

# 第1層エネルギー集中型鉄骨柔剛混合架構の仮動的実験

塚越英夫 (技術研究所)      寺田岳彦 (技術研究所)  
 矢部喜堂 (技術研究所)      宇野寿郎 (技術本部)  
 真瀬伸治 (技術研究所)      平間敏彦 (原子力本部)

## § 1. はじめに

地震による建物への影響をエネルギーとして捉え、地震入力エネルギーと建物の吸収エネルギーを対比させて耐震安全性を評価するエネルギー論的設計法が提案されている<sup>1)2)</sup>。筆者らは、このエネルギー論的設計法を基にした新しい第1層エネルギー集中型鉄骨耐震構法を提案した<sup>3)</sup>。

本報告は、この第1層エネルギー集中型鉄骨耐震構法を実際の建物に適用するに当たり、柔剛混合架構の地震応答性状の把握とエネルギー吸収能力の評価、および適用建物の耐震安全性の確認のために行なった実大架構による仮動的実験の結果を示すものである。

ルーム実験棟(昭和63年9月竣工)であり、第3種地盤上に建つ地上3階建て(構造的には5層)の2×2スパンの建物である(図-1参照)。この建物は、第1層に地震入力エネルギーを吸収する剛部材と、応答変形を抑制する柔部材から構成される柔剛混合架構を設置し、主柱を柔部材としている。また、第2層以上はブレースを市松状に配置した構造としている。

建物の耐用年限中に起こるかも知れない極限地震による入力エネルギーの大部分を第1層に吸収させ、第2層以上は弾性に留まるように、第2層以上の降伏せん断力係数分布を最適降伏せん断力係数分布の1.5倍とした(図-2参照)。なお、第1層の降伏せん断力係数を0.26としている。

## § 2. 建物概要とモデル化

### 2.1 建物概要

対象建物は、『第1層エネルギー集中型鉄骨耐震構法』を適用した清水建設技術研究所内のウルトラクリーン

### 2.2 モデル化

この建物の地震時の挙動を部分的な架構を取り出して把握するために、次のモデル化を行なった。

1) 図-1に示す第1層の平面図はA, B, Cの3構面より成っているが、A構面とC構面は質量、剛性、耐力ともほぼ等しく、またB構面の耐力は小さく、構造計算では無視しているためA構面のみを取り出した。

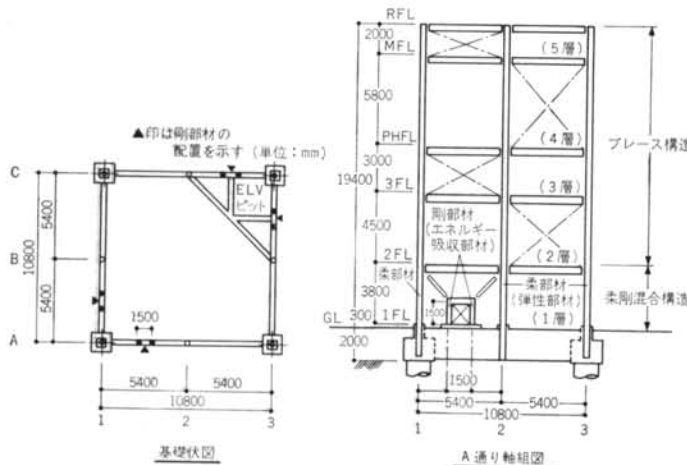


図-1 設計建物の基礎伏図と軸組図

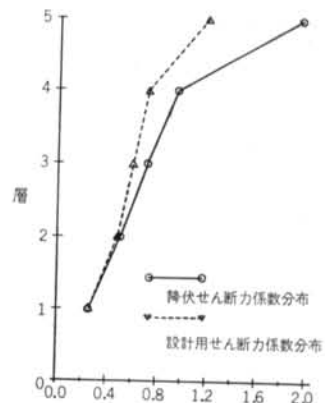


図-2 降伏せん断力係数分布

2) 本建物では、第2層以上は弾性に留まることが解析で確認されているため、第2層から第5層までを等価な1質点とした2質点系とし、第2質点については仮想的実験の数値解析プログラムで考慮する仮想試験体とした。このことは、無減衰で行なう多質点系の仮想的実験の応答に生じ易い誤差を防ぐこともできる。

3) 図-3に示すように、設計建物を等価せん断バネ一質点系に置換し、さらに5質点系を2質点系にモデル化するに当たって、第2層以上の質量の総和を仮想試験体の第2層の質量とし、かつ両系の1次固有周期が等しくなるように第2層以上を集約した等価剛性( $k_{eq}$ )を定めた。なお、第1層の諸元は同じである。

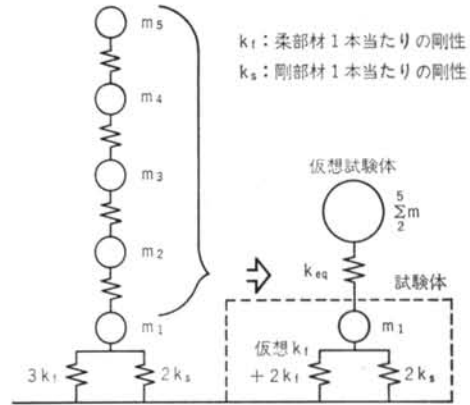


図-3 設計建物のモデル化

### 2.3 モデル化の妥当性の検証

2.2の設計建物のモデル化の妥当性を検証するために、5質点系の設計建物と2質点系のモデル建物について、地震応答解析により比較を行なった。

基礎は完全固定とみなし、剛部材の復元力特性は図-4に示す修正 Tri-linear 型を用いた。数値解析には Newmark- $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用い、減衰は無視した。

入力地震波は Hachinohe 1968 EW 波 (最大入力加速度  $Z_{o\max}=184$  Gal, 継続時間  $t_0=30$  sec) を用いた。最大入力加速度は、総エネルギー入力の等価速度 ( $V_E$ ) が  $120$  cm/sec となるように調整した。このときの継続時間は主要動部の20秒間とし、時刻刻みは  $0.005$  秒とした。

各系における第1層の応答層間変形の時刻歴を図-5に示す。図より、両者の応答波形は非常に良く一致し、正・負の最大値も5質点系の  $5.82$  cm,  $-7.17$  cm に対し、2質点系では  $5.48$  cm,  $-8.06$  cm とよく適合しており、モデル化の妥当性が確認できた。

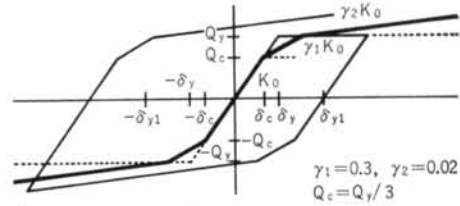


図-4 剛部材の復元力特性

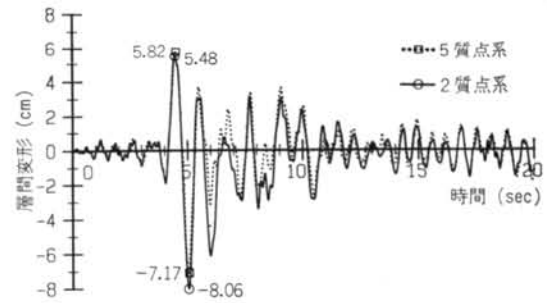


図-5 5質点系と2質点系の第1層応答層間変形の時刻歴

## § 3. 実験概要

### 3.1 試験体

試験体は図-6に示すように、第1層の柔部材2本と剛部材2本、およびこれらをつなぐ4本の梁と2本のブレースより構成される。設計建物では柔部材が3本あるが、想定される極限地震時には第1層の柔部材も弾性に留まることが確認されているため、予備加力を行ない柔部材の剛性 ( $k_f=0.938$  t/cm) を求め、外柱1本分を仮想柱として仮想的実験の数値解析プログラムに組み込んでいる。

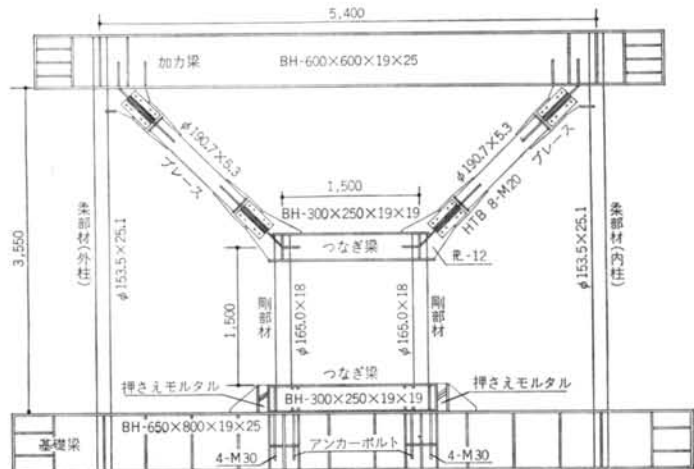


図-6 試験体概要

	$\sigma_y$ (tf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (tf/cm <sup>2</sup> )	$EI$ (%)	Y.R.	$E(\times 10^9)$ (tf/cm <sup>2</sup> )
柔部材 (HT 80)	8.81	9.15	24	0.96	2.11
剛部材 (STK 41)	2.78	4.72	38	0.59	2.04
ブレース (STK 41)	3.43	4.69	41	0.73	2.18
つなぎ梁 (SS 41)	2.70	4.31	32	0.63	2.07
ガセット プレート (SS 41)	3.04	4.54	30	0.67	2.13

表-1 供試材の機械的性質

2階の梁と基礎梁以外は、全て実際の建物に使用されるものと同一の部材を用い、柔部材には高張力鋼 HT 80 の継目無鋼管 (実測値  $\phi 153.5\text{mm} \times 25.1\text{mm}$ )、剛部材には軟鋼 STK 41 の継目無鋼管 (実測値  $\phi 165.0\text{mm} \times 18\text{mm}$ )、他の部材には SS41 を用いた。これらの供試材の機械的性質を表-1 に示す。

第2層の梁は、実際の建物のスラブを考慮した合成梁とほぼ等しい曲げ剛性を持つ溶接H型鋼とし、剛部材のつなぎ梁の基礎梁への定着も、実際の取り付け方法と同様にアンカーボルト止めとした。また、実際の建物ではこのつなぎ梁がコンクリートに埋められているため、試験体では加力方向に押さえモルタルを入れ、つなぎ梁の水平移動を拘束した。

### 3.2 加力方法

仮動的実験に用いた地震波は、建設地の地盤条件を考慮して Hachinohe 1968 EW 波とした。時間刻み ( $\Delta t$ ) は解の安定を考慮して 0.005 秒とし、数値解析には減衰項のない下式の中央差分法を用いた。なお、柔部材の剛性には  $P-D$  効果を考慮した。

$$\{X_{n+1}\} = 2\{X_n\} - \{X_{n-1}\} - \Delta t^2 \{m\}^{-1} \{F_n\} + \{1\} \ddot{Z}_{on} \quad \dots\dots(1)$$

ここに、

$\{X_n\}$ :  $n$  ステップの応答変位

$\{m\}$ : 質量

$\{F_n\}$ : 質点で作用するせん断力

$\ddot{Z}_{on}$ : 入力地震加速度

ただし、 $\{F_n\}$  の要素は次式で与えられ、左側の添字は質点番号を示す。

$$\left. \begin{aligned} 1F_n &= 1F_b + (k_f - k_{PD})_1 X_n - 2F_n \\ 2F_n &= k_{eq}(2X_n - 1X_n) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、

$1F_b$ : 4台のアクチュエータから得られる水平力

$k_f$ : 柔柱1本の弾性剛性

$k_{PD}$ :  $P-D$  効果による仮定の柔部材の劣化剛性 (仮定の柔部材が負担する重量を階高で除した値)

$k_{eq}$ : 第2層以上を集約した等価剛性

仮動的実験の加力は、次の2つのPhaseについて行なった。

1) Phase-I: 設計で想定されている極限地震レベルで、 $V_E=120\text{cm/sec}$  とし、継続時間は0秒から20秒間とする。その最大入力加速度は 205 Gal となる。

2) Phase-II: 柔部材が弾性限界に達する入力レベルで、 $V_E=200\text{cm/sec}$  とし、継続時間は主要動を包含する2~12秒の10秒間とする。その最大入力加速度は 350 Gal となる。なお、この実験は Phase-I に使用した試験体を用いる。

軸力は、第2層以上の付加軸力が軸力比に換算してわずかであり、柔部材に対し影響がほとんどないので、長期の値 (内柱 89.9  $t$ , 外柱 53.4  $t$ ) を一定に加えた。

加力装置を図-7に示す。水平力用アクチュエータ1に数値解析で得られる変形を与え、対向するアクチュエータ2にはアクチュエータ1と等しい荷重 (極性は逆) を与えるように制御を行なった。なお、軸力用のアクチュエータの水平分力も仮動的実験の数値解析の  $1F_b$  に取り込んで制御した。

## § 4. 地震応答性状

### 4.1 Phase-I

仮動的実験から得られた応答層間変形の時刻歴と地震応答解析による予測値を図-8に示し、せん断力-変形関係を図-9に示す。この実験結果より、次のことが明らかとなった。

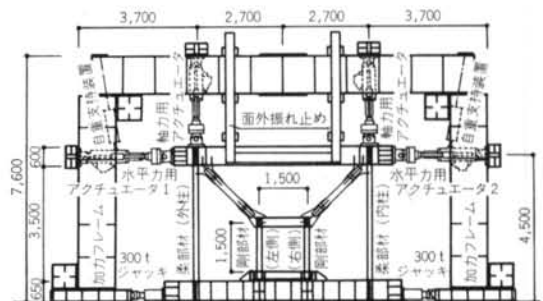


図-7 加力装置

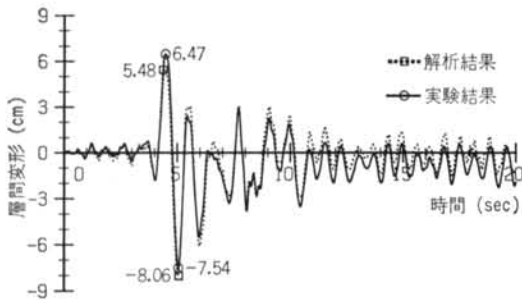
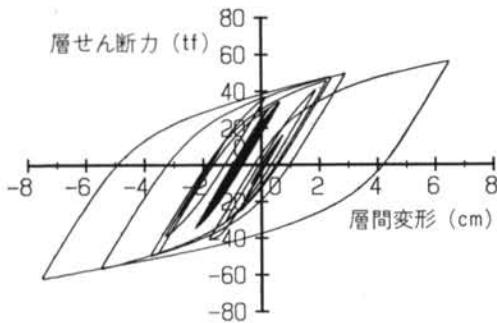
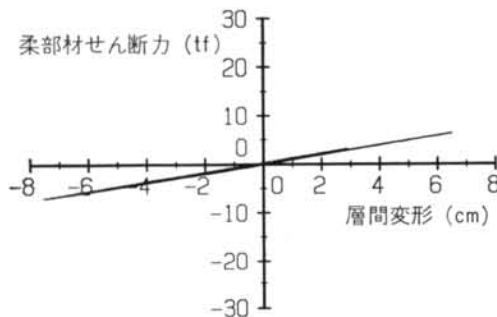


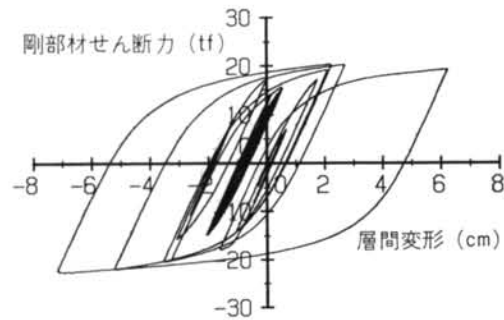
図-8 応答層間変形の時刻歴 ( $V_g=120\text{cm/sec}$ )



(a) 層全体

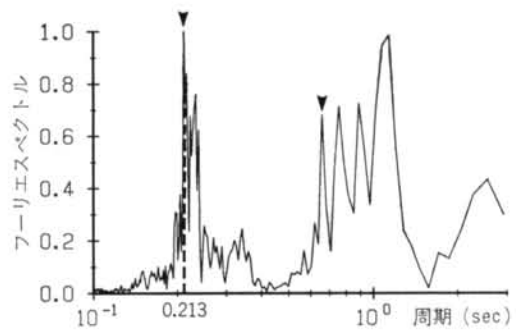


(b) 柔部材

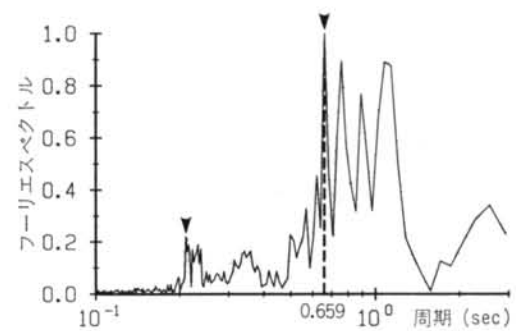


(c) 剛部材

図-9 せん断力-変形関係 ( $V_g=120\text{cm/sec}$ )



(a) 1層の応答加速度



(b) 2層の応答加速度

図-10 応答加速度のフーリエスペクトル

1) 図-8の応答層間変形の時刻歴を見ると、実験での最大変形は  $-7.54\text{cm}$  (層間変形角  $1/47$ ) となり、解析値の  $-8.06\text{cm}$  に比べて多少小さいものの、また10秒以降で負側にドリフトしているものの実験と解析の応答波形は良い対応を示している。

2) 層全体 および 剛部材のせん断力-変形関係では、エネルギー吸収能力の大きい安定したループを描いている。

3) 柔部材の最大ひずみ値は  $2,372\mu$  であり、素材の弾性限界値の  $4,180\mu$  に対して十分な余裕があり、せん断力-変形関係も弾性挙動を示している。

4) 実験終了までに、剛部材は部材端部より  $25\text{cm}$  の範囲まで塑性化が進展したが、クラックや局部座屈等の劣化現象は観察されなかった。

5) 実験時の応答波形より求めた応答加速度のフーリエスペクトル(図-10参照)を見ると、試験体の固有周期が明瞭に現われ、1次で  $0.659\text{秒}$ 、2次で  $0.213\text{秒}$ であった。これらの値は、基礎を完全固定として求めた解析値の  $0.640\text{秒}$ 、 $0.199\text{秒}$  に対し良い対応を示している。また、固有周期のやや長周期側にもピークがあり、剛部材の塑性化に伴って周期が伸びたことを示している。

6) 最大変形時には 2本の剛部材に同時に引張力が働

いたが、その大きい方の値でも 12.23 tf (軸力比 0.053) と小さかった。また、このときの剛部材の定着用のアンカーボルトの引抜き力の総和も 6.92 tf と小さかった。

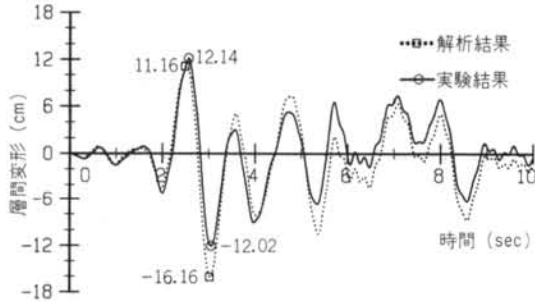


図-11 応答層間変形の時刻歴 ( $V_E=200\text{cm/sec}$ )

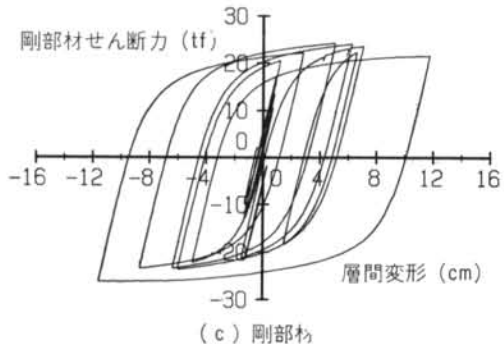
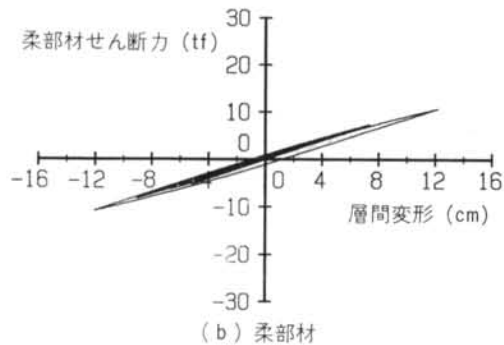
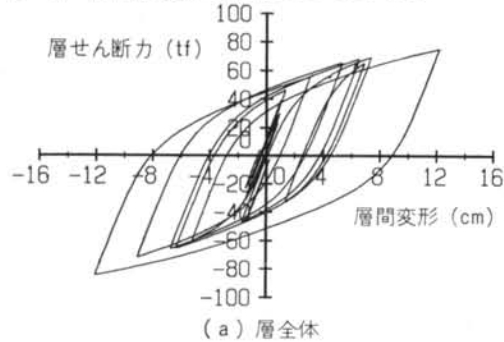


図-12 せん断力-変形関係 ( $V_E=200\text{cm/sec}$ )

## 4.2 Phase-II

この実験では Phase-I 終了後、残留変形を戻した試験体に対し主要動を包含する 2~12秒の10秒間の地震波を入力した。この結果の応答層間変形の時刻歴を図-11に示し(図中の0秒は地震動の2秒となる)、図-12にせん断力-変形関係を示す。この実験結果より、次のことが明らかとなった。

1) 応答層間変形の時刻歴を見ると、実験での正・負の最大変形は 12.14cm (層間変形角1/29), -12.02cm であり、解析値の 11.16cm, -16.16cm に対し負側の値が若干小さい。しかし、応答波形は多少ドリフトしているものの解析と良く一致している。

2) 層全体および剛部材のせん断力-変形関係を見ると、エネルギー吸収能力の大きい安定した履歴性状を示している。柔部材は、大変形に伴う部材の曲げの影響による履歴面積が多少現われていたが、弾性に留まっている。

3) 柔部材の最大ひずみ値は 3,784  $\mu$  であり、弾性限界値の 4,180  $\mu$  に対し 90%程度である。剛部材は端部より 35cmの範囲まで塑性化が進展した。

4) 負の最大変形時に、剛部材の柱頭、柱脚の最外縁の溶接止端部にヘアークラックが入った。しかし、実験終了までに多少の進展は見られたものの、耐力低下等の劣化現象は見られなかった。

## § 5. エネルギー評価

Phase-I, Phase-II の実験の入力エネルギーの時刻

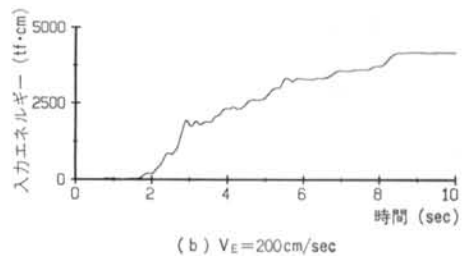
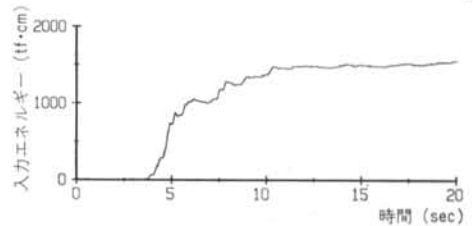


図-13 エネルギー入力時刻歴

歴を図-13 (図中の Phase-II の0秒は原波の2秒となる) に示す。これを見ると、両実験とも入力地震動の4~8秒の間に約80%のエネルギー入力が行なわれている

Phase		I	II
目標エネルギー入力等価速度 $V_E$ (cm/sec)		120	200
実	入力 エネルギー等価速度 (cm/sec)	123	202
	総エネルギー入力 (tf·cm)	1,554	4,158
験	吸収		
	弾性振動エネルギー (tf·cm)	10	9
	累積塑性ひずみエネルギー(tf·cm)	1,480	4,398
	[内訳] 1層 柔部材 (tf·cm)	11	80
	剛部材 (tf·cm)	1,469	4,318
収	全体に占める剛部材の割合(%)	98.6	98.0
	吸収エネルギーの和 (tf·cm)	1,490	4,407

表-2 エネルギー計算結果

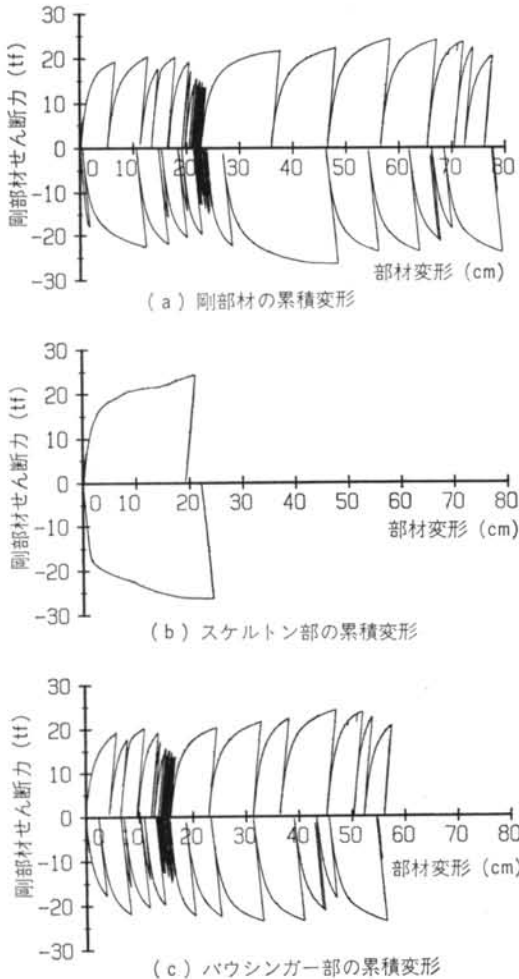


図-14 荷重-累積変形関係

ことが分かる。

表-2に、種々のエネルギー計算結果を示す。これより、次のことが明らかとなった。

1) 総エネルギー入力は、Phase-I では 123cm/sec, Phase-II では 202cm/sec と解析値と良く一致している。

2) 吸収エネルギーの和は Phase-I では 1,490 tf·cm であり、総エネルギー入力の 1,554 tf·cm に対して良く一致し、Phase-II でも 4,407 tf·cm に対し総エネルギー入力は 4,158 tf·cm と良く対応している。

3) 極限地震レベル以上の地震時には、総エネルギー入力の大部分は累積塑性ひずみエネルギーとして吸収され、弾性振動エネルギーは無視できる程度である。

4) 第1層の剛部材のエネルギー吸収量は全エネルギーの98.6% (Phase-I), 98.0% (Phase-II) に達しており、エネルギー吸収の大部分を受け持っている。

図-14に、剛部材の正・負の荷重-累積変形関係を示す。ここでは、剛部材の累積変形と、さらにそれをスケルトン部とバウシンガー部に分離して示している。これによると、応答変形に占めるバウシンガー部分はスケルトン部分の2.5倍程度となっている。単調加力での限界点までのエネルギー吸収能力は通常、スケルトンのみで評価されるが、バウシンガー部のエネルギー吸収能力を考え合わせれば十分安全側となる。

次に、図-15に剛部材の吸収エネルギーの定量的な内訳を示す。これより、左右の剛部材ともほぼ同量のエネルギーを吸収し、かつ正負の吸収量もほぼ同一であり、非常に効率の良いエネルギー吸収性能を示している。また、バウシンガー部のスケルトン部に対する吸収エネルギーの比率は1.5~2倍と大きい。

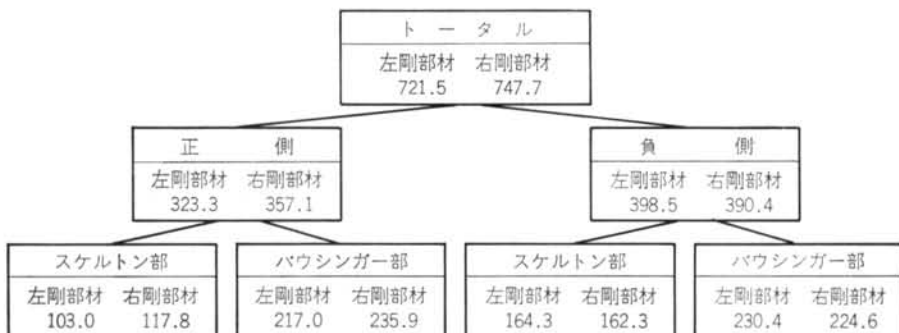
## § 6. 結 論

第1層エネルギー集中型鉄骨柔剛混合架構の極限地震時の挙動を調べるため、本構法を適用した建物の一部を取り出した実大架構による仮動的実験を行なった。この実験結果より、以下のことが明らかとなった。

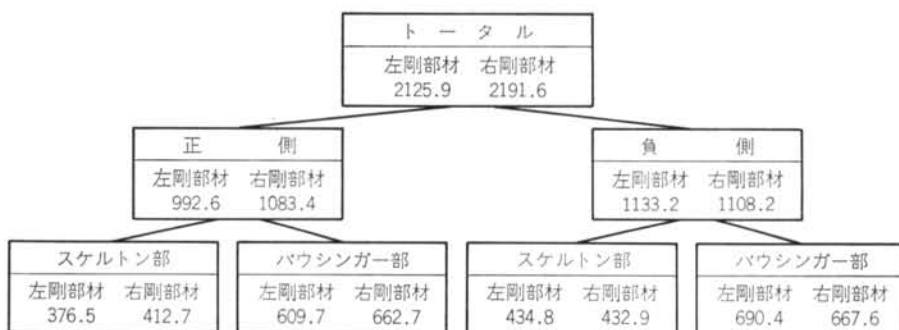
(1) 本構法を適用した5層の実建物を2質点系モデルに置換しても、その挙動は良く対応することが確認できた。

(2) 建物の一部を取り出して行なった実大試験体による仮動的実験によって、建物全体の地震応答性状が追跡できた。

(3) 柔剛混合架構の地震時の挙動は、エネルギー論的手法により的確に評価できる。



( a )  $V_E=120\text{cm/sec}$



( b )  $V_E=200\text{cm/sec}$

図一15 剛部材の吸収エネルギーの内訳 (単位:  $\text{tf}\cdot\text{cm}$ )

(4)極限地震レベル以上の地震に対しても柔部材は弾性に留まり、地震入力エネルギーの大部分を剛部材で吸収し、靱性に富む安定した挙動を示す。これにより、所期の性能を満足し、十分な耐震安全性があることが検証された。

謝辞 本研究は、住友金属工業㈱との共同研究によるものである。本研究に当たっては、東京大学助教授秋山宏博士にご指導を頂きました。末尾ながら、深甚なる謝意を表します。

<参考文献>

- 1) G. W. Housner: "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes" Proceeding of 1st World Conference on Earthquake Engineering, 1956.
- 2) 秋山宏: "建築物の耐震極限設計" 東京大学出版会 (1980年)
- 3) 矢部喜堂, 真瀬伸治, 平間敏彦, 寺田岳彦, 宇野寿郎: "第1層エネルギー集中型鉄骨耐震構法の提案" 清水建設研究報告第48号 (1988年)

