

振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験（その2）

若林 實・中村 武・吉田 望・岩井 哲・高井秀博

EXPERIMENTAL STUDY ON THE ELASTIC-PLASTIC RESPONSE OF STEEL FRAMES UNDER DYNAMIC EXCITATION BY MEANS OF A SHAKING TABLE (PART II)

By Minoru WAKABAYASHI, Takeshi NAKAMURA, Nozomu YOSHIDA
Satoshi IWAI, and Hidehiro TAKAI

Synopsis

In the previous paper, the results of shaking table tests and dynamic response analysis were reported.

In this paper, restoring force characteristics based on the static loading tests were modified to apply in the response analysis taking account of the effect of a high strain rate. From the comparison between dynamic and static behavior, it is recognized that the strength of a frame increases by the effect of a strain rate. On the basis of this result, restoring force characteristics were modified and applied in the response analysis. The time history of the acceleration response could be predicted with a sufficient accuracy by the response analysis, but that of the story-drift response from analysis did not fall completely on the test results, mainly because of the inaccurate estimation of an in-elastic flow of a deformation response in a plastic region.

1. 序

地震力に対する構造物の安全性を検討するためには、動的外乱を受ける構造物の挙動を正確に把握できるような復元力モデルを確立することが重要である。その基礎となる資料を得るために、構造物に対し振動台による加振実験を行ない、動的挙動を調べることは有効な手段の一つである。振動台による各種構造物の加振実験は、これまで、国内外でいくつか報告された^{1)~7)}。また構造物が地震力を受けた時、速い変形速度・歪速度を経験することに注目し、材料および構造素材の挙動に及ぼす歪速度の影響に関する研究も行なわれている^{8),9)}。

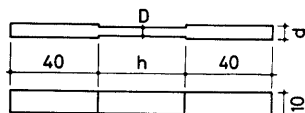
筆者等は前報⁷⁾で鉄骨純骨組、および筋かい付骨組の小型模型に対し、振動台による動的崩壊実験を行ない、崩壊に到る迄の動的挙動を実験的に追跡した結果を報告した。本研究はその続報であり、静的水平加力実験を行ない、構造物の動的挙動と静的挙動とを比較する。更に、その結果を基に、前報で仮定した復元力モデルを修正して、動的応答解析を行ない、動的崩壊実験結果と比較することにより、動的応答解析に要求される復元力特性の性状を検討する。

2. 実験計画

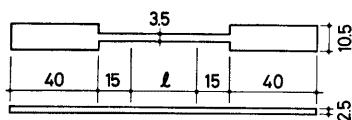
2.1 試験体

4本の柱と剛な屋根・床より構成される一層一スパンの純骨組及びK型筋かい付骨組の鋼構造小型模型に対し、振動台による動的崩壊実験、および静的水平加力実験を行なった。柱・筋かいはすべて長方形断面で、

厚さ 9 mm の SS41 圧延鋼板より、材軸方向と圧延方向が一致するよう切り出して製作し、加工による残留応力を除去するため焼鈍した。柱の内法高さ h は 4 cm, 8 cm, 12 cm とし、柱軸力の影響を考慮しないで計算した骨組の降伏水平力が約 0.27 ton となるよう断面寸法を決めた (10×4.2 mm, 10×6.0 mm, 10×7.3 mm)。



Column



Brace

h	l	D	d
40	56.6	4.2	6.0
80	113.1	6.0	6.0
120	169.7	7.3	7.3

Fig. 1. Test Specimen (unit:mm)

筋かいはすべて同一の断面寸法 (3.5×2.5 mm) とし、有効細長比が 40, 80, 120 となるよう材長 l を変えた (56.6 mm, 113.1 mm, 169.7 mm)。柱・筋かいの形状を Fig. 1 に、実測値を Table 1 にそれぞれ示す。Fig. 1 に示す試験体に対して行なった引張試験の結果を Table 2 に示す*)。筋かい付骨組の場合、柱軸力の影響を考慮しない、また筋かいは座屈せず圧縮耐力は引張耐力に等しいと仮定して計算した、柱と筋かいとの水平耐力比は約 1 : 3 とした。屋根板重量 W は、柱と筋かいの水平耐力の和の約 2 倍とした。

Table 1 に示される試験体の実測値を用い、柱軸力の影響を考慮した静的な解析によって計算した、柱・筋かいの降伏水平変位 d_{cy} , d_{by} , 降伏水平力 Q_{cy} , Q_{by} , 骨組の固有周期 T , 固有振動数 n_0 を Table 3 に示す。

試験体名は、英字・数字・英字の順で構成され、最初の英字で純骨組 (OF) と筋かい付骨組 (BF) を区別する。次の数字は柱の内法高さ (単位 : mm) を示し、筋かい付骨組の場合は、筋かいの有効細長比も示している。最後の英字で振動台による動的崩壊実験

Table 1. Measured Dimensions of Test Specimens

SPECIMEN NAME	COLUMN			BRACE			
	B (mm)	D (mm)	h (mm)	B (mm)	D (mm)	l (mm)	λ
OF 40D	10.02	4.07	40.16				
OF 80D	9.97	5.90	79.99				
OF 120D	10.01	7.26	120.00				
BF 40D	10.01	4.12	40.99	3.59	2.51	57.12	39
BF 80D	9.97	5.92	79.99	3.45	2.42	113.00	81
BF 120D	10.00	7.27	120.00	3.62	2.52	169.90	117
OF 40S	9.99	4.05	40.10				
OF 80S	9.98	5.90	79.98				
OF 120S	10.00	7.25	120.03				
BF 40S	10.00	4.04	40.13	3.43	2.49	56.52	39
BF 80S	9.99	5.90	80.01	3.42	2.44	112.99	80
BF 120S	9.98	7.26	119.90	3.64	2.51	170.05	117

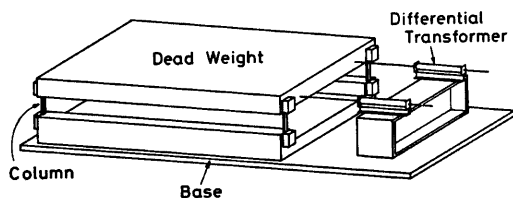
Table 2. Mechanical Properties of Material

	Columns	Braces
Yield Stress	2.76 t/cm ²	2.73 t/cm ²
yield strain	0.00131	0.00130
Strain hardening Strain	0.0295	0.0339
Ultimate Strength	4.22 t/cm ²	4.01 t/cm ²
Ultimate Strain	0.35	0.21

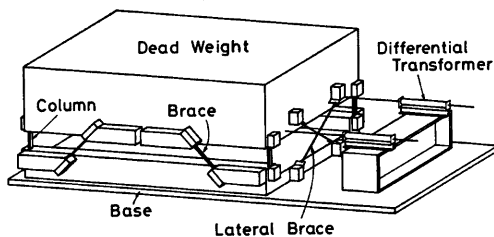
*) 前報で示した値は、JIS 1 号試験片に対する結果である。

Table 3. Fundamental Properties of Test Structures

SPECIMEN NAME	Δ_{cy} (mm)	Δ_{by} (mm)	Q_{cy} (ton)	Q_{by} (ton)	Q_c (ton)	Q_{by}/Q_c	W (ton)	Q_y/W	W/N_0	Analysis		Test		
										T(sec)	n_0 (Hz)	T(sec)	n_0 (Hz)	ζ (%)
OF 40D	0.256		0.221		0.221		0.548	0.403	0.122	0.051	19.8	0.058	17.3	0.6
OF 80D	0.707		0.233		0.233		0.548	0.425	0.084	0.082	12.2	0.092	10.9	1.5
OF120D	1.297		0.235		0.235		0.548	0.429	0.068	0.110	9.1	0.124	8.1	3.0
BF 40D	0.219	0.105	0.176	0.697	0.873	0.798	1.946	0.449	0.428	0.032	30.8	0.040	25.3	1.2
BF 80D	0.647	0.208	0.204	0.645	0.849	0.760	1.946	0.436	0.299	0.048	20.9	0.054	18.7	0.8
BF120D	1.226	0.312	0.209	0.705	0.914	0.771	1.946	0.470	0.243	0.057	17.6	0.080	12.4	2.0
OF 40S	0.256		0.218		0.218		0.548	0.398	0.123	0.051	19.6			
OF 80S	0.707		0.233		0.233		0.548	0.425	0.084	0.082	12.2			
OF120S	1.299		0.234		0.234		0.548	0.427	0.069	0.111	9.0			
BF 40S	0.212	0.104	0.171	0.660	0.831	0.794	1.946	0.427	0.437	0.033	30.2			
BF 80S	0.650	0.208	0.202	0.645	0.847	0.762	1.946	0.435	0.299	0.048	20.9			
BF120S	1.225	0.313	0.208	0.706	0.914	0.772	1.946	0.470	0.244	0.057	17.6			



(a) Pure Frame



(b) Braced Frame

Fig. 2. Test Set-up

(D) と静的水平加力実験 (S) を区別する。

2.2 振動台による動的崩壊実験

純骨組、および筋かい付骨組に対する実験装置の形状をそれぞれ Fig. 2(a), (b) に示す。筋かい付骨組の場合、挙動を追跡する対象とする筋かいは加振方向と平行な 2 構面に対称に配置され、加振方向と直交する方向には、この方向の振動が生じないように、横補剛筋かいを取り付けた。

初めに、骨組の応答が弾性域に留まるような小振幅の正弦波による加振実験を行なって、骨組の固有振動数 n_0 、粘性減衰定数 ζ を求めた。求められた結果は、Table 3 に示されている。その後、記録地震波による動的崩壊実験を行なった。採用した記録地震波は、El Centro 1940 N-S 成分加速度記録波であり、京都大学防災研究所所属の人為地震発生装置を使って、振動台上に設置した骨組に一方方向に力を入れ、崩壊させた。記録地震波の再現の際には、振動台上の構造物の動的性能が影響するため、記録されている波形と同じ波形で再現することはできないので、床板中央部に加速度計を取り付け、加振方向の地動加速度を測定した。

2.3 静的水平加力実験

骨組の動的挙動と静的挙動とを比較するため、動的崩壊実験の際、差動トランスによって測定された相対水平変位の履歴を追跡し、静的水平加力実験を行なった。水平変位は、2台の変位計を、動的崩壊実験の際取り付けた差動トランスと同じ位置に取り付けて測定した。骨組全体の復元力は、ロードセルによって測定した。柱の復元力は、動的崩壊実験の場合と同様に、柱の材長中央部付近の弾性変形だけが生ずる部分に表裏2枚の電気抵抗線歪ゲージを2ヶ所に貼付して測定した。

3. 実験結果

3.1 振動台による動的崩壊実験

記録地震波は、各試験体について設定した加速度レベルに増幅し、人為地震発生装置によって振動台上に再生した。記録地震波の時間軸は1/2に縮小したが、OF80Dの場合だけは実時間とした。振動台による動的崩壊実験の結果得られた地動加速度 a_g 、屋根板の応答加速度 α 、および屋根板と床板との相対水平変位 Δ の時刻歴、ならびに骨組の復元力 Q と相対水平変位 Δ との関係を Figs. 8~13 の (a) に示す。骨組の復元力 Q は、屋根板の応答加速度 α に屋根板の質量を乗じて近似した。動的崩壊実験については、前報で詳述しているので、ここでは簡単に実験結果について述べる。

(1) OF40D の場合、履歴曲線は完全弾塑性型に近い形状を示し、塑性変形量が徐々に蓄積される傾向を顕著に示した。

(2) OF80D, OF120D の場合、履歴曲線は安定した紡錘型を示し、ほぼ原点付近を中心に振動した。

(3) BF40D の場合は、筋かいが座屈し、柱端も降伏して変形量が一気に大きくなって最大値を記録し、その後変形が徐々にもどった。

(4) BF80D, BF120D の場合は、実験の初期に筋かいが座屈し、柱も降伏し、変形が大きくなり崩壊に到った。

3.2 静的水平加力実験結果との比較

静的水平加力実験の結果得られた、復元力 Q と水平変位 Δ との関係を Figs. 3, 4 に示す。図中、実線は静的水平加力実験結果を、破線は動的崩壊実験結果をそれぞれ示す。Fig. 3 では、復元力 Q は、柱中央部

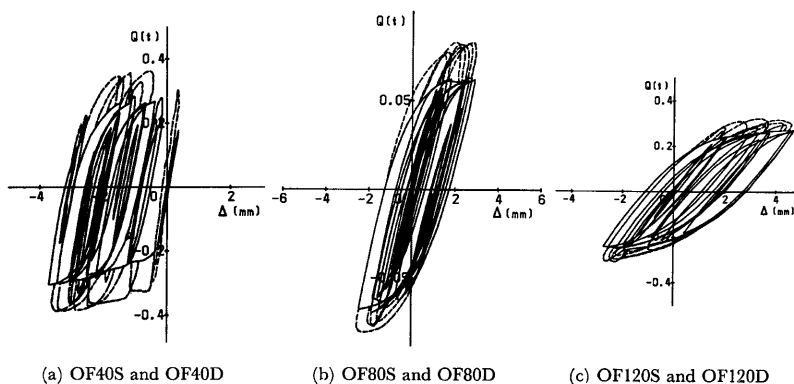


Fig. 3. Comparison of Restoring Force of Columns

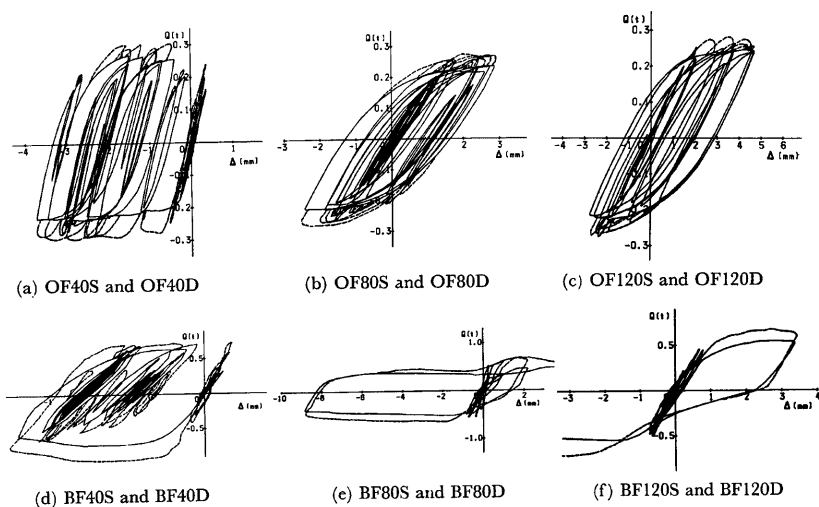


Fig. 4. Comparison of Restoring Force of Frames

に貼付した4枚の歪ゲージによって得られた。

Fig. 3 に実線で示された履歴曲線より、塑性域における平均的な勾配と初期弾性勾配との比を決めた。得られた値は、OF40S の場合で0.02, OF80S の場合で0.075, OF120S の場合で0.1であった。これらの値は、後に述べる動的応答解析の際、柱の復元力特性を決める時に用いられる。

次に、動的崩壊実験結果と比較すると、塑性域における復元力は、静的水平加力実験結果の方が小さい。

Fig. 5 に、動的崩壊実験で測定された復元力 Q_d の静的水平加力実験で測定された復元力 Q_s に対する比と、骨組の固有周期 T との関係を示す。図中、○印は歪ゲージ (W. S. G.) によって測定した柱の復元

力の比を、△印はロードセル (L. C.) によって測定した骨組の復元力に対する加速度計によって測定した復元力の比をそれぞれ示している。歪ゲージによる測定値の比較より、 Q_d の Q_s に対する上昇率は、柱の内法高さが4 cm の場合で25~35%, 8 cm の場合で10~30%, 12 cm の場合で10~25%であり、若干ばらついているが、固有周期の短い骨組程、上昇率が大きくなる傾向を示した。骨組が大変形を生じた時に経験した歪速度を、相対水平変位の時刻歴より、次の仮定に基づき計算した。すなわち、柱は両端がヒンジ部分でその間は剛棒であり、水平変位はヒンジ部分の変形によって剛棒が回転することによって生ずるとする。またヒンジ部分の長さは、柱の断面せいに等しいと仮定した。この結果、推定された歪速度は、OF40D の場合で50~100%/sec, OF80D の場合で15~40%/sec, OF120D の場合で10~35%/sec であった。鋼材が

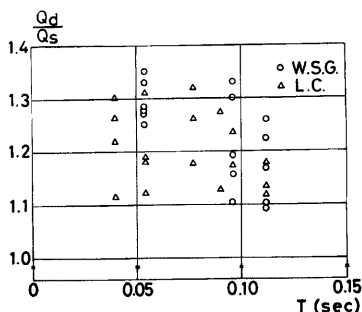


Fig. 5. Comparison between Static and Dynamic Strength

このような高歪速度を経験する場合には、降伏応力度は10～25%程度上昇することが筆者等によって実験的に確かめられている⁹⁾。また、履歴曲線で相対水平変位の進む方向が反転した時には、静的水平加力実験で測定された復元力に対する上昇率が小さくなる傾向を示した。これも、変形が反転した時には変形速度が小さくなり、歪速度の影響による降伏応力度の上昇率も小さくなるためである。

Fig. 4 では、復元力 Q は骨組全体としての復元力であり、静的水平加力実験の場合はロードセルによって測定された値と、動的崩壊実験の場合は屋根板の応答加速度に質量を乗じて近似した値とを比較している。両者の間には、減衰力による量だけ差があるが、粘性減衰定数が2%以下と小さいので両者を比較し、骨組全体としての動的挙動と静的挙動との差異を考察する。**Fig. 5** では、両者の復元力の比較を△印で示してある。この場合は、歪ゲージによって測定した柱の復元力の比較に比べ、かなりばらついているが、固有周期が短い骨組程、上昇率が大きくなる傾向を示した。

次に、純骨組の場合と、筋かい付骨組の場合とで異なる点を述べる。純骨組の場合は、耐力は上昇するが、全体的な形状としてはよく似ている。筋かい付骨組の場合は、柱・筋かい共に降伏するような大変形を生じた時の履歴曲線の形状はよく似ているが、**Fig. 4 (d), (f)** では、相対水平変位の最大値を記録した後の除荷曲線の形状に差が生じた。

4. 動的応答解析結果と動的崩壊実験結果との比較

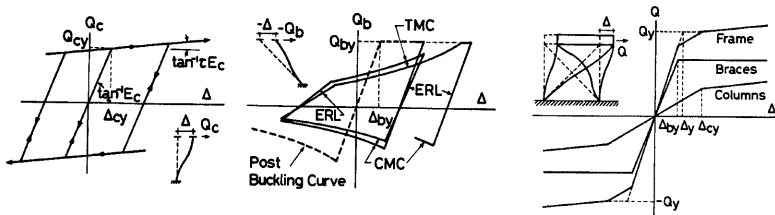
4.1 動的応答解析

骨組は、柱及び筋かいの剛性に比べ、屋根及び床の剛性が非常に大きいので一質点系の振動系と考え、動的応答解析を行なった。系を支配する振動方程式は次式に示される。

$$\frac{d^2}{dt^2}\left(\frac{D}{J_y}\right) + \left(\frac{4\pi}{T}\right)\zeta \frac{d}{dt}\left(\frac{D}{J_y}\right) + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 f\left(\frac{D}{J_y}\right) = -\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \alpha_W \varphi(t)$$

ここで、 D は屋根板と床板との相対水平変位、 d は骨組の降伏水平変位、 T は固有周期、 ζ は粘性減衰定数、 f は無次元化された復元力関数、 $\varphi(t)$ は最大値で規準化された地動加速度、 t は時刻を表わす。また、 $\alpha_W = m\alpha_m/Q_y$ 、 m は屋根板の質量、 α_m は最大地動加速度、 Q_y は骨組の降伏水平耐力を示す。固有周期 T 、粘性減衰定数 ζ は正弦波加振実験によって求めた値を用いた。地動加速度 $\varphi(t)$ は床板中央部に取り付けた加速度計によって測定した時刻歴をデジタル化したものを用いた。

各構造要素の復元力特性として、柱については **Fig. 6 (a)** に示されるような Bi-linear 型モデルを採用した。P-d 効果を考慮しない時の第二勾配の弾性剛性に対する比は、前報では、すべての試験体共 0.1 としたが、本解析では静的水平加力実験結果を基に決めた値を用いた。すなわち、柱の内法高さが 4 cm の場合で



(a) Bi-linear Model for Columns (b) Hysteretic Rule of a Brace (c) Superposition of Restoring Force

Fig. 6. Formulation of Hysteretic Restoring Force Characteristics

0.02, 8 cm の場合で 0.075, 12 cm の場合で 0.1 とした。解析の際には、それぞれ $P-\Delta$ 効果を考慮して低減した値を用いた。また、歪速度の影響を考慮して、**Fig. 7** に示されるように弾性剛性と第二勾配は変えずに、降伏水平耐力を一律15%上昇させた。本来は、骨組が変形する速度は各時刻において変動し、従って歪速度も変動するが、最も簡単な形で歪速度の影響を考慮するために、降伏水平耐力を一律15%上昇させる方法を採用した。筋かいについては、**Fig. 6 (b)** に示されるような定式化モデル¹⁰⁾を採用した。このモデルは、弾性除荷直線 (ERL), 引張側耐力曲線 (TMC), 及び圧縮側耐力曲線 (CMC) から構成されている。筋かいについても、柱の場合と同様に歪速度の影響を考慮して、降伏応力度を一律15%上昇させた。筋かい付骨組の場合は、柱・筋かいそれぞれの復元力の単純和とした。**Fig. 6 (c)** には、筋かいが座屈しないと考えた時の復元力の重ね合わせが示されている。振動方程式中の Q_y , Δ_y は図中に示されている Q_y , Δ_y を表わしている。応答解析の際、 Q_y は、**Table 3** に示されている値を15%上昇させて使い、 Δ_y は、正弦波加振実験の結果得られた固有振動数より計算した初期弾性剛性で Q_y を除外した値を用いた。筋かい付骨組の場合の Δ_{cy} , Δ_{dy} も同様にして求めるが、その際、柱・筋かいそれぞれの弾性剛性は、正弦波加振実験で得られた固有振動数より計算した骨組全体としての弾性剛性を、静的な解析によって求めたそれぞれの弾性剛性の比に分担させた値を用いた。

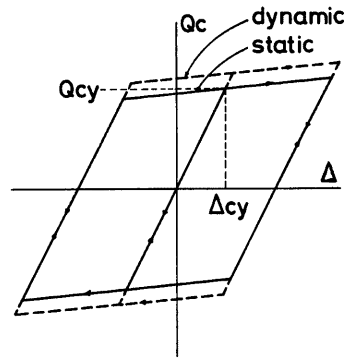
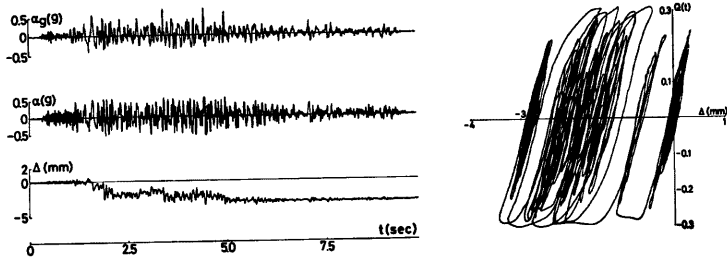
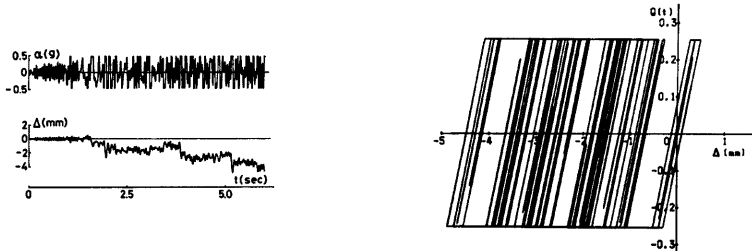


Fig. 7. Restoring Force Characteristics taking account of a Strain Rate



(a) Result of Shaking Table Test



(b) Result of Response Analysis

Fig. 8. OF40D

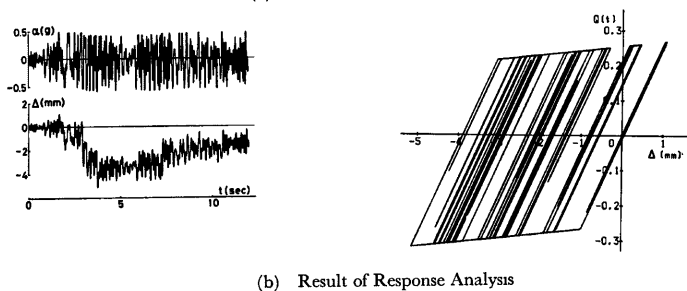
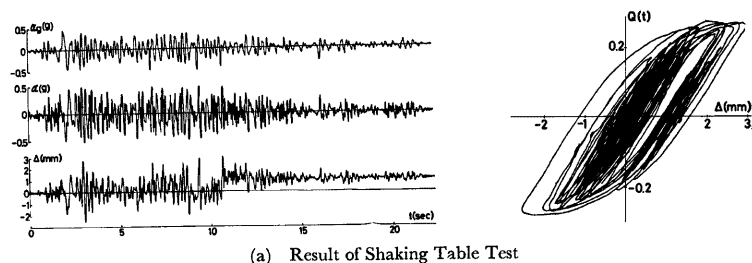


Fig. 9. OF80D

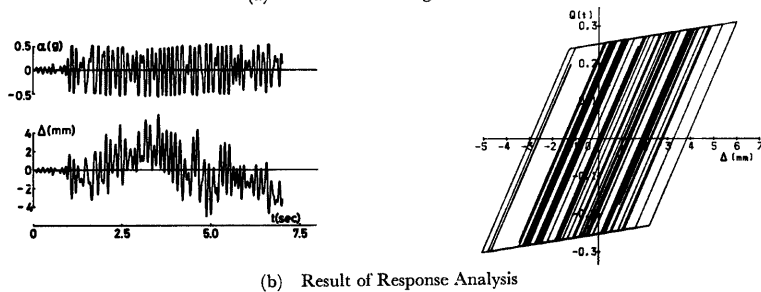
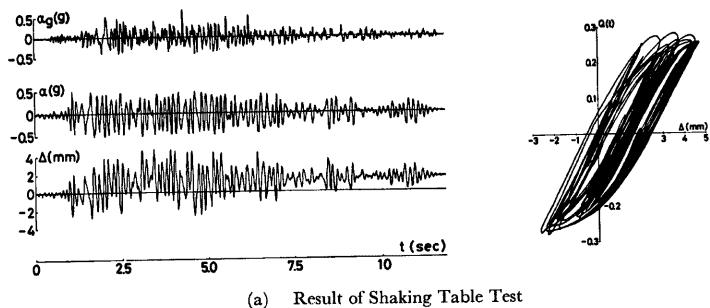
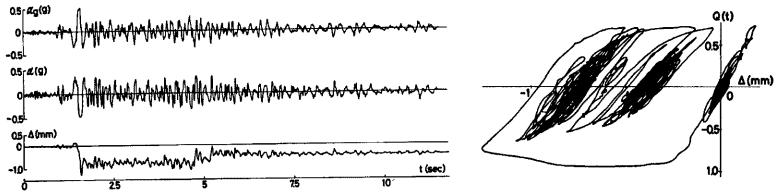
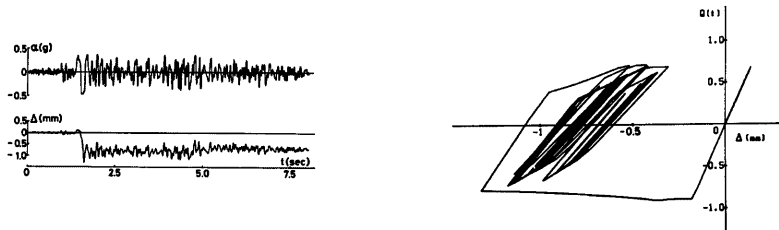


Fig. 10. OF120D

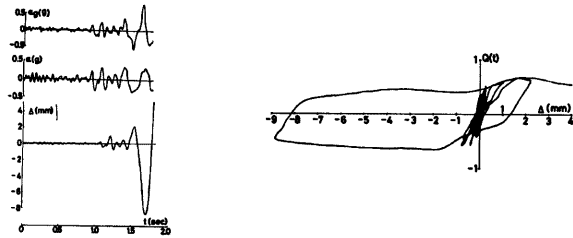


(a) Result of Shaking Table Test

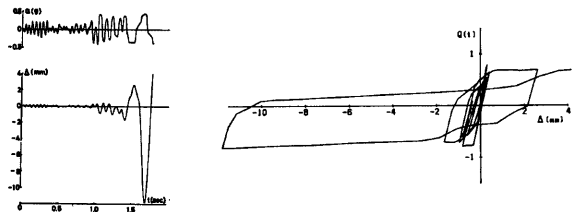


(b) Result of Response Analysis

Fig. 11. BF40D



(a) Result of Shaking Table Test



(b) Result of Response Analysis

Fig. 12. BF80D

各骨組に対して行なった動的応答解析によって、得られた応答加速度 α 、相対水平変位 Δ の時刻歴、および復元力 Q と相対水平変位 Δ との関係を Figs. 8~13 の(b)に示す。

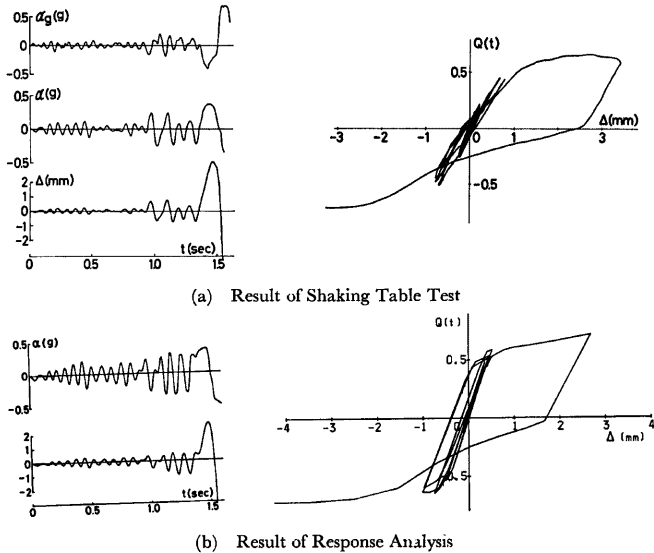


Fig. 13. BF120D

4.2 動的応答解析結果と動的崩壊実験結果との比較

各骨組について、動的応答解析結果と動的崩壊実験結果との比較を行なう。

(1) OF40D (Fig. 8)

応答解析は加振後6秒間について行なった。履歴曲線について比較すると、動的崩壊実験結果、応答解析結果共に、塑性域ではわずかな負勾配となっているが、ほぼ完全弾塑性型に近い形状を示している。塑性域における復元力は、動的崩壊実験で得られた値の方が、応答解析で得られた値より10～15%高い。相対水平変位について比較すると、両者の全体的傾向としては、共に変形が一方方向にかたより、よく似ている。しかしながら、動的崩壊実験の場合は、塑性変形量が徐々に蓄積される傾向を明瞭に示し、加振後5.7秒で最大値3.55mmを記録した。一方応答解析の場合は、全体の傾向としては、塑性変形量が蓄積されていたが、3.5秒付近の波で原点付近まで変形がもとり、数サイクル振動した後、4.5秒付近の波で再び変形が大きくなり、最大値4.86mmであった。

(2) OF80D (Fig. 9)

応答解析は加振後12秒間について行なった。この試験体の場合のみ、入力地震波は実時間で再生された。履歴曲線を比較すると、全体的な形状はよく似ているが、動的崩壊実験の場合はほぼ原点付近を中心に振動したのに対し、応答解析では変形が一方方向にかたよった。相対水平変位について比較すると、加振後2秒付近迄は、両者はよく一致しているが、2.2秒付近の波で、動的崩壊実験の場合は $\Delta = 1.55\text{ mm}$ まで変形がもどっているのに対し、応答解析の場合は、原点付近迄しかもどらなかった。その後、応答解析の場合、徐々に変形が負方向にかたより、3.8秒で最大値5.12mmとなった。その後、再び変形が徐々にもとり、10.6秒付近以降は振動の中心が安定した。この間、動的崩壊実験では、ほぼ原点付近で振動して、10.6秒で最大値2.56mmを記録した後、振動の中心がわずかに原点からずれた。

(3) OF120D (Fig. 10)

応答解析は加振後7秒間について行なった。履歴曲線を比較すると、全体の形状としてはよく似ているが、応答解析の場合の方が、正負両方向共大きく振動した。相対水平変位について比較すると、加振後3.5秒付近迄はよく似た傾向を示したが、動的崩壊実験の場合1.7秒で負方向の最大値2.94mmを記録し（同時刻で応答解析の場合 $\Delta=3.27$ mm）、応答解析の場合3.5秒で正方向の最大値6.00mmを記録した（同時刻で動的崩壊実験の場合 $\Delta=4.72$ mm）。その後、動的崩壊実験の場合、原点から正方向にわずかにずれた位置を中心に振動したのに対し、応答解析では徐々に負方向へ振動の中心がずれていって、4.9秒で負方向の最大値3.01mmを記録した。

(4) BF40D (Fig. 11)

応答解析は加振後8秒間について行なった。履歴曲線を比較すると、両者は非常によく似た形状を示し、応答加速度については非常に正確に追跡できた。相対水平変位について比較すると、両者共1.5秒付近の波で大きく変形し、動的崩壊実験の場合は $\Delta=1.26$ mm、応答解析の場合は $\Delta=1.31$ mmの最大値を記録した。その後、若干変形がもどり、4.7秒付近迄はほぼ同じ位置を中心として振動し、ここ迄は両者はよく一致している。次の波で動的崩壊実験の場合は $\Delta=0.14$ mm、応答解析では $\Delta=0.31$ mmまで変形がもどった。その後、数サイクル振動した後、5.2秒付近の波で、動的崩壊実験では $\Delta=0.05$ mmまでの変形がもどったのに対し、応答解析では $\Delta=0.39$ mmまでしかもどらなかった。以上述べたように、大変形を生じた時に塑性変形量の評価に誤差が生じる場合があるが、この試験体については、5.2秒付近までは精度よく動的崩壊実験の結果を追跡できた。その後も比較的小さな振幅で振動する場合には、塑性変形量を評価した時に生じた誤差を除けば、精度よく追跡できた。

(5) BF80D (Fig. 12)

履歴曲線の形状を比較すると、全体の形状はかなり似ているが、動的崩壊実験結果では大変形域でわずかなのであるが負勾配を示しているのに対し、応答解析結果ではわずかに正勾配であること、また、前者の場合相対水平変位が零となる直前位から耐力が上がっているのに対し、後者の場合は相対水平変位が約1.5mmを越えた後に耐力が上がっている。静的水平加力実験結果 (Fig. 4 (e)) では、大変形域における勾配は、動的崩壊実験結果と、耐力が上昇する時の変形量は応答解析結果とそれぞれ対応している。相対水平変位について比較すると、加振後1.5秒付近の波で変形が大きくなり（動的崩壊実験： $\Delta=2.06$ mm；応答解析： $\Delta=2.61$ mm）、次の波で逆方向に変形が非常に大きくなり、最大値（動的崩壊実験： $\Delta=8.71$ mm；応答解析： $\Delta=11.79$ mm）を記録した。次の波で、再び変形が逆方向に大きくなって崩壊した。以上のように、一般的な傾向としてはよく似ているが、大変形域での塑性変形量は、応答解析結果の方が大きめに評価している。

(6) BF120D (Fig. 13)

履歴曲線の形状を比較すると、両者はよく似た傾向を示しているが、動的崩壊実験結果の場合、大変形を生じて折り返す付近でわずかに勾配が下がっているが、応答解析結果では、そのまま正勾配となっている。相対水平変位について比較すると、加振後1.5秒付近の波によって変形が大きくなり、最大値（動的崩壊実験： $\Delta=3.42$ mm；応答解析： $\Delta=2.68$ mm）となり、次の波で変形が大きくなり、骨組は崩壊した。

5. ま と め

純骨組、及び筋かい付骨組に対して、振動台による動的崩壊実験、静的水平加力実験、および動的応答解析を行なった結果、次に示す知見を得た。

(1) 動的崩壊実験結果より、純骨組のうち、柱の軸力比が最も大きい OF40D の場合、ほぼ完全弾塑性型に近い復元力特性を示し、塑性変形量が徐々に蓄積される傾向を示し、柱の軸力比が比較的小さい OF80D、OF120D の場合は、安定した紡錘型の復元力特性を示し、ほぼ原点付近を中心として振動した。筋かい付骨

組の場合は、筋かいの座屈後、柱の負担する復元力が大きくなり降伏するため、変形が一気に大きくなる傾向を示し、BF80D、BF120D は実験の初期に崩壊した。

(2) 動的崩壊実験結果と静的水平加力実験結果との比較により、本実験で対象とした骨組のように、固有周期が非常に短い場合には、静的な耐力に比べ、動的な耐力が上昇することが観察された。この上昇率は、固有周期が短い骨組程大きくなる傾向を示した。

(3) 静的水平加力実験で得られた履歴曲線を基にして決めた Bi-linear 型モデルによって、かなり精度よく、骨組の動的挙動を追跡できた。しかしながら、Bi-linear 型モデルの第二勾配のわずかな変化により、得られる応答は大きく変化するため、地震力のような複雑な外乱を受けて振動する場合は、応答を精度よく予測できる第二勾配を決めるのは、かなり難しく、塑性変形量の評価に誤差を生じる場合がある。また、筋かい付骨組の場合の方が、純骨組の場合よりも、精度よく追跡できたことから、筋かいの定式化モデルは、動的応答解析に対し、精度よいモデルであることがわかった。

(4) 動的応答解析の際、歪速度の影響により降伏応力度が上昇することを考慮して、静的解析によって得た耐力を一律15%上昇させた。しかしながら、骨組が地震力のような動的な外乱を受けて振動する時、変形速度・歪速度は時間と共に変動するので、より厳密に歪速度の影響を考慮するためには、降伏応力度の上昇率が、歪速度の関数となっている復元力モデルの定式化が必要である。この点は今後の課題である。

6. 謝 辞

人為地震発生装置（振動台）の使用にあたり、京都大学防災研究所・南井教授、および市川技官に、また実験に用いた地震波の入手に際し、京都大学防災研究所・藤原助教授、および京都大学工学部建築学教室・鎌田助手に、御協力を得ました。深く感謝します。

本研究は、昭和52年度および53年度文部省科研費自然災害特別研究（1）（研究代表者 若林 實）によった。

参 考 文 献

- 1) Otani, S. and M.A. Sozen: Simulated Earthquake Tests of R/C Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST3, No. 10435, 1974, pp. 687-701.
- 2) Ohtani, K. and C. Minowa: Earthquake Simulator Test of Reinforced Concrete Frame Structures, Proc. of the 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, 1978, pp. 1441-1448.
- 3) Ravara, A., A. Mayorga and C. Carvalho: Seismic Tests of Infilled Reinforced Concrete Frames, Proc. of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977, Vol. 3, pp. 2772-2777.
- 4) Otani, S.: Earthquake Tests of Shear Wall-Frame Structures to Failure, Proc. of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977, Vol. 3, pp. 2759-2765.
- 5) 加藤 勉, 秋山 宏, 鈴木弘之, 深沢義和: 鋼構造模型の動的崩壊実験, 日本建築学会論文報告集, 第241号, 1976, pp. 101-109.
- 6) Clough, R.W. and D.T. Tang: Shaking Table Earthquake Response of Steel Frame, Journal of the Structural Division, Proc. of ASCE, Vol. 105, No. ST1, No. 14324, 1979, pp. 221-243.
- 7) 若林 實, 中村 武, 吉田 望, 岩井 哲, 高井秀博: 振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験, 京都大学防災研究所年報, 第22号 B-1, 1979, pp. 243-254.
- 8) 若林 實, 中村 武, 吉田 望, 岩井 哲: コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響, 京都大学防災研究所年報, 第22号 B-1, 1979, pp. 255-272.

- 9) 若林 實, 中村 武, 吉田 望, 岩井 哲, 渡辺幸広: 構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 投稿中.
- 10) Wakabayashi, M., T. Nakamura, M. Shibata, N. Yoshida and H. Masuda: Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load due to Earthquake, Proc. of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977, Vol. 3, pp. 3188-3193.

付 録

- B : 柱及び筋かいの断面の幅
 D : 柱及び筋かいの断面のせい
 f : Q_y で無次元化された復元力関数
 h : 骨組の内法高さ
 l : 筋かいの長さ
 m : 屋根板の質量
 N_0 : 柱の降伏軸力
 n_0 : 骨組の固有振動数
 Q : 骨組の水平方向復元力
 Q_{ny} : 筋かいの降伏時の耐力
 Q_{cy} : 柱の降伏時の耐力
 Q_d : 動的崩壊実験で測定された骨組の耐力
 Q_s : 静的水平加力実験で測定された骨組の耐力
 Q_y : $Q_{ny} + Q_{cy}$
 t : 時刻
 W : 屋根板の重量
 α : 屋根板の加振方向絶対加速度
 α_g : 入力加速度（地動加速度）
 α_m : 最大地動加速度
 α_W : $m \cdot \alpha_m / Q_y$
 Δ : 屋根板と床板との相対水平変位
 Δ_{ny} : 筋かいの降伏時の水平変位
 Δ_{cy} : 柱の降伏時の水平変位
 Δ_y : $Q_y / (m \cdot (2\pi/T)^2)$
 ζ : 骨組の粘性減衰定数
 λ : 筋かいの有効細長比
 $\varphi(t)$: 最大加速度で規準化された地動加速度