住友生命仙台ビルの強震時の実挙動について

—その 2 1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震の強震記録と弾塑性応答解析—

正 会 員 内 田 直 樹*1
 正 会 員 江 崎 文 也*2
 正 会 員 松 永 浩 一*3
 正 会 員 青 柳 司*4
 正 会 員 川 村 政 美*5

§ 1 序

前報 (その 1)¹⁾ では、仙台市内に建つ地下 2 階、地上 18 階の住友生命仙台ビル (SRC 造) について、設計概要および竣工直前に実施された強制振動実験の結果を紹介し、さらに 1978 年 2 月 20 日の宮城県沖地震に際して同建物内で観測された強震計記録をもとに、建物の弾性地震応答解析を行ない、観測記録と解析結果および強制振動実験結果等との比較検討を試みた。本報告では、2 月 20 日の地震に引き続いて発生した 1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震に際して、再度同建物内で観測された強震計記録をもとに、建物の弾塑性地震応答解析を行ない、観測記録と解析結果を比較検討するとともに、2 度にわたる強震を経験した後の 1978 年 9 月に実施した同建物の常時微動測定結果を紹介し、同建物の振動特性が大地震の前後でどのように推移したかについて、主として固有周期に着目して考察を加える。

§ 2 地震概要

1978 年 2 月 20 日の地震からほぼ 4 ヶ月を経過した 1978 年 6 月 12 日、宮城県地方は再び仙台市東方を震源とする地震に襲われ、宮城県を中心として家屋倒壊、建物および橋梁の損傷、がけ崩れなど大きな被害が生じた。

本建物においては、B 2 階、9 階および 18 階に設置した強震計により NS, UD および EW の 3 成分について再び完全な観測記録を得ることができた。以下に地震諸元および本建物における観測記録を示す。なお、強震計の種別は B 2 階が SMAC-E 型、9 階および 18 階が SMAC-Q 型である。

2-1 地震諸元²⁾

発生時刻 1978 年 6 月 12 日 17 時 14 分

- *1 (株) 日建設計大阪本社 構造設計主管
 *2 九州大学助手 (元 (株) 日建設計)
 *3 (株) 日建設計大阪本社 構造部員
 *4 (株) 日建設計 構造部長
 *5 (株) 日建設計 取締役・工博

(昭和 55 年 2 月 25 日本稿受理・討論期限昭和 56 年 4 月末日)

震源位置 東経 142.23°
 北緯 38.17°
 深さ 25.8 km } 東北大学理学部附属地震
 予知観測センターによる

規 模 マグニチュード $M=7.4$

仙台震度 気象庁震度階 V

2-2 本建物における観測記録

本建物の B 2 階、9 階および 18 階で観測された加速度記録を数値化し、各階の実測最大加速度を表 2-1 に、B 2 階の数値化波形を図 2-1 に示す。数値化に際しては各階記録とも、NS, EW 成分は 0.02 秒間隔で読み取り、これを直線補間して 0.01 秒間隔のデータとし、UD 成分は 0.01 秒間隔で読み取って、いずれも 0.01 秒間隔のデータとした。読み取りは 29~35 秒間について行なった。零基線の補正については Brady 等の方法により、加速度波形の軸に放物線を仮定し、1 回積分し

表 2-1 実測最大加速度 (単位 gal)

	1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震		
	NS	UD	EW
18 階	580	287	506
9 階	504	241	422
B 2 階	278	117	252

図 2-1 実測記録 (地下 2 階) (単位 : gal, 秒)

図 2-2 実測記録の加速度応答スペクトル

図 2-3 実測記録のフーリエスペクトル

表 2-2 実測記録より求めた本建物の固有周期
(単位: 秒)

	1978年2月20日 の宮城県沖地震		1978年6月12日 の宮城県沖地震	
	NS	EW	NS	EW
1 次	1.17	1.08	1.33	1.33
2 次	0.27	0.28	0.31	0.31

た速度波形の軸に最小2乗法による3次曲線のあてはめを行なって各次の係数を求めることによって行なった。なお、各階の強震計を通じての連動的な時刻刻印が記録されなかったため、各階の観測記録の相対的な時間関係は不明である。

表 2-1 によると水平方向の実測最大加速度は、B2 階で約 250~280 gal, 18 階で約 510~580 gal となっており、前報(その1)の2月20日の地震時の観測結果と比べると、B2 階で 2.5~2.6 倍、9 階および 18 階では 1.5~1.6 倍の加速度値となっている。

また、図 2-2 a), b), c) には NS, UD および EW 方向の各階実測記録の1質点系加速度応答スペクトルを、2月20日の地震の実測記録の応答スペクトルと重ねて示す。なお、入力最大加速度はすべて $1g$ とし、減衰定数は 1% について示した。これらによると、NS および EW 方向の 9 階および 18 階実測記録のスペクトルの 2 つのピーク位置は、本建物の強震時の 1 次および 2 次周期に相当するものと思われるが、2月20日の地震と本地震を比較すると、本地震の方がスペクトルのピークが右にずれており、若干の周期の伸びがうかがわれる。図 2-3 a), b), c) には、NS, UD および EW 方向について、各階実測記録のフーリエスペクトルを示す。表 2-2 には、NS, EW 方向の 18 階実測記録のフーリエスペクトルのピーク位置より求めた、本建物の強震時の 1 次および 2 次周期を示す。なお、表中には 2月20日の地震の実測記録より同様に求めた固有周期もあわせて示した。これによると、2月20日の地震時に比べて、NS 方向は 1 次、2 次周期とも約 14%, EW 方向は 1 次周期が約 23%, 2 次周期が約 11% 程度長くなっていることがわかる。

なお、周期 10 秒、減衰定数 70.7% の 1 質点振り子の最大応答速度により、B2 階の本実測記録を速度評価すると、NS 方向 30.5 kine, EW 方向 38.7 kine および UD 方向が 12.6 kine となる。

地震後の調査による本建物の被害状況としては、ALC 板またはコンクリート間仕切壁にきれつが生じ設備機器に若干の損傷が生じた他、構造体の被害としては、中央コア部の EW 方向耐震壁にほぼ全階にわたって軽微なせん断きれつが生じ、また NS 方向中央スパンの境界ばりのうち最外端のものにほぼ全階にわたって極く微細な曲げきれつが認められた。これは当初の設計方針と地

震の大きさから当然予想されたものである。

§ 3 地震応答解析

本地震により本建物の構造体に若干の被害が生じたこと、また前報(その1)の2月20日の地震に対する応答解析結果と比較し、本地震では B2 階の実測最大加速度が2月20日の地震時の約 2.5 倍となっていることを考慮すると、本地震に対しては弾塑性応答解析を行なう必要がある。弾塑性域にわたる動的解析モデルとしては、建家をせん断バネに置換したモデルを用いることが多いが、本建物のように主たる耐震架構が境界ばりでつないだ連層耐震壁架構である場合には、各層が独立して挙動するせん断型モデルを設定するより、曲げせん断型モデルを設定する方が実状に即している。本解析では、このような曲げせん断型の変形特性を有する架構の弾塑性地震応答解析を行なうため、主たる連層耐震壁を壁柱として線材に置換し、これと境界ばりとを連結して壁柱架構の曲げせん断バネを求め、その他の架構はせん断バネとして両者を組み合わせた架構モデルを設定し、壁柱、境界ばりおよびせん断バネにそれぞれ弾塑性復元力特性を仮定することにより地震応答解析を行なった。

3-1 解析法

(1) 架構モデル

図 3-1 に基準階床ばり伏図を示す。NS, EW 両方向とも、建物の対称軸上ではり端部をローラー支承することにより 1/4 架構を取り出しモデル化した。

NS 方向については、図 3-2 に示すように ㊸、㊹ および ㊺ 通りの耐震壁架構について図の斜線部で示す断面を壁柱として線材に置換し、これと ㊻ 通り中央スパンの境界ばりとを剛域を介して連結して壁柱架構とし、各階床位置に設けた節点で水平、鉛直および回転の 3 自由度を有する曲げせん断バネを求めた。なお、壁柱の断面性能としては、曲げおよび軸方向剛性は図の斜線部全断面について求め、せん断剛性用断面積 A_s は ㊸ 通り ㊹-㊺ 間の耐震壁の断面積とし、このような性能を有する線材を各階壁柱断面の平均的中立軸位置に設定した。境界ばりの剛域端

は、㊻ 通りの壁柱面よりはりせいの 1/4 だけ内部に入った所とした。次に ㊸ 架構はラーメン架構とみなし、前報(その1)の2月20日の地震に対する弾性解析モデル(以後、単に弾性解析モデルと呼ぶ)を用い、

図 3-1 基準階床ばり伏図

図 3-2 NS 方向架構モデル

これに設計荷重と同形の荷重を加えて、(2) に述べる方法によりせん断バネに置換した。以上のようにして求めた壁柱架構の曲げせん断バネとラーメン架構のせん断バネを加え合わせて、全架構の全体曲げせん断バネを作成した。

EW 方向については、図 3-3 に示すように (A) 通り ②-③ 間の耐震壁を中央で 2 分し、これと (3) 通り (A)-③ 間の耐震壁について、図の斜線部を壁柱として線材置換し、境界ばりは (3) 通り (C)-③ 間のはりをスパン中央で 2 分し 剛域付線材として壁柱に連結して壁柱架構とした。壁柱は NS 方向同様、斜線部全断面について曲げおよび軸方向剛性を求め、せん断剛性用断面積 A_s としては (3) 通り (A)-③ 間の耐震壁の断面積として、これを各階壁柱断面の平均的中立軸位置に設定した。境界ばりの剛域端は (3) 通りの壁柱面よりはりせいの 1/4 だけ内部に入ったところとした。その他の架構、すなわち (1)、(2) 架構および (3) 通り中央の境界ばり付耐震壁架構はラーメン架構とみなし、それぞれせん断バネ架構 I およびせん断バネ架構 II としてせん断バネに置換し、壁柱架構の曲げせん断バネと加え合わせて全体曲げせん断バネとした。なお、壁柱の柱脚は NS, EW 両方向とも固定とした。

コンクリートのヤング係数 E およびせん断弾性係数 G は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾により、普通コンクリート ($F_c=210 \text{ kg/cm}^2$, $r=2.3 \text{ t/m}^3$, $\nu=1/6$) は $E=215 \text{ t/cm}^2$, $G=92.2 \text{ t/cm}^2$, 1 種軽量コンクリート ($F_c=210 \text{ kg/cm}^2$, $r=1.9 \text{ t/m}^3$, $\nu=1/6$) は $E=162 \text{ t/cm}^2$, $G=69.3 \text{ t/cm}^2$ とした。また SRC 部材については、鉄骨のヤング係数を 2100 t/cm^2 として鉄骨断面積をヤング係数比倍してコンクリート断面に換算しその影響を考慮した。

図 3-3 EW 方向架構モデル

図 3-4 壁柱架構の変形と応力

(2) 復元力特性

i) 壁 柱

曲げ剛性は弾性とし、せん断剛性には以下のようにバイリニアを仮定する。図 3-4 のように壁柱架構節点 i の水平、鉛直および回転変位を u_i , v_i , θ_i とすると、 i 層の壁柱のせん断力 Q_i は下式で表わされる。

$$Q_i = GA_s \cdot \frac{\alpha}{2(1+\alpha)} \left\{ \frac{2}{h_i} (u_i - u_{i-1}) - \theta_i - \theta_{i-1} \right\} \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに

$$\alpha = \frac{12EI}{h_i^2 \cdot GA_s}$$

EI : i 層の壁柱断面の曲げ弾性剛性

GA_s : i 層の壁柱断面のせん断弾性剛性

h_i : i 層の階高

(3-1) 式の右辺で $\left\{ \frac{2}{h_i} (u_i - u_{i-1}) - \theta_i - \theta_{i-1} \right\} = w_i$ とおいて、

$$Q_i = GA_s \cdot \frac{\alpha}{2(1+\alpha)} \cdot w_i \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

と表わし、 Q_i と w_i に図 3-5 のようなバイリニア復元力特性を仮定する。 Q_{cr} は壁柱のせん断初きれつ耐力とし、下式により求めた。

$$Q_{cr} = \beta_{cr} \cdot GA_s \cdot R_{sc} \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

ここに β_{cr} : せん断初きれつ時の剛性低下率

R_{sc} : せん断初きれつ時のせん断変形角

図 3-5 壁柱せん断力の復元力特性

本解析では、 $\beta_{cr}=0.9$ 、 $R_{sc}=0.4 \times 10^{-3}$ (ラジアン) とした。 cK は弾性剛性であり、きれつ発生後の第2勾配 cK_2 はせん断弾性係数を $1/5$ とすることにより評価した。

ii) 境界ばり

せん断剛性は弾性と

し、曲げ剛性には以下のようにバイリニアを仮定する。図 3-4 に示すように、 i 層の境界ばりの反曲点までの長さを l 、剛域長を l_i とすれば境界ばりの剛域端モーメント M_i は下式で表わされる。

$$M_i = \frac{12EI}{(l-l_i)^2} \cdot \frac{1}{(4+\alpha)} (l\theta_i - v_i) \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

ここに

$$\alpha = \frac{12EI}{(l-l_i)^2 GA_s}$$

EI : i 層境界ばりの曲げ弾性剛性

GA_s : i 層境界ばりのせん断弾性剛性

(3-4) 式の右辺で $(l\theta_i - v_i) = g_i$ とおいて

$$M_i = \frac{12EI}{(l-l_i)^2} \cdot \frac{1}{(4+\alpha)} \cdot g_i \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

と表わし、 M_i と g_i に図 3-6 のようなバイリニア復元力特性を仮定する。 M_Y は境界ばりの曲げ耐力とし、鉄骨断面の全塑性モーメントと RC 断面の曲げ終局強度の和として下式により求めた。

$$M_Y = s\sigma_y \cdot s z_p + 0.9 \cdot r a_t \cdot r \sigma_y \cdot d \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

ここに $s\sigma_y$: 鉄骨の降伏強度

$s z_p$: 鉄骨断面の塑性断面係数

$r a_t$: 引張主筋の断面積

$r\sigma_y$: 鉄筋の降伏強度

d : はりの有効せい

図中、 gK は弾性剛性であり、曲げ降伏後の第2勾配はゼロとした。

iii) せん断バネ

壁柱架構以外の架構は、前述の弾性解析モデルと設計荷重を用いて以下のようにせん断バネに置換した。まず弾性解析モデルに設計荷重を加えた時の各架構の分担層せん断力と層間変形より、せん断バネとしての弾性剛性

を求める。また、本建物ははり降伏型で設計しており、予想される応答の範囲内でははりおよび耐震壁の塑性化のみを考慮すればよい。そこで各架構内の耐震壁のせん断初きれつ耐力およびはりの曲げ耐力を i), ii) と同様の方法で求め、各部材の設計荷重時応力に対する倍率をそれぞれ μ_{cr} , μ_y とし、この倍率の小さい部材から順次塑性化が生じるものと仮定する。以下に各架構の復元力特性を示す。

イ) NS 方向

① 架構は予想される応答の範囲内では、図 3-7 に示す ①-③ 間のラーメンばりの降伏および中央スパンの境界ばりの降伏のみを考慮すればよい。ラーメンばりの降伏時倍率 $R\mu_y$ および境界ばりの降伏時倍率 $K\mu_y$ は次式により求める。

$$R\mu_y = \frac{RM_y}{RM_D}, \quad K\mu_y = \frac{KM_y}{KM_D} \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

ここに、

RM_D , KM_D : ラーメンばりおよび境界ばりの設計荷重時の節点曲げモーメント

RM_y , KM_y : ラーメンばりおよび境界ばりの曲げ耐力

上式より層ごとに $R\mu_y$, $K\mu_y$ を求め、層としての塑性

性化はその層の上部のはりが降伏した時に生じると仮定すると、各層の復元力特性は図 3-8 a), b) のようになる。18 階から 11 階ではラーメンばりの降伏が先行し、10 階から B1 階では境界ばりの降伏が先行する。ラーメンばり降伏時の層せん断力 RQ_y , $RQ_{y'}$ および境界ばり降伏時の層せん断力 KQ_y , $KQ_{y'}$ は以下のように求める。まず、ラーメンばりの降伏が先行する場合は次式による。

$$\left. \begin{aligned} RQ_y &= R\mu_y \cdot Q_D \\ KQ_y &= R\mu_y \cdot RQ_D + K\mu_y \cdot WQ_D \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

ここに Q_D : 設計荷重時の ① 架構の分担層せん断力

RQ_D : ①-③ 柱の設計荷重時せん断力

図 3-7 弾性解析モデル (NS 方向)

図 3-8 a) ラーメンばりの降伏が先行する層 (18~11 階)

図 3-8 b) 境界ばりの降伏が先行する層 (10~B1 階)

由度のみの応答計算用曲げせん断バネ $[k]$ を求める。
これと各階床位置に集中した質量とにより基礎固定の
20 質点系とする。

多質点系の振動方程式は次式となる。

$$[m]\{\ddot{x}_0 + \ddot{y}\} + [c]\{\dot{x}_0\} + [k]\{x_0\} = \{0\} \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

ここに $[m]$: 質量マトリックス

$[c]$: 減衰係数マトリックス

$\{x_0\}$: 相対変位ベクトル

$\{y\}$: 地動変位ベクトル

ここで、相対変位を増分表示し、1 ステップ前の値にダッシュをつけて表わし、さらに復元力ベクトル $[k]\{x_0\}$ を $\{f_0\}$ と表わすことにしてこれも増分表示すると次式のようにになる。

$$\left. \begin{aligned} \{x_0\} &= \{x_0'\} + \{4x_0\} \\ \{f_0\} &= [k]\{x_0\} = [k]\{x_0'\} + [k]\{4x_0\} \\ &= \{f_0'\} + [k]\{4x_0\} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

ここで、1 ステップ前の変位 $\{x_0'\}$ を定数と考え、 $\{x_0\}$ の微分を $\{\dot{x}_0\} = \{4\dot{x}_0\}$, $\{\ddot{x}_0\} = \{4\ddot{x}_0\}$ と表わして、(3-11) 式を (3-10) 式に用いると次式が得られる。

$$[m]\{4\ddot{x}_0 + \ddot{y}\} + [c]\{4\dot{x}_0\} + \{f_0'\} + [k]\{4x_0\} = \{0\} \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

ただし上式の $\{4\ddot{x}_0\}$, $\{4\dot{x}_0\}$ は加速度や速度の増分値ではないので累加せず、 $\{4x_0\}$ のみ累加していくものとする。(3-12) 式に線形加速度法を適用することによりステップ・バイ・ステップで応答を求める。

塑性化による $[k]$ の修正は以下のように行なう。まず、上記によりステップごとに求まる主変数 x_0 の値より従属変数すなわち壁柱架構節点の鉛直および回転変位を求める。次にこれらより壁柱、境界はりおよびせん断バネの各応力を求め、それぞれに設定した復元力特性に応じて塑性化のチェックをステップごとに行ない、必要があれば部材の剛性を変更して $[K]$ を修正し、さらにこの $[K]$ を縮小して次のステップに用いる $[k]$ とする。

図 3-13 塑性化による応力の修正

応力のみ $\bar{Q}_{i+1}$ から Q_{i+1} に修正して第2勾配に乗せる方法を用いた。このようにすると、塑性化が生じるたびに節点に不釣合力が生じるので、以下に示す方法でその蓄積を防いだ^{4), 5)}。

全体曲げせん断バネの節点に生じる水平、鉛直および

回転方向の復元力ベクトルを $\{F\}$ とし、主変数および従属変数に関する成分にそれぞれ添字 0 および 1 をつけて表わすと次式のようにになる。

$$\begin{aligned} \{F\} &= \begin{Bmatrix} f_0 \\ f_1 \end{Bmatrix} = [K]\{4X\} + \{F'\} \\ &= \begin{bmatrix} k_{00} & k_{01} \\ k_{10} & k_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 4x_0 \\ 4x_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_0' \\ f_1' \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3-13) \end{aligned}$$

ここに

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{00} & k_{01} \\ k_{10} & k_{11} \end{bmatrix} : \text{全体曲げせん断バネ}$$

$$\{4X\} = \begin{Bmatrix} 4x_0 \\ 4x_1 \end{Bmatrix} : \text{このステップの変位増分}$$

$$\{F'\} = \begin{Bmatrix} f_0' \\ f_1' \end{Bmatrix} : \text{1 ステップ前の復元力ベクトル}$$

前のステップで塑性化が生じた場合、それによる不釣合力は $\{f_1'\}$ となっている。そこで、 $[K]$ から従属変数を消去して $[k]$ に縮小する際に (3-13) 式で $\{f_1\} = \{0\}$ という条件を用いると以下のようにになる。まず (3-13) 式で $\{f_1\} = \{0\}$ とおいて

$$\begin{Bmatrix} f_0' \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{00} & k_{01} \\ k_{10} & k_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 4x_0 \\ 4x_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_0' \\ f_1' \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3-14)$$

これを $\{4x_1\}$ について解くと

$$\{4x_1\} = [k_1]\{4x_0\} + \{4x_1^*\} \quad \dots\dots\dots (3-15)$$

$$\text{ここに } [k_1] = -[k_{11}]^{-1}[k_{10}]$$

$$\{4x_1^*\} = -[k_{11}]^{-1}\{f_1'\}$$

(3-15) 式を用いて $\{f_0\}$ は次式のように表わされる。

$$\{f_0\} = [k]\{4x_0\} + \{f_0^*\} \quad \dots\dots\dots (3-16)$$

$$\text{ここに } [k] = [[k_{00}] - [k_{01}][k_{11}]^{-1}[k_{10}]]$$

$$\{f_0^*\} = \{f_0'\} - [k_{01}][k_{11}]^{-1}\{f_1'\}$$

そこで (3-16) 式の $\{f_0^*\}$ を (3-12) 式の $\{f_0'\}$ として用いて、このステップの $\{4x_0\}$ を求め、これと $\{4x_1^*\}$ より (3-15) 式から $\{4x_1\}$ を求めて、このステップの変位増分 $\{4X\} = \begin{Bmatrix} 4x_0 \\ 4x_1 \end{Bmatrix}$ とすれば、前のステップで生じた不釣合力 $\{f_1'\}$ が、従属変数の内部変位 $\{4x_1^*\}$ を考慮することによりこのステップで解消されて、 $\{f_1\} = \{0\}$ とすることができる。本弾塑性解析では $[K]$ を $[k]$ に縮小する際に上記のような方法を用いることにより、不釣合力の蓄積を防いだ。

以上のようにして定めた質点系に、本地震の B2 階観測記録を入力として用いて地震応答解析を行なった。減衰定数は 1 次 1% の振動数比例形とし、質点質量としては、自重および地震力算定用積載荷重の和とした。積分時間間隔は、実測記録を 3 次曲線により補間して NS 方向 0.004 秒、EW 方向 0.005 秒とした。

以下に解析結果および実測値との比較を示す。なお、前報(その1)の §2 で述べた、建家を全てせん断バネに置換した設計時のせん断型弾塑性モデルを用いて、減衰定数は同じく 1 次 1% の振動数比例形として本地震

表 3-1 固有周期一覧 (単位: 秒)

	実 測 値 (1978年2月20日の宮城県沖地震)		弾性解析モデル による解析値		本弾塑性解析モデル による解析値	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW
1次	1.17	1.08	1.21	1.10	1.20	1.13
2次	0.27	0.28	0.31	0.31	0.30	0.34
3次	—	—	0.16	0.16	0.15	0.18

図 3-14 a)

NS 方向固有振動形

図 3-14 b)

EW 方向固有振動形

に対して行なった解析(以後、設計時弾塑性解析と呼ぶ)の結果もあわせて示す。

3-2 解析結果および実測値との比較

(1) 固有周期

表 3-1 に本建物の1次, 2次および3次固有周期について, 本弾塑性解析モデルの弾性剛性から求めた値, 弾性解析モデルによる値および構造体が弾性範囲内の挙動を示したと考えられる2月20日の地震時の実測記録より求めた値をあわせて示す。本弾塑性解析モデルによる値は弾性解析モデルの値とよく一致しており, 実測記録による値とは, 2次周期に多少の差はあるものの, 1次周期はよく対応している。

(2) 固有振動形

図 3-14 a), b) には, 本弾塑性解析モデルおよび弾性解析モデルによる1次, 2次および3次固有振動形を NS, EW 方向について示す。両方向とも両者はよく一致している。

(3) 応答層せん断力

本弾塑性解析および設計時弾塑性解析による最大応答層せん断力を図 3-15 に示す。図中には, 本建物の設計用せん断力および, 前報(その1)に述べた設計時弾性解析モデルと設計荷重を用いて, ある層で壁柱が最初に曲げ耐力に達した時の各層の層せん断力として求めた終局

図 3-15 最大応答層せん断力

せん断力も示してある。本弾塑性解析による地下2階のベースシア係数は, NS 方向が 0.275, EW 方向が 0.188 となっている。

(4) 転倒モーメント

本弾塑性解析による最大転倒モーメントは, NS 方向 3.21×10^5 tm, EW 方向 2.51×10^5 tm となっている。本建物は地下水位を B1 階床位置とした最も不利な状態で, 両方向とも約 3.2×10^5 tm の転倒モーメントに対し基礎の浮上りが生じないように設計しており, 本地震時に基礎の浮上りは生じなかったものと思われる。

(5) 塑性率

本弾塑性解析による壁柱, 境界ばりおよびせん断バネ架構の塑性率を NS, EW 方向について図 3-16 に示す。塑性率は, いずれも各復元力特性の第1折点の変形に対する最大応答変形の割合で示した。これらによると, NS 方向については, 下層部の壁柱にせん断されつが生じ, 塑性率は最大約 1.4 程度で, 境界ばりは中層より上部はほとんどに曲げ降伏が生じ, 最大の塑性率は 18 階の境界ばりが約 2.7 である。また, せん断バネに置換した ① 架構は弾性であった。EW 方向については, 壁柱, 境界ばりおよびせん断バネ架構 I は全層弾性範囲であった。トリリニア復元力特性を持つせん断バネ架構

図 3-16 塑性率

Ⅱは、6階から8階で境界ばりが曲げ降伏し、16階と17階では耐震壁にせん断きれつが生じたが、いずれも塑性率は最大1.1程度であり第3勾配に入った層は無かった。

これらを本建物の構造体の被害状況と対応させると、解析結果はNS方向については、㊸通り境界ばりの曲げ降伏状況および㊸架構が弾性範囲にとどまったこと等、実状ともよく対応している。EW方向については、せん断バネ架構Ⅱのみがわずかに塑性化し、他は弾性である点は被害実状とよく対応しているが、せん断バネ架構Ⅱの中層部で境界ばりに曲げ降伏が生じ、耐震壁が弾性範囲にとどまったことは実状とやや相違している。

また、本弾塑性解析モデルでは、境界ばりの曲げ降伏のみを考慮しせん断剛性は弾性とし、壁柱はせん断降伏のみ考慮し曲げ剛性は弾性としているが、境界ばりについては、曲げ降伏がせん断降伏に先行するように設計しており、本弾塑性解析による境界ばりの最大応答せん断力に対して十分なせん断降伏耐力を有している。壁柱については、本弾塑性解析モデルのように壁柱が複雑な断面形状を有している場合、その曲げ降伏強度を精度よく求めることは容易でないが、文献6)、7)による方法で壁柱の曲げ降伏強度を略算すると、本弾塑性解析による壁柱の最大応答曲げモーメントはいずれもこの降伏強度以下となっている。

(6) 最大応答加速度

本弾塑性解析および設計時弾塑性解析による最大応答加速度を実測最大加速度とともに、表3-2および図3-17に示す。設計時弾塑性解析結果は、18階については実測値とよく一致しているが、9階の応答が実測値をやや下回っているのに対し、本弾塑性解析結果は、9階および18階とも実測値とほぼ対応している。

(7) 応答加速度波形

本弾塑性解析による9階および18階の応答加速度波形を実測記録とともに、NS、EW方向について図3-18に示す。前述のとおり、各階観測記録の相対的時間関係が不明であるので、実測波形と解析波形の比較に当っては、各階実測記録の初めから数秒間の主要動数波について両者のピーク位置等が比較的良好に対応すると思われる対応位置において比較を行なった。これらによると実測波形と解析波形は、NS方向については9階および18階とも非常によく一

表 3-2 最大応答加速度 (単位: gal)

	実 測 値 (1978年6月12日の宮城県沖地震)		設 計 時 弾 塑 性 解 析 値		本弾塑性解析値	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW
18 階	580 (2.09)	506 (2.01)	603 (2.17)	492 (1.95)	694 (2.50)	456 (1.81)
9 階	504 (1.81)	422 (1.67)	389 (1.40)	314 (1.25)	484 (1.74)	414 (1.64)
B 2 階	278 (1.0)	252 (1.0)	278 (1.0)	252 (1.0)	278 (1.0)	252 (1.0)
備 考	()内の数値はB 2階の最大加速度に対する比率

図 3-17 最大応答加速度

図 3-18 応答加速度波形

図 3-19 実測値および解析値の加速度応答スペクトル

致している。EW 方向については、両階とも初めから約 3.5 秒以降になるとピーク値および波形にやや差が見られるが、最初のほぼ 3 秒間の主要動については両者は大略対応している。

また、本弾塑性解析による 9 階および 18 階の応答加速度波形について、1 質点系加速度応答スペクトルを各実測記録の応答スペクトルと重ねて図 3-19 に示す。入力最大の加速度は全て $1g$ とし、減衰定数は 1% について示した。これらによると、実測値と解析値は NS 方向については 9 階および 18 階とも非常によく一致している。EW 方向については、各階とも 1 次周期に相当する部分でピーク位置に多少のずれがあり、また応答倍率は実測値の方がかなり大きくなっている。2 次周期に相当する部分では、ピーク位置はよく対応しているが、応答倍率は逆に解析値の方が大きめとなっている。

3-3 ま と め

主たる境界ばりつき連層耐震壁架構を壁柱架構として曲げせん断バネとし、その他の架構をせん断バネに置換して壁柱、境界ばりおよびせん断バネのそれぞれに弾塑性復元力特性を仮定した本弾塑性解析結果は、EW 方向について若干の相違はあるものの実測結果とよく対応している。EW 方向について、解析結果が実測結果と

若干相違しているのは、中央コア部の連層耐震壁架構をせん断バネとして扱ったことにやや実状とそぐわない点があったためと思われる。

しかしながら、壁柱の線材置換、耐震壁を含む架構のせん断バネ置換あるいは基礎固定の質点系としたことなど、本建物の架構特性をそこなうことなく比較的簡略化した本弾塑性解析モデルにより、本建物の強震時の弾塑性挙動は十分に理論的に把握できたものと思われる。

§ 4 地震後の常時微動測定

1978 年 2 月 20 日の地震を経たのち、および 6 月 12 日の宮城県沖地震からほぼ 3 ケ月を経過した

1978 年 9 月初旬、本建物の常時微動測定を実施し、2 度にわたる強震経験後の本建物の微振動時の振動特性を把握することができた⁸⁾。

4-1 測定項目および方法

(1) 測定項目

本建物の固有周期を求めるため建物内の常時微動を測定した。また、減衰定数を求めるため人力加振による 1 次共振後の自由振動を測定した。

(2) 測定方法

常時微動測定は、前報(その 1)に紹介した竣工時の強制振動実験における振動形測定時の変位計設置場所に加速度計を設置して、NS、EW 方向について 10 分間前後の測定を行なった。人力加振による測定は、16 階エレベーターホールにて周期 1 秒前後で人力加振を行ない、1 次振動の振幅が十分成育した時点(R 階で両振幅が 170μ 程度)で加振をやめ、その後の自由振動を上記の各位置で測定した。なお、測定は休日の昼間に行なった。

4-2 測定結果

(1) 固有周期

各階の常時微動測定記録のパワースペクトルのピーク位置より求めた本建物の 1 次、2 次および 3 次固有周期

表 4-1 固有周期一覧

(単位: 秒)

	強 制 振 動 実 験 値 (1973 年 10 月)			常時微動測定 (1973 年 10 月)		強 震 時 の 実 測 値				本常時微動測定 (1978 年 9 月)	
	偏心モーメント (kg・m)	NS	EW	NS	EW	1978 年 2 月 20 日		1978 年 6 月 12 日		NS	EW
						NS	EW	NS	EW		
1 次	80 130	0.84 0.85	0.80 0.81	0.84	0.78	1.17	1.08	1.33	1.33	1.02	0.98
2 次	30	0.23	0.23	—	—	0.27	0.28	0.31	0.31	0.27	0.27
3 次	10 8	0.14	0.12	—	—	—	—	—	—	—	—

図 4-1 a) 固有周期の推移 (NS 方向)

図 4-1 b) 固有周期の推移 (EW 方向)

を表 4-1 および図 4-1 a), b) に示す。図表中には、強制振動実験結果および同実験時に実施した常時微動測定結果より求めた値、また、2月20日および6月12日の地震時の18階実測記録のフーリエスペクトルより求めた値をあわせて示した。これらによると、B2階で約100 gal, 18階で約360 galの加速度を記録した2月20日の地震時には、竣工時の微振動時の測定値よりかなり長い固有周期を示し、またB2階で約280 gal, 18階で約580 galの加速度を記録し構造体の一部に若干の塑性化が生じた6月12日の地震時には、さらに周期が延びていることがわかる。また本測定による強震経験後の微振動時の固有周期は、強震時よりかなり短くなるが、強震経験前の値までは短くならないことがわかる。

表 4-2 減衰定数 (単位: %)

	強制振動実験値 (1973年10月)		本測定値 (1978年9月)	
	NS	EW	NS	EW
1次	0.9	1.1	1.1	1.3

(2) 減衰定数

人力加振後のR階の自由振動波形より求めた1次振動に対する減衰定数を表 4-2 に示す。表中には竣工時の制強振動実験時に同じく自由振動波形より求めた値をあわせて示す。これによると、本測定値は強震経験前の値よりやや大きめとなっている。

§5 結 び

前報(その1)に引き続いて、1978年6月12日に発生した宮城県沖地震によって観測された仙台市内に建つSRC造18階事務所建築の強震記録と理論値との対応

を試みた。また、上記建物の竣工時の強制振動実験および常時微動測定により得られた微振動時の測定結果と強震時の振動特性との相関、さらには2度にわたる強震後の常時微動測定から得られた構造特性について、とくに固有周期に着目して考察を加えた。

1978年2月20日の宮城県沖地震に関しては、本建物のように主耐震要素として耐震壁を互いに直交して配置した場合には、直交壁の影響をすべて考慮して立体効果を取り入れた解析モデルにより強震時の実挙動を把握できることは前報(その1)で述べた通りである。

1978年6月12日の宮城県沖地震に関しては、連層耐震壁とそれに連なる境界ばりとからなる架構を曲げせん断バネに置換し、その他のラーメン架構はせん断バネに置換して両者を組み合わせた曲げせん断型弾塑性解析によって観測値と解析値はよく対応することがわかる。解析結果で架構の一部が塑性化する状況により、強震後の構造体の被害状況もほぼ把握し得たと思われる。

本建物のように連層耐震壁とその境界ばり架構を主耐震要素とし、境界ばりの曲げ降伏を先行させることにより地震時の入力エネルギーを特定の層に集中させずに、でき得る限り全層で吸収しようとする構造設計の意図は、設計当時のせん断型の弾塑性解析モデルでは十分確認することが困難であった。しかしながら、ここに述べた曲げせん断型の弾塑性解析によって、この種の構造の評価も可能になったと思われる。

固有周期については、竣工時の微振動時の測定結果は解析値よりかなり短くなっているが、1978年2月20日の強震時にはほぼ本解析値に相当する値まで延びることがわかる。また、6月12日の強震時には構造体の一部が塑性化してさらに周期が延びるが、強震後の微振動時には竣工時の値にまではならないものの、かなり短くなる。

いずれにせよ、微振動時と強震時では固有周期にかなりの隔たりがあり、解析値は強震時のものによく対応している。

なお、ここで述べた解析結果は将来さらに詳細な検討を加えて、より正確な分析が必要なことは言うまでもない。たとえば、地震入力の問題にしても地下2階の観測波をそのまま入力にして上階の応答をみたことも、周辺地盤との相関を考慮したモデル化の問題等とあわせて、今後の大きな課題であろう。また、構造体の解析モデルにしても、ここに採用した方法をさらにすすめて、全ての部材の弾塑性性状を取り入れた曲げせん断型のモデルによる解析も理論的には考えられる。その他、減衰定数の設定や復元力特性の仮定の方法等にも、今後の研究成果を待ってさらにより正確に検討を加えるべきである。

う。

しかしながら、現時点の実務設計のレベルでは、ここに報告したように地震の入力レベルに合わせて架構の本質を見失うことなく簡略化した解析法によって、本建物の強震時の実挙動を工学的には十分把握できたと考える。

本報告の発表に当っては、住友生命保険相互会社の関係各位の御理解を頂いた。また、本報告をまとめるに当たり、東北大学教授志賀敏男博士、同助教授柴田明德博士には竣工時の強制振動実験、常時微動測定、1978年2月20日の強震記録の提供さらには強震後の常時微動測定はもとより、有益な御指導を賜わった。また強震後の常時微動測定は戸田建設技術開発センターに実施して頂いた。また、株式会社日建設計大阪本社の吉川 平、降井繁蔵、西田 理、桐原英秋の各氏には絶大な御協力を頂いた。ここに深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 内田直樹, 江崎文也, 松永浩一, 青柳 司, 川村政美: 住友生命仙台ビルの強震時の実挙動について(その1 1978年2月20日の宮城県沖地震の強震記録と弾性応答解析), 日本建築学会論文報告集第290号, 昭和55年4

月

- 2) 日本建築学会構造標準委員会: 1978年宮城県沖地震災害調査報告, 建築雑誌 Vol. 93, No. 1144, 昭和53年12月号
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 昭和46年5月
- 4) 浅野美次, 寺本隆幸: 任意系弾塑性曲げせん断型振動応答解析(平面骨組への適用例における一考察), 第1回電子計算機利用シンポジウム論文集, 日本建築学会, 昭和54年3月
- 5) 寺本隆幸, 浅野美次, 北村春幸: 弾塑性曲げ型振動応答解析における一考察(某高層ビルにおけるケーススタディ), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 昭和53年9月
- 6) 広沢雅也: 鉄筋コンクリート・プレストレストコンクリート設計計算入門/13 8. 部材の設計計算 3. 耐震壁, コンクリートジャーナル, 1974年8月号
- 7) 広沢雅也: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料 No. 6, 建設省建築研究所, 1975年3月
- 8) 戸田建設株式会社技術開発センター: 1978宮城県沖地震経験後の住友生命仙台ビル振動特性調査, 昭和53年11月
- 9) 内田直樹, 松永浩一, 江崎文也, 青柳 司, 川村政美: 動的耐震設計したSRC造18階建家の強震記録とその解析(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 昭和54年9月

SYNOPSIS

UDC : 624.042.7 : 620.1(521.1M) "1978"

SEISMIC BEHAVIORS OF SUMITOMO SENDAI BLDG UNDER STRONG EARTHQUAKE

—No. 2 "Miyagi-ken Oki Earthquake" records June 12, '78 and elastic plastic response analysis—

by NAOKI UCHIDA, FUMIYA ESAKI, KOICHI MATSUNAGA, TSUKASA AOYAGI and MASAYOSHI KAWAMURA, Members of A.I.J.

Correlatively selecting a 18-storied steel-reinforced concrete building in Sendai City and "Miyagiken Oki Earthquake", June 12, 1978, the paper describes the results of the comparative study made for the elastic plastic seismic analysis results obtained on the basis of the strong earthquake motions recorded on the building and for the actually measured values. Concurrently, transitional changes of pre- and post-earthquake natural period of the building are introduced.