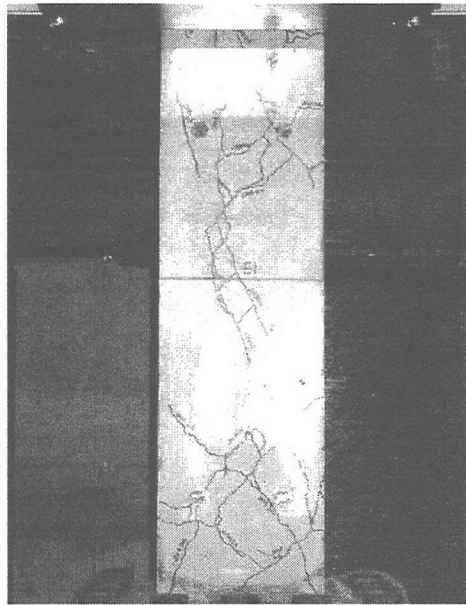
$$f_k = |\ln p_k| / 2\pi\Delta t \quad (2)$$

ここに、 $A(q), B(q)$: parameter polynomial、 $y(t)$: output、 $u(t)$: input、 $e(t)$: noise、 p_k : 多項式 $A(q)$ の解、 Δt : sampling interval、 f_k : 固有振動数

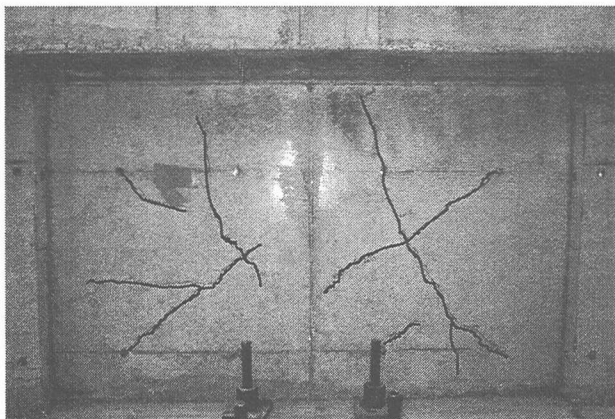
モデルの input と output としては各構面基礎とW2に設置した加速度計からの計測値を用いた。同定の結果、試験体の損傷によって固有振動数が小さくなることを確認した(表-1)。各入力段階での試験体の破壊経過を見ると、TOH12.5入力時は



(a) 西柱



(b) 東柱



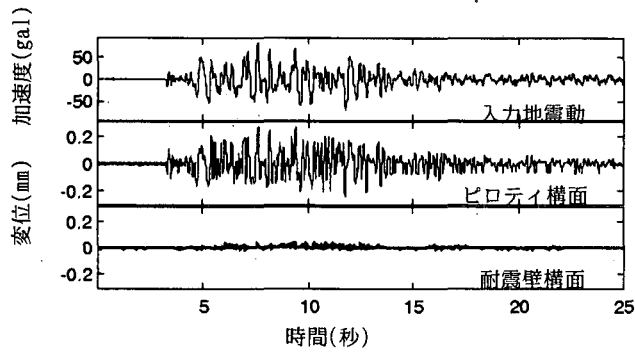
(c) 耐震壁

図一1 ひび割れ状態 (JMA50入力後)

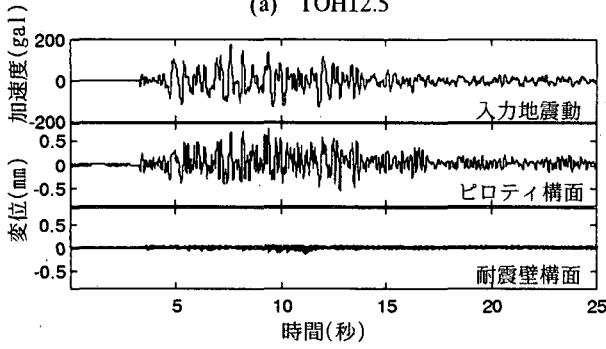
表一1 破壊経過

入力地震動	損傷	
	ピロティ構面	耐震壁構面
Whitenoise	7.60Hz	7.65 Hz
TOH12.5	無被害	
Whitenoise	7.59 Hz	7.6 Hz
TOH25	・無被害	・面外曲げによるひび割れ発生
Whitenoise	7.39 Hz	7.4 Hz
ELC37.5	・西柱(柱頭)、東柱(柱頭、柱脚)の主筋降伏(歪ゲージ)	・ひび割れの進展
Whitenoise	6.50 Hz	6.43 Hz
JMA50	・西柱、東柱に曲げせん断ひび割れ発生、東柱中央にせん断ひび割れ発生(図一1) ・2階の耐震壁にひび割れ発生 ・主筋すべて降伏	・ひび割れの進展、新たなひび割れ発生(図一1)
Whitenoise	4.70 Hz	4.71Hz
CHI50	・19.9秒付近で柱崩壊	・ピロティ構面の崩壊により面外に転倒

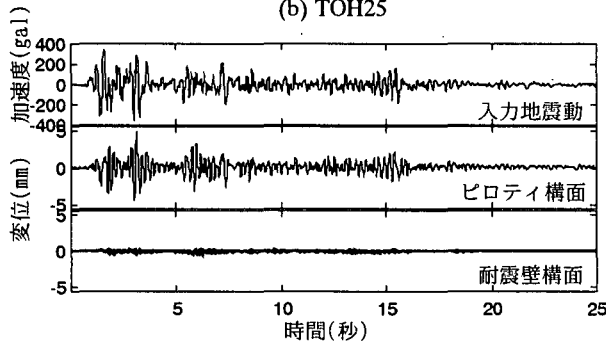
試験体の揺れが見れないほど小さいレベルであったためピロティ構面と耐震壁構面とも無被害であった。TOH25 入力後、ピロティ構面の柱にはひび割れが観察されなかったが、耐震壁構面にひび割れが発生した。これは予備解析とは異なる結果であるが、ねじれによる面外変形によるものと考えられる。ELC37.5 入力後でもピロティ構面の柱にはひび割れが観察されなかったが、ピロティ構面柱の鉄筋に貼付したひずみゲージのひずみレベルから判断すると ELC37.5 の段階で柱にも大きい損傷が発生したと考えられる。この段階で耐震壁のひび割れは進行し、新たなひび割れも発生した。JMA50 入力後ピロティ構面の柱の柱頭、柱脚に貼付したすべてのひずみゲージが降伏し、ピロティ構面の2階耐震壁にもせん断ひび割れが発生した。CHI50 入力時、19.9秒付近でピロティ構面の柱が軸力支持能力を失って崩れはじめ、22.5秒に1階に設置した崩壊防止鉄骨に移行し、耐震壁構面も転倒して試験体が崩壊した。



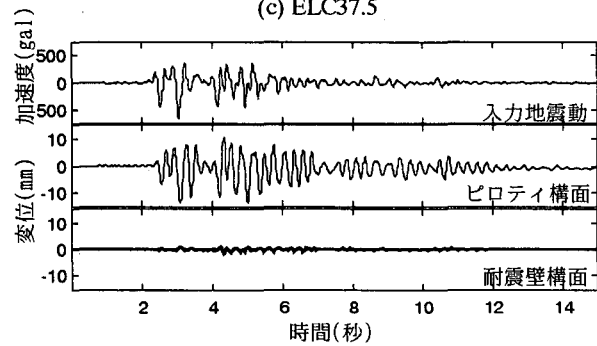
(a) TOH12.5



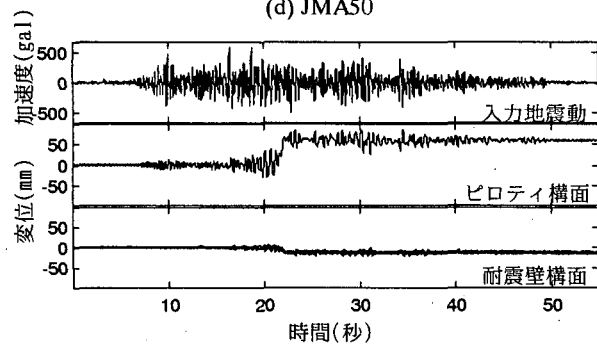
(b) TOH25



(c) ELC37.5

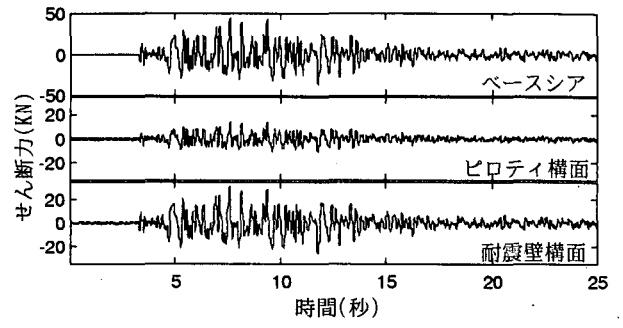


(d) JMA50

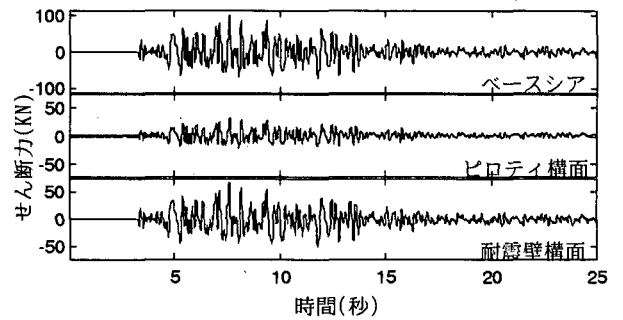


(e) CHI50

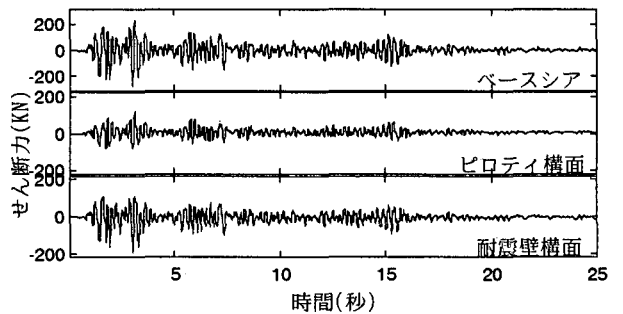
図-2 応答変位の時刻歴



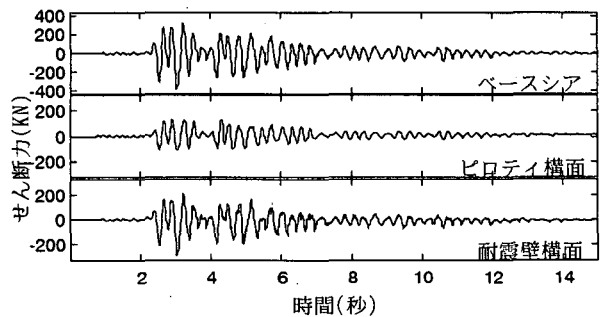
(a) TOH12.5



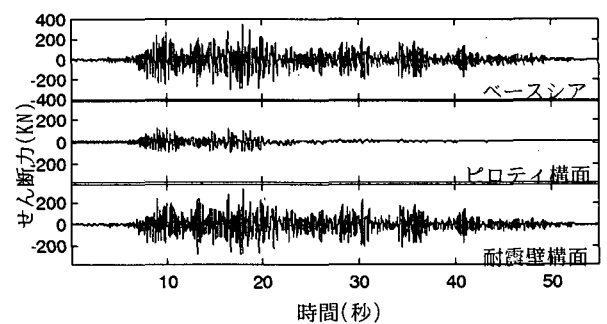
(b) TOH25



(c) ELC37.5



(d) JMA50



(e) CHI50

図-3 せん断力分担

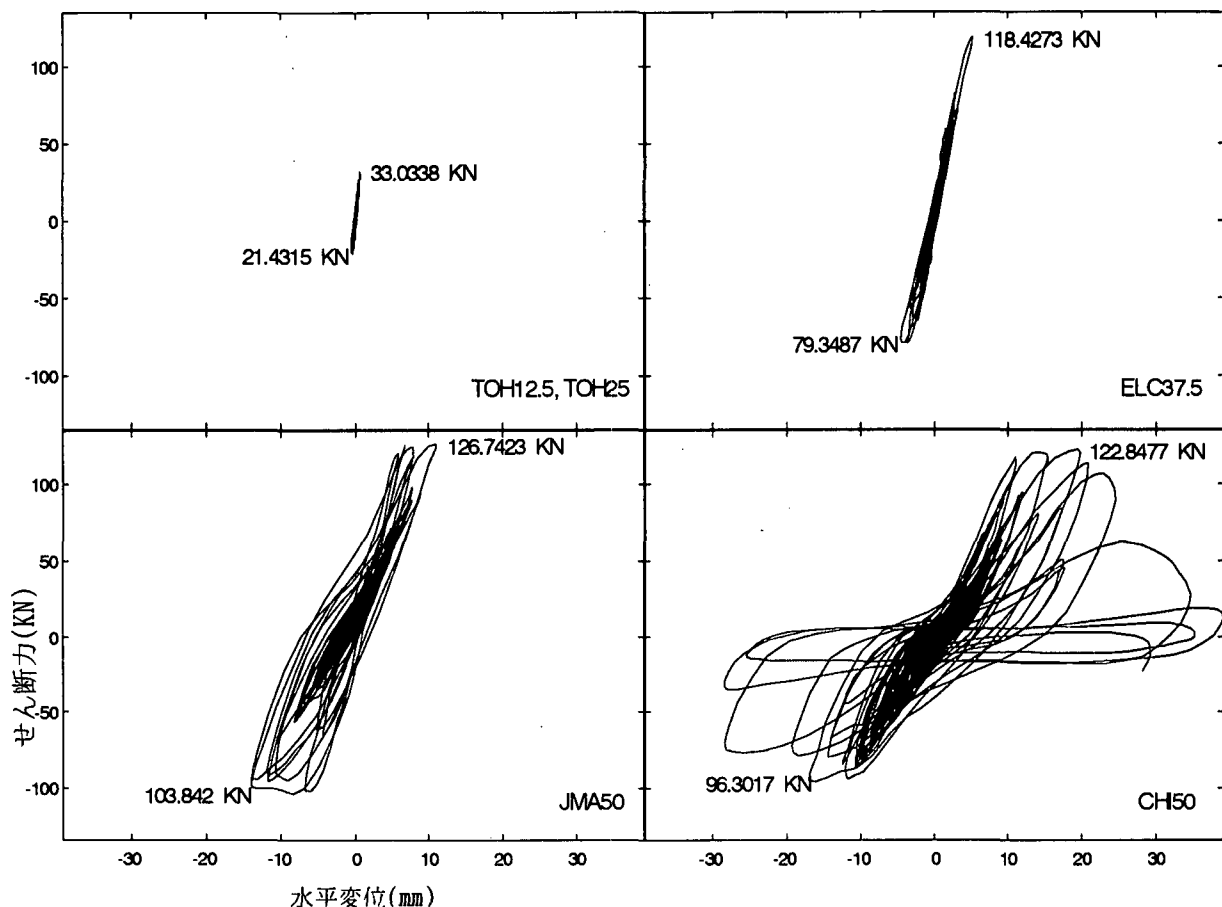


図-4 せん断力と水平変位の関係 (ピロティ構面)

3. 応答変位

図-2に各地震動入力に対する無補強試験体の応答の時刻歴を示す。入力地震動(上段)、1階ピロティ構面(中段)と耐震壁構面(下段)の加震方向層間変位の時刻歴をととも示す。ここで示している水平変位とは試験体の内部に設置した基礎と2階床(W1)間の層間変位値である。高い偏心率をもつ試験体であるため予想通り耐震壁構面の応答よりピロティ構面の応答が極めて大きい。この比率は弾性応答、弾塑性応答を通してほぼ10倍以上である。図-2の(e)に示しているCH50入力に対する変位応答は入力全時間に対する結果を示しているが、22.2秒以降はすでに崩壊したあと崩壊防止鉄骨に支持された状態での応答である。実際の構造物ではピロティ柱の崩壊により、構造物全体が完全に倒壊すると思われる。

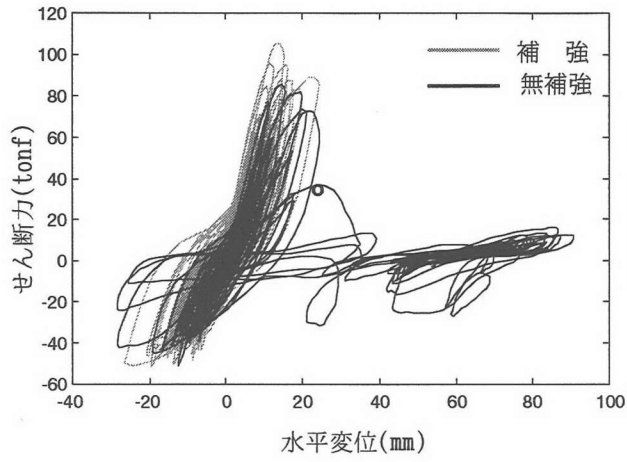
4. せん断力分担

図-3には、各地震動の入力時に生じた無補強試験体のベースシア(上段)とピロティ構面(中段)および耐震壁構面(下段)が負担するせん断力の時刻歴を示した。ベースシアは各構面W1とW2

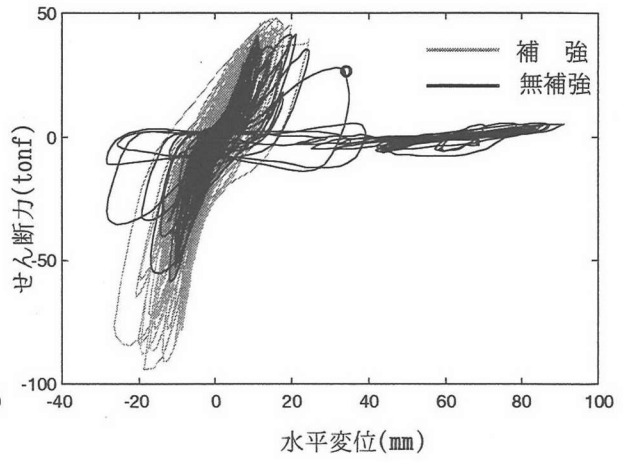
に設置した加速度計から得られた加速度の平均値(重心位置の加速度)にW1およびW2と錘の質量を乗じて求めた外力から算出した。耐震壁構面の負担せん断力はベースシアからピロティ構面の柱に設置したロードセルのせん断力値を引いて算定した結果である。すべての入力に対して耐震壁構面で負担するせん断力が柱のせん断力負担分より大きい結果となり、特にピロティ構面の柱が崩壊したCH50では、それ以前の入力段階に比べてピロティ構面のせん断力負担率が小さいことがわかる。ピロティ構面の柱が破壊するまで耐震壁構面が負担した最大せん断力は338.3kNで耐震壁のせん断耐力まではまだ余裕があると推定される。

5. せん断力と変位の関係

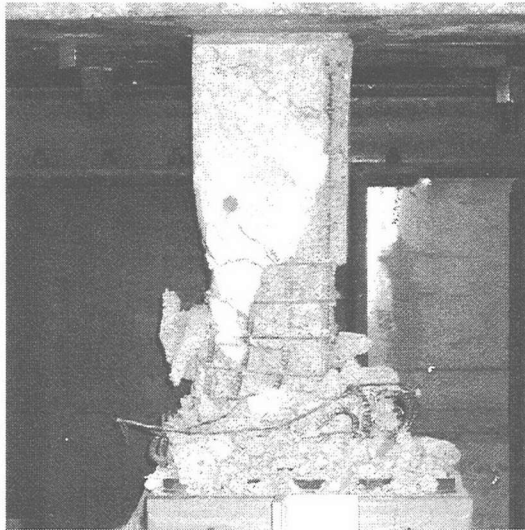
図-4には、ピロティ構面の柱のせん断力の和とピロティ構面の層間変位との関係を示した。図-4には各入力段階での最大せん断力の値も示した。TOH12.5とTOH25の入力に対してはほぼ弾性範囲である。ELC37.5入力の時は剛性がやや低下し、ほぼピロティ構面の最大耐力に達しているのがわかる。この段階で柱の表面では残留ひび割れは観察されなかったが、ひび割れは発生していたと



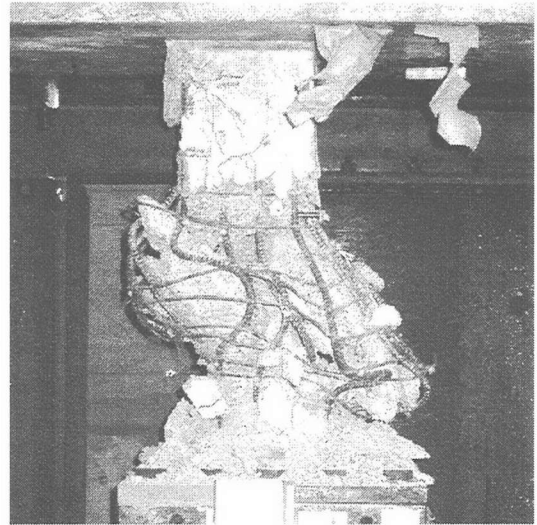
(a) せん断力と水平変位との関係(西柱)



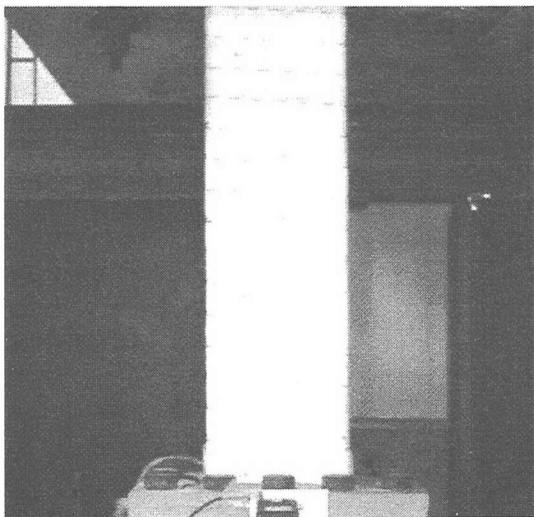
(b) せん断力と水平変位との関係(東柱)



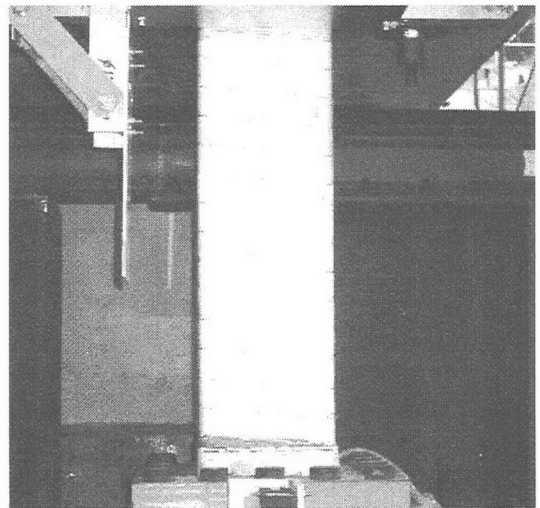
(a-1) 無補強試験体(西柱)



(b-1) 無補強試験体(東柱)

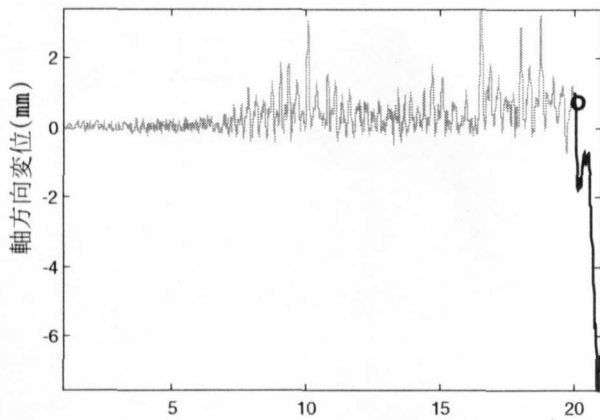


(a-2) 無補強試験体(西柱)

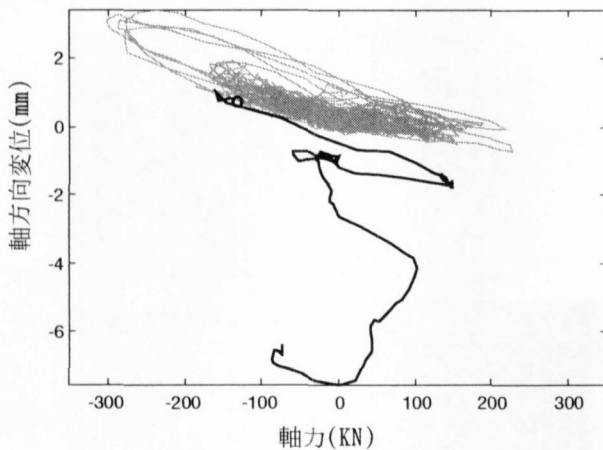


(b-2) 無補強試験体(東柱)

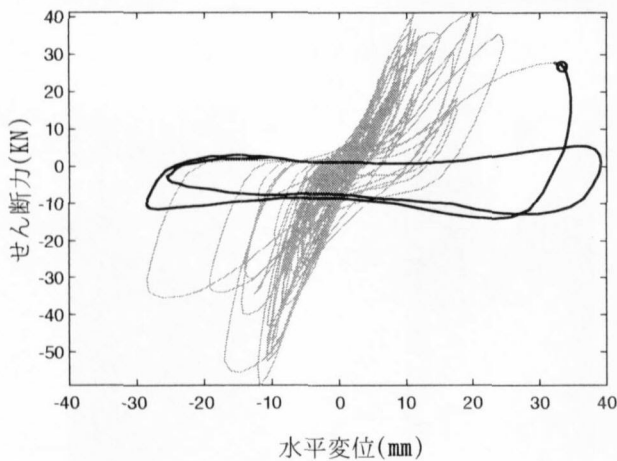
図一6 補強試験体と無補強試験体 (CHI50入力後)



(a) 軸方向変位の時刻歴



(b) 軸力—軸方向変位関係



(c) せん断力—水平変位

図一7 無補強試験体の破壊

られる。JMA50入力時はさらに剛性が低下し、この段階で最大せん断力（正側：126.7KN,負側：103.8KN）を記録して、塑性化も進行している。CHI50入力に対しては剛性の低下とともに大変形し、

柱が崩壊するとともに試験体全体が転倒した。図一4のうち、CHI50に対しては柱の崩壊直後である21.6秒までの結果を示している。

6. 補強試験体と無補強試験体の比較

CHI50入力に対する補強試験体および無補強試験体のピロティ構面柱のせん断力と水平変位との関係を図一5に示す。無補強試験体水平耐力も低下して応答が増大し、軸力支持能力を喪失して崩壊したが、補強試験体はまだ水平耐力も低下していない状態であることがわかる。図一6の写真に示すように無補強試験体は完全に崩壊しているのに対し、補強試験体の柱は健全である。図一7には、無補強試験体の破壊するまでの軸力の時刻歴、軸力—軸方向変位、せん断力—水平変位との関係を示す。図中の“o”はピロティ構面の柱が崩壊し始める時刻19.9秒を表している。せん断力と水平変位との関係から見るとこの時点ではすでに耐力も低下し、大変形が生じている。

7. まとめ

偏心ピロティ構造の震動実験を行った。試験体は1/3縮小モデル2体で、1体は無補強、1体はポリエステル製繊維シートで補強して同時入力した。実験により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 全入力段階で耐震壁構面がピロティ構面より大きいせん断力を負担したが、応答変位は振れ応答によりピロティ構面で耐震壁構面よりほぼ10倍以上大きい結果となった。
- 2) ピロティ構面のせん断力と水平変位との関係から TOH12.5, TOH25 入力時は弾性範囲、ELC37.5入力時はほぼ最大せん断力に達し、JMA50入力時は正,負側ともに最大せん断力を記録した。CHI50入力時にはピロティ構面の柱が大変形して軸力支持能力を喪失し、崩壊した。
- 3) CHI50入力後完全に破壊した無補強試験体に対し、補強試験体はまだ安定したせん断力—変位関係を示した。本実験で用いた補強方法の有効性が確認された。

参考文献

- 1) Ljung L.: System Identification-Theory for the User, Prentice Hall, 1987.
- 2) Erdal Safak: Identification of Linear Structures Using Discrete-Time Filters, J. Struct. Eng. ASCE, Vol. 117(10) 1991, 3064-3085