1968年十勝沖地震による八戸市庁舎の被害 に関する考察

正 会 員 西 川 孝 夫*1
同 宇 田 川 邦 明*2
同 村 上 雅 也*3
同 岡 田 恒 男*4
同 大 沢 胖*5
同 田 中 尚*6

はじめに

八戸市庁舎は、1968年十勝沖地震において被害を受けた鉄筋コンクリート建物の1つである。被害のうちで特に目立ったのは、ペントハウス最上階の倒壊とこし壁の

図—1(a) 東立面図

図—1(b) 一階平面図

- *1 都立大学工学部 助手・工修
- *2 東大生研助手・工修
- *3 千葉大工学部助教授・工博
- *4 東大生研助教授・工博
- *5 東大地震研教授・工博
- *6 東大生研教授・工博

(昭和44年11月7日本稿受理・討論期限昭和45年6月末日)

付いた柱のせん断破壊であった。被害調査の詳細はすでに発表した¹⁾。

本報告は弾性解析により被害の可能性を検討し、さらにペントハウスを取り出し、非線形応答解析結果から、ペントハウス最上階の倒壊の可能性等を検討したものである。

建物概要

この建物は青森県八戸市堀端町に昭和35年10月に竣工したもので、主体構造は地上3階地下1階で、一部に平屋およびペントハウス5階が附属している鉄筋コンクリート造であるが、3階東側議場部分は鉄骨造および鉄骨鉄筋コンクリート造を併用している。図1に立面図および1階平面図を示す。

壁率は表—1に示したように地階では10 cm/m²以上、1階では2 cm/m²以下、2階では4 cm/m²強、3階では南北方向8 cm/m²弱、東西方向3 cm/m²弱であり、壁は3階建西側部分の便所まわりに比較的集中して配置されている。

表—1 壁 率 (cm/m²)

	地 階	1 階	2 階	3 階
南北方向	11.6	1.92	4.16	7.78
東西方向	13.7	1.65	4.50	2.84

設計条件

構造計算書より、耐震設計に関係のある事項を転載するとつぎのとおりである。

- i) 設計震度 0.2×0.9 (地域低減係数) = 0.18 (一般階), $0.3 \times 0.9 = 0.27$ (ペントハウス)
- ii) 使用材料 コンクリート: 普通コンクリート $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$, 鉄筋: SR 24
- iii) 基礎 コンクリート既製ぐい 径: 300 mm, 長さ: 標準 9 m (地下室は 5 m)

なお計算は日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計

算規準」に準じて行なわれている。

被害状況

この建物のおもな被害は、3階建東側部分の1,2階の10本余の柱が大きくせん断または曲げ破壊したこと、5階建ペントハウスの最上階が倒壊し屋上に落下したこと、および3階建西側部分の壁にせん断ひび割れが生じたことであった。地階、3階および平屋部分の被害は軽

表—2 被害の分類基準

種類	ひび割れの程度	説 明	記 号
(a) 曲げひび割れ	0) 無 被 害	よく探すと見つかるかも知れないが、あったとしても非常に小さい。	0
	i) 小 さ い	すぐ見つかる程度（鉄筋は降伏していないと判断できる）。	B—I
	ii) 大 き い	鉄筋が降伏していると判断できる。 圧縮側には、圧壊が生じている。	B—II
	iii) 非常に大きい	圧縮鉄筋が露出し、Buckling している。 鉛直力を支持できない。	B—III
(b) せん断ひび割れ	0) 無 被 害	よく探すと見つかるかも知れないが、あったとしても非常に小さい。	0
	i) 小 さ い	すぐ見つかる程度	S—I
	ii) 大 き い	ひび割れ幅 1mm 程度以上。	S—II
	iii) 非常に大きい	目で見えるほどのせん断ずれを生じている。 水平耐力を失っている。	S—III
(c) 曲げ・せん断ひび割れ		上記 (a),(b) の記号を併用する。	

10層と10層以上の力・変形曲線（対称）

表—3 柱の被害程度

被害程度 階	B III, S III	B II, S II	B I, S I	0	×	Total
P ₁ ~P ₅	9 本 45%	2 本 10%	5 本 25%	4 本 20%	— —	20 本
3	— —	1 本 1.8%	14 本 24.6%	29 本 50.8%	13 本 22.8%	57 本
2	7 本 11.1%	7 本 11.1%	16 本 25.4%	30 本 47.6%	3 本 4.8%	63 本
1	1 本 1.0%	8 本 8.1%	49 本 49.5%	41 本 41.4%	— —	99 本
地 下	— —	— —	16 本 26.7%	30 本 50%	14 本 23.3%	60 本
Total	17 本 5.7%	18 本 6.0%	100 本 33.5%	134 本 44.8%	30 本 10.0%	299 本

微であり、柱に小さな曲げひび割れが生じた程度であった。柱および壁の被害に比較して、はりの被害は全体的にわずかで、はり端下端に曲げ引張りひび割れ、または小さな圧壊を生じたはりが数本と、ハンチ始点に小さな曲げ引張りひび割れを生じたものが見うけられた程度であった。柱の被害程度を表—2のように分類し、その分類法に従って各階の柱の全数に対する被害柱数の割合を示したものが表—3である。この表—3から、被害は2階部分およびペントハウスに集中したことがわかる。

微動測定

被害後の建物性状を調べるために、各階の床で微動の測定を行なった。各階の南北方向微動を同時観測（鉛直同軸点上）した結果では、被害の多い東側ブロックでは0.47秒、被害の少ない西側ブロックでは0.38秒と卓越する周期が異なっていた。3階床での平面同軸・同時観測では、東側ブロックの変位が西側の変位より大きく、ねじれ振動性状を示す場合があり、これが前記0.47秒の周期に対応していた。東西方向の各階鉛直同軸上の観測では、0.38秒の周期が卓越しており、この時3階床での平面同軸・同時観測では、ねじれの影響は見られなかった。ペントハウス5階東面では、南北、東西方向とも0.47秒の周期が卓越していた。

コンクリート強度の測定

i) シュミットハンマーによる測定結果 東側ブロックの1階からペントハウスまでの柱およびはりの試験の結果は、190~310 kg/cm² (22点平均 247 kg/cm²) であった。

ii) ペントハウス柱のコンクリート強度試験 ペントハウスの倒壊した柱より径 10 cm、長さ 20 cm のボーリングコアを採取し、試験した結果圧縮強度は 261~428 kg/cm² (9本平均 333 kg/cm²) であり、割裂強度は 24.4~34.1 kg/cm² (平均 30.6 kg/cm²) であり、圧縮強度の約 0.092 倍であった。

以上の試験の結果に関する限り、コンクリートの設計強度を十分上まわっていたと思われる。

弾性解析

この建物では、壁の偏在と質量の偏在により、地震時にねじれの生じる可能性のあること、およびこし壁の付いたラーメンでは、こし壁により柱の変形が拘束されて応力集中が生じる可能性があることなどが予想された。

ここでは、これらの特性と被害との関係を固有振動特性、ラーメンの変形などから弾性的に検討し、さらに弾性応答計算により応答変位・応力などを求め、それらと被害程度との関係を検討した。以下にその解析について述べる。

a) 剛性の算出

部材の断面は可能な限り実測した寸法（モルタル仕上げを含む）を用い、スラブの有効幅は日本建築学会「鉄

図-2 剛域のとり方

筋コンクリート構造計算規準」によった。さらに剛域としては、図-2に示すように、柱梁の接合部ではその全域を、こし壁の付いている場合には、こし壁高さの全長をとった。以上仮定のもとに、柱、梁、壁に曲げ変形、せん断変形を考慮して、マトリックス剛性法で各フレームの剛性を求めた。なお地下部分は壁が多く配置され、剛性が非常に高いので、1階柱脚の水平変位および鉛直変位はないものと仮定し、さらに下に耐震壁のあるものは回転もないとした。しかしこの建物はフレームの間に、耐震壁や間仕切壁が複雑に配置されているので、それらの取扱い如何によって建物の剛性がかなり変化する可能性がある。そこで、本論文では次の仮定のもとに壁の剛性を算出した。

以下その方法を簡単に述べるが、詳細については文献2を参照されたい。まず壁の4隅を nodal point とし、壁体周辺の変位関数をフレームの曲げ変形と一致するように3次曲線と仮定し剛性行列を求め、それと先に求めたラーメンの剛性行列とを重ね合わせることで、壁付ラーメンの剛性行列を作成した。なお開口のある壁は、その開口周比に基づいてその剛性を低下させた。

b) こし壁の影響

以上のようにして求められた剛性を用いてこの建物の静的特性を検討したが、ここでは特に2ラーメンのこし壁が骨組の剛性に及ぼす影響について述べる。

実際の設計では、概してこし壁を非構造体と見做すことが多いが、地震時にこし壁が悪影響を及ぼすことがある。(今回の十勝沖地震においてもこし壁のために応力集中が起こりその部分の柱が被害を受けた例が八戸市庁舎以外にも見られた) しかしながら、こし壁を骨組の剛性計算の際どの程度算入すればよいかは不明であるが、いずれにしても弾性計算においては、こし壁のかなりの部分が骨組剛性および応力分布に影響を与えることは過去に発表されている解析結果からも明らかである。そこで、ここではこし壁を無視した場合と、こし壁の影響を骨組の剛性計算に算入した場合とについて、各層に100tの横力がかかった場合の2ラーメンの変形を例にして図3に示す。この図からも分るように2ラーメンの2階のこし壁を無視すると2層の層間変位は、こし壁考慮の時の約5割も大きい変形を示すことが分る。つまり図3

図-3 ラーメン立面図および変形図

に示す程度のこし壁でも、その剛性に寄与する割合は大きくけって腰壁が骨組の弾性剛性算出の上には無視できないことを示している。また実際の被害状況をみても、こし壁による変形拘束のため、柱と腰壁のつけ根(こし壁の上端)部分の圧壊、または柱の可撓部分が短くなって剛性が高くなり応力集中を起こして、曲げせん断破壊した柱が見られた。

c) 固有振動特性

この建物は剛性および質量の平面的分布が様でないので、固有振動特性を求める場合にねじれの影響をも考慮した。ねじれを考慮した各階重心位置で立てた自由振動方程式は次のようになる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} \{x\} \\ \{y\} \\ \{\theta\} \end{Bmatrix} \quad [M] = \begin{bmatrix} [m] & & \\ & [m] & \\ & & [I] \end{bmatrix} \quad [m] = \begin{bmatrix} m_1 & & \\ & \ddots & \\ & & m_n \end{bmatrix} \quad [I] = \begin{bmatrix} I_1 & & \\ & \ddots & \\ & & I_n \end{bmatrix}$$

$\{x\}, \{y\}$: 基礎からの変位

$\{\theta\}$: 重心の回転角

$\{m\}$: 質量

$\{I\}$: 回転慣性

$$[K] = \begin{bmatrix} XX & 0 & X\theta \\ 0 & YY & Y\theta \\ \theta X & \theta Y & \theta\theta \end{bmatrix}$$

XX, YYはある層だけを単位平行移動させた時の各層の力

$\theta X, \theta Y$ はある層だけをそれぞれX方向またはY方向に単位平行移動させた時におこる各層重心まわりのモーメントでありX θ , Y θ は相反定理により $\theta X, \theta Y$ に

表-4 弾性周期一らん(sec)

	1 次		2 次		3 次		4 次		5 次		6 次	
並進周期	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	0.186	0.379	0.135	0.184	0.065	0.101	0.054	0.070	0.033	0.053	0.026	0.046
ねじれ考慮	0.385		0.221		0.186		0.174		0.139		0.110	

同じである。

$\theta\theta$ はある層だけの重心位置に単位回転角を与えた時の各層重心まわりのモーメントである。

①式より固有振動形および固有周期が求まる。

以下に簡単にその振動特性について述べる。表4に1次から6次までの固有周期を、図4にねじれを無視した場合の振動形を、図5にねじれを考慮した振動形と並進の振動形を2,3 ラーメンの1次の振動形について比較して示した。ねじれを考慮した場合の1次および3次のモードはY方向並進の1次および2次にそれぞれ対応しており周期もそれぞれほとんど同じである。ねじれを考慮した場合の2次の振動形には、X方向の重心位置より西側に偏在している11 ラーメン近辺の壁の影響によりねじれの成分が含まれており、周期もX方向並進の1次周期より幾分長い。

ねじれ影響の大きい建物端部の2,3 ラーメンのX方向の振動形は図5からも分るように、特に2 ラーメンにおいて並進の場合よりかなり大きく、ねじれの影響が無視できないことを示している。

図-4 振動形(ねじれ無視)

図-5 振動形の比較

a) 応答解析

計算は1方向入力の場合について6次振動形まで考慮したモーダルアナリシス法により行ない、入力地震波は

図-6 1,3 ラーメン応答変位および柱せん断力
() は経過せん断耐力 (a)

八戸港湾 SMCA 記録 NS 方向(最大加速度 225 gal)を用いた。なお減衰は内部減衰系を仮定し、1次に対して減衰常数を3%とし、各層層間変位の最大値について、その変形、応力等を比較検討した。本報告では被害の大きかったX方向の解析について報告する。

図6は比較的被害の大きかった2 ラーメン、3 ラーメンの各層の最大応答層間変位と、その変位分布に対する柱のせん断力を示したものである。最大層間変位の生起時間は各層で必ずしも同時刻ではないが、応答計算の結果によるとほぼ同時刻であった。なお同図で()内に示してあるのはコンクリート強度 300 kg/cm²、鉄筋強度 3,000 kg/cm²として坪井・末永式³⁾により求めた柱の終局せん断耐力である。これらの応答せん断力の分布と被害との関係を見ると被害が1,2階に集中し、3,4階に被害がほとんど生じていないことの説明がつく。2 ラーメンの1階では被害は大きなこし壁のついている④、⑤柱に集中していたが応答せん断力の分布でも同様の傾向が見られた。2 ラーメンの応答せん断力と3 ラーメンのそれとを比較すると、1,2階とも2 ラーメンの方が大きい傾向が見られるが、これも被害の程度を定性的には説明しているものと思われる。

また応答の変位より各層の平面的な振動形をかいてみると、西側コア付近(⑪ ラーメン)を回転中心とする振動形の時に、2,3 ラーメンの応答層間変位が最大になり、その時の建物全体の変形状態は2次の固有振動形(X方向並進の1次が最も卓越する時)にほぼ一致している。また11 ラーメンの応答変位が最大になる時の壁のせん断応力度は約 12 kg/cm²で、せん断ひび割れ発生可能な値となり被害状況とも一致している。

表一5 弾性せん断置換周期一らん (sec)

	1 次		2 次		3 次		4 次		5 次		6 次	
並進周期	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	0.185	0.417	0.130	0.186	0.076	0.166	0.065	0.110	0.048	0.089	0.038	0.077
ねじれ考慮	0.419		0.219		0.188		0.179		0.167		0.132	

4 ラーメンペントハウスの最上階の最大応答加速度は約 1,000 gal で、弾性的にはこの層の降伏耐力（降伏震度にして 0.46～0.78）をはるかに上まわる力を受けている。南北方向に壁の入ったペントハウス下 4 層について考えると、応答層間変位の最大値より計算した壁のせん断応力度は、約 10 kg/cm² で、き裂の生じる可能性を示しており、これは被害状況とも一致している。

以上の弾性解析の結果、200～300 gal 程度の地震により被害の生じる可能性がありその被害程度の大小は弾性解析から推定できる。被害の激しかった建物端部の 2 ラーメンについていえば、ねじれの影響で変形が大きくなり、また腰壁が付いているため剛性が高く応力集中を起こし被害を受け易いこと、さらには倒壊したペントハウスの最上階に過大の力が加わる可能性のあること等が分った。

塑性解析

建物全体の破壊状況は前記弾性解析の結果よりある程度説明することができた。そこで、この建物の中で特に目立った被害を生じたペントハウスを建物本体から取り出して独立に解析し最上階の倒壊の可能性などについて検討を行なった。このようにペントハウスを建物より切り離し応答解析を行なう方法は設計を行なう際にも有効かつ実的な方法となりうるものと考えられるが、この方法を用いるためにはペントハウスのモデル化とそれに対する入力波形をどのように仮定するかが問題となる。

入力波形として、ある地震波に対するペント部分を除いた建物の下層部の応答波形の内、最上層の応答波形を使用する場合と、ある地震波に対するペント部分をも含めた建物全体の応答波形のペント脚部の応答波形を使用する場合とが考えられる。前者の場合、ペント部分の質量と建物下層部の質量が極端に違い、かつこの両者の周期特性が接近していないことが必要である。また、後者の場合には、建物全体がせん断系であれば、ペント部分と建物下層部とを分離するか否かによりペント部分の線形応答値に変化は生じないが、本研究のように、ペント部分の剛性の非線形性をも考慮する場合には、ペント部分と建物下層部分との相互干渉に変化が生じるので、この影響を少なくするため、前者の方法の場合と同様な条件を満足しなければならない。

本報告では、せん断置換したモデルに対して後者の方法を採用したわけであるが、本建物の場合せん断置換を行なってもその特性があまり変化しないこと、また、このような方法は非線形応答解析を行なう場合計算の簡略

性が認めうること、ペント部分と建物の下層部分の質量比が 33 と大きいこと、ペント部分の最も長い周期が建物下層部の周期より長く、ペント部分の剛性低下が起こるとこの差はさらに広がることなどにより妥当性があると考えた。なお、ペント部分が塑性に入っても入力波形があまり変化しないことを確かめるために、ペントハウスの剛性のみをすべて 1/10 に低下させた場合のペント脚部の波形を本解析で採用した波形を求めたと同じ方法で計算し、その両者をそれぞれフーリエ解析したがその結果両者の周波数成分にはあまり差のないことが判明した。

ペントハウスの剛性としては、b) で述べる方法によりせん断置換したものをを用いたが、この際、下層部分の回転がペントハウスに及ぼす影響を考慮する必要があるのでペント脚部にロッキングバネを有するせん断系として取扱った。

a) ペントハウスの入力決定

ここでの解析ではペント最上階の倒壊の可能性ならびにペントハウスの破壊状況の説明をねらうのが主たる目的であるため、当然下層部分はかなり剛性低下した後の状態を考えればよいといえよう。したがってペント柱脚の波形は被害に応じて剛性を低下させたせん断置換剛性（以下降伏点剛性と呼ぶ）を用いて計算した。

まず弾性解析で求めた各ラーメンの柔性行列の対角要素 (α_{ii}) のみを用いてせん断置換柔性行列を作成した。このようなせん断置換を行なった場合建物全体はどの程度の影響が出るかを、周期を例にとって示す。表 5 はそれらの周期を比較したものである。Y 方向について多少周期が長めにでるが、X 方向ではほとんど両者変わらず、全体的に見て弾性柔性行列の対角要素のみを用いてせん断置換する方法は余り無理のない仮定だと考えてよいだろう。これは下層建物部分がせん断系に近いためである。

この建物で被害を受けているのは主として柱と壁であるので、ここでは柱および壁の被害の程度に応じた剛性低下率により建物の剛性を低下させた。各柱、壁の剛性低下率 β_i は表一2の被害程度分類法にしたがって表一6のように定めた。一方、各層にかかる力を震度一定と

表一6 柱、壁の剛性低下率

被害程度	柱	壁	被害程度	柱	壁
B I	0.75	—	S I	0.4	0.6
B I～II	0.5	—	S II	0.4	0.2
B III	0.5	—	S III	0.4	0.2

表-7 剛性低下した周期(sec)

	1 次		2 次		3 次		4 次		5 次		6 次	
並進周期	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	0.224	0.623	0.183	0.245	0.103	0.225	0.076	0.171	0.053	0.114	0.043	0.102
ねじれ考慮	0.625		0.294		0.247		0.228		0.204		0.192	

して求め、その時の各柱のせん断力分担率 Q_i を、弾性解析をもとにして算出すると、各層の等価剛性低下率 β_e は $\sum \beta_i \cdot Q_i / \sum Q_i$ で求めることができる。つまりこれは分布係数にしたがって各柱の β_i に重みづけを行ない各層の等価剛性低下率を計算したことになる。先に求めたせん断置換弾性柔性行列の対角要素をそれに対応する等価剛性低下率 β_e で除すと、各層とも被害の程度に応じて剛性低下した柔性行列が得られる。これと、各部材に剛性低下率を与えて精算した柔性行列とを比較して見ると前述のようなやり方だと、多少剛性を弱めに評価することになるが、できるだけ簡単化するためにこの剛性を採用することにした。

以上より求めた剛性を用いて固有値計算を行ない、モ

ーダルアナリシス法により、10次振動形まで考慮し、各次の減衰定数を3%と仮定して、八戸NSに対する、ペントハウス脚部(4, 5, C, D ラーメン)の応答加速度を作り、その波形をペント脚部の入力波としてペントハウスの応答計算を行なった。なお剛性低下行列を用いた時の建物周期を表-7に示す。また上記のようにして作成したペント脚部の各ラーメンの波形を八戸NSの波形と比較して図-7に示す。

b) ペントハウスの降伏点剛性とロッキングパネの決定

ペント脚部の波形を作る際には、ペントハウスの剛性を多少 rough に決めた。これはペントの剛性が多少変化しても下層の建物本体の応答結果にあまりひびかない

図-7 (a) 八戸港湾Ns

図-7 (b) 4 ラーメン

図-7(c) 5 ラーメン

図-7(d) C ラーメン

図-7(e) C ラーメン

表—8 各ラーメンの降伏点剛性, 降伏層せん断力, 降伏変形

階 ラーメン	D ラーメン			C ラーメン			4 ラーメン			5 ラーメン		
	K_Y	Q_Y	δ_Y	K_Y	Q_Y	δ_Y	K_Y	Q_Y	δ_Y	K_Y	Q_Y	δ_Y
5	28.0	17.7	0.63	13.8	17.7	0.78	26.7	15.9	0.60	28.2	15.9	0.57
4	85.0	34.3	0.40	20.5	20.3	0.99	352.9	63.5	0.18	402.2	72.5	0.18
3	89.6	40.9	0.46	19.7	23.8	1.21	494.1	89	0.18	494.0	148	0.30
2	103.9	108.9	1.05	22.1	63.2	2.86	627.4	113	0.30	674.9	202	0.30
1	139.0	148.1	1.06	34.5	84.7	2.55	1,182.9	213	0.30	1,234.2	370	0.30

K_Y : 降伏点剛性 t/cm Q_Y : 降伏層せん断力 ton δ_Y : 降伏変形 cm

との予想からであった。しかしペントを独立としてとり出して、本体の屋根、すなわちペント脚部の応答波形を使い、別個にペントだけの応答を求める時には、もうすこし厳密にペントの剛性を評価する必要がある。

まず、ペント脚部を完全固定とし、各柱、壁の剛比を表一6の剛性低下率に従い低下させマトリックス剛性法により剛性を求めた。これを $[K_B]$ と呼ぶ。

次に、下層建物の回転によるペントハウスの変形は、ペントハウス脚部にロッキングバネを設定することにより考慮した。このバネ定数を求めるために次の方法を用いた。ペントハウスを構成している、4, 5, C, D ラーメンについて各部材に剛性低下率を与えて精算し、降伏点柔性行列(9×9)を作り、その行列の上部5層から5階床に対するペントハウスの相対的変位による柔性行列を作った。これを $[\alpha_i]$ と表わすとこの行列は下層建物の回転の影響で非対称になる。

今、先に求めたペント脚部固定の時の柔性行列を $[\alpha_B]$ とおくと前記ペントの相対的柔性行列は、 $[\alpha_i] = [\alpha_B] + [\alpha_R]$ と表わされる。ここで、 $[\alpha_R]$ はペント脚部の回転によるものである。このマトリックス $[\alpha_R]$ よりペント脚部の回転の性質を調べると、ペント脚部の回転角 θ はペント脚部での転倒モーメント M とせん断力 Q により次式で表わされることが判明した。

$$\theta = aM + bQ \quad (a, b: \text{定数})$$

これは、外力の形が決まればペント脚部での回転角が転倒モーメント M に対して一義的に $\theta = a'M$ と定め得ることを示しているものである。

そこで本論文では外力を逆三角形と仮定して a' を計算し、回転バネは $K_R = 1/a'$ とした。各ラーメンについてこの操作を行ない、ペント脚部における回転バネをそれぞれ定めた。すると剛性マトリックス $[K]$ は

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_B] & 0 \\ 0 & K_R \end{bmatrix}$$

と書ける。ここで $[K_B] = [\alpha_B]^{-1}$ である。

以上の操作を行なった後、非線型応答計算を行なうために $[K_B]$ のせん断型置換を行なった。すなわち、各ラーメンをロッキングを伴う6自由度系とし、各層質量の1/2が各ラーメンにかかるとして、 $[K]$ 行列を用いて固有値計算を行ない、ロッキング変位を除いた1次モード

の変形状態を仮定して $[K_B]$ のせん断型置換を行なって各層のバネ定数を計算した。さらに各柱のせん断力分担率(精算した各ラーメンの $[\alpha_B]$ より、震度分布一定として各柱、壁のせん断力分担率を計算)から各柱、壁の剛性を定めた。(これを降伏点剛性 K_Y と呼ぶ)。

この結果、ペントハウスは各ラーメン(4, 5, C, D ラーメン)が柱脚にロッキングバネを有し、また各柱、壁がそれぞれ復元力特性(後に述べるが、本論文では B_i -Linearとした)を持つ、非線型せん断型モデルとして取扱うことができる。なおロッキングバネは線型と仮定した。

c) 降伏耐力, 降伏変位の決定

柱については梅村博士の e 関数法により降伏モーメント(各剛域端のFace Moment)を計算し、降伏層せん断力 Q_Y を求めた。また降伏変形 δ_Y は $\delta_Y = Q_Y/K_Y$ で決めた。壁については、壁の降伏層間変位を $\beta_i = 0.2$ に対して、 $3 \times 10^{-3}h$ (h は階高)と仮定して、それぞれの β_i に応じて $\delta_Y = 3 \times 10^{-3} \times h \times 0.2/\beta_i$ として計算した。

図—8 (a) 復元力特性

図—8 (b) 降伏関数

したがってその時の降伏耐力は $Q_Y = K_Y \cdot \delta_Y$ で表わせる。なお表 8 に各ラーメン、各層の降伏点剛性、降伏耐力、降伏変形を示す。

d) 復元力特性

i) 柱の復元力特性

図—8 (a) に示した Bi-Linear 型の復元力特性を使用した。すなわち、降伏点までは降伏点剛性を用い、降伏点以降の剛性は降伏点剛性の 10% とした。

柱が 2 軸曲げをうけた時の降伏関数は図 8 (b) に示したように円弧であると仮定した。

ii) 壁の復元力特性

降伏点以降の剛性を 0 とした完全弾塑性の復元力特性を仮定した。

e) 応答計算

各階の床は剛と仮定し、各層重心位置で外力との釣合方程式を立て、脚部のロッキングとペント自身のねじれを考慮して線型加速度法により応答計算を行なった。なお重心位置での入力

は X 方向として、a) で求めた 4,5 ラーメン入力波の平均値を、Y 方向としては C, D ラーメン入力波の平均値を、さらに回転成分としては、4,5 ラーメンの入力波の差をそのラーメンズパンで割ったものを用いた。したがって重心位置への入力は X, Y 2 成分と、ねじれの 1 成分、計 3 成分の波形を考えたことになる。数値計算は 1/400 sec で行なうことを原則としたが、剛性変化が生じた時はさらにこの 1/4 の間隔を用いた。この制御は変形により行なった。すなわち各重心位置での 2 方向変位、回転量およびロッキング量より各柱および壁の変位ベクトルを計算し、d) で述べた復元力特性に従がい応答計算の制御を行なった。減衰定数は 3% とし内部減衰形とした。なお応答計算は八戸港湾加速度記録の主要動を含む 15 秒から 25 秒にたいする、ペント脚部の応答波形により行なった。

f) 振動方程式

ペントハウスについて脚部のロッキングとねじれを考慮した各層重心位置における振動方程式は次のように表わされる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_0\}$$

ここで

$$\{\ddot{u}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} \quad \{\dot{u}\} = \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} \quad \{u\} = \begin{Bmatrix} x \\ y \\ \theta \end{Bmatrix} \quad \{\ddot{u}_0\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{y}_0 \\ \ddot{\theta}_0 \end{Bmatrix}$$

x, y はロッキング変形を含んだペントハウス脚部からの変形、 $\ddot{x}_0, \ddot{y}_0, \ddot{\theta}_0$ は X 軸、Y 軸方向および回転の入力加速度

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_n & & & \\ & & m_1 & & \\ & & & m_n & \\ & & & & I_1 \\ & & & & & I_n \\ & & & & & & I_X \\ & & & & & & & I_Y \end{bmatrix}$$

$I_1 \sim I_n$ は各層床のねじれ振動に関する回転慣性、 I_X, I_Y ロッキングに関する回転慣性で、本報ではそれぞれ各層床の Y 軸、X 軸まわりの回転慣性の和を用いた。

$$[K] = \begin{bmatrix} [A_x] & 0 & [ZZ_x] & -\{PP_x\} & 0 \\ 0 & [A_y] & -[ZZ_y] & 0 & -\{PP_y\} \\ [ZZ_x]^T & -[ZZ_x]^T & [QQ] & -\{RR_x\} & -\{RR_y\} \\ -\{PP_y\}^T & 0 & -\{RR_x\}^T & EE & 0 \\ 0 & -\{PP_y\}^T & -\{RR_y\}^T & 0 & FF \end{bmatrix}$$

ここで

$$\begin{aligned} A_{xij} &= \sum_{k=1}^L k_x C_{ij} & A_{yij} &= \sum_{k=1}^M k_y C_{ij} \\ QQ_{ij} &= \sum_{k=1}^L k_x C_{ij} \cdot x l_{kj} \cdot x l_{ki} - \sum_{k=1}^M k_y C_{ij} \cdot y l_{kj} \cdot y l_{ki} \\ ZZ_{xij} &= \sum_{k=1}^L k_x C_{ij} \cdot x l_{kj} \\ ZZ_{yij} &= \sum_{k=1}^M k_y C_{ij} \cdot y l_{kj} \\ PP_{xi} &= \sum_{k=1}^L \sum_{j=1}^n k_x C_{ij} \cdot h_j \\ PP_{yi} &= \sum_{k=1}^M \sum_{j=1}^n k_y C_{ij} \cdot h_j \\ RR_{xi} &= \sum_{k=1}^L \sum_{j=1}^n k_x C_{ij} \cdot x l_{kj} \cdot h_j \\ RR_{yi} &= \sum_{k=1}^M \sum_{j=1}^n k_y C_{ij} \cdot y l_{kj} \cdot h_j \\ EE &= \sum_{k=1}^L \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n k_x C_{ij} \cdot h_i \cdot h_j + x k_\theta \\ FF &= \sum_{k=1}^M \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n k_y C_{ij} \cdot h_i \cdot h_j + y k_\theta \end{aligned}$$

ここで、サフィックス x, y は各々 X 方向、Y 方向を意味し L, M は X 方向、Y 方向のラーメンの数 C_{ij} は各ラーメンの弾力係数、 l は重心から各ラーメンに至る距離 (x 方向ラーメンへの距離を $x l$ と表わし、 $x l_{kj}$ は j 層の重心より k 番目のラーメンまでの距離を表わす)、 h はペント脚部からの高さ、 k_θ はロッキングバネを、 n は層数を表わしている。

g) 応答計算結果

表—9 にロッキングによる変形を除いた各階の柱の最大応答層間変位を C_{1D}, C_{5C} 柱について示す。なお柱の

表-9 応答最大層間変位
(ロッキングによる変形を除いたもの)

階	柱	X 方向	Y 方向	ベクトル
Pent 5 F	C _{4D}	-5.96 cm	-11.17 cm	12.66 cm
	C _{5C}	-12.52	1.89	13.66
4 F	C _{4D}	1.64	-6.28	6.49
	C _{5C}	-1.08	-2.92	3.12
3 F	C _{4D}	0.61	-10.67	10.68
	C _{5C}	-0.06	-9.88	9.88
2 F	C _{4D}	0.093	-4.09	4.09
	C _{5C}	-0.14	-3.78	3.78
1 F	C _{4D}	0.0083	-3.23	3.23
	C _{5C}	-0.061	-3.12	3.13

図-9 柱の位置

位置の説明は 図-9 を参照されたい。

この表を見て気のつく事は ペント3階の Y 方向の層間変形が約 10.7 cm と非常に大きいことである。この原因としては C, D ラーメン特に C ラーメンの3階柱の剛性が1,2階にくらべて弱く、また、両ラーメンとも降伏変形が1,2階の約半分より小さいため、3階が早い時期に塑性に入り変形がどんどん進んで行ったためと思われる。この結果は4階よりも3階の被害が大きいという被害結果とも一致している。5階を除いた他の階では、1階で柱 C_{4D} の最大ベクトルが 3.2 cm、柱 C_{5C} で 3.1 cm、2階で同じく 4.1 cm、3.7 cm、4階では 6.5 cm、3.1 cm となっており、これらの値がほとんど Y 方向の変形に支配されていることから、Y 方向に被害を受けるという実際の被害状況と一致している。さらに倒壊したペントのR階についていえば、その応答最大値は柱 C_{4D} の X 方向成分で約 6 cm、Y 方向で約 11 cm、柱 C_{5C} で X 方向 12.5 cm、Y 方向 1.9 cm となっている。このベクトル図を描いて見ると 図 10 のようになり、ペント5

図-10 ペントハウス最上階の最大ベクトル図

階が X 方向にこわれながら Y 方向に回転して行く様子が予想される。この状態は被害の実状、つまりペント最上階が X 方向（南北）から Y 方向（東西）に回転するような形で倒壊していた事実を説明しているものと思われる。

む す び

以上の解析、検討の結果を簡単にまとめると次のようになる。

弾性解析の結果、この建物はねじれの影響が無視できないことが分った。また弾性応答解析により、200~300 gal 程度の地震により、被害の生じる可能性があり、被害の生じる位置およびその程度の大小が推定できた。

塑性解析においては、特にペントハウスの被害に注目し、ペント脚部の波形を作り、その波形を使いペントを建物と切り離して、ペントだけで別個に非線型応答計算を行ない、ペントハウス最上階が南北方向から東西方向に回転するように倒壊したことを推測した。

謝 辞

終わりに当たり被害調査に御協力いただいた半谷裕彦、最相元雄、遠藤彰、島脇与助、中田慎介の各氏、八戸市庁舎の関係諸氏および本報のまとめに関し有益な御助言をいただいた梅村魁教授に謝意を表します。また、八戸地震波は運輸省港湾技術研究所の好意により東工大小林研究室でデジタル化されたものを使用させていただいた。

なお、使用計算機は東大大型計算センター HITAC-5020、同生研 FACOM 270、同地震研 IBM 360 である。

文 献

- 1) 日本建築学会「1968年十勝沖地震災害調査報告」
- 2) 田中、宇田川「耐震壁の剛性行列」生産研究 1969.6
- 3) 坪井、末永「組合せ応力を受ける鉄筋コンクリート部材の弾塑性的研究(英文)」生産研究 1961.6

ANALYSIS OF THE HACHINOHE CITY OFFICE DAMAGED BY '68 TOKACHI-OKI EARTHEQUAKE

by Takao NISHIKAWA¹⁾, Kuniaki UDAGAWA²⁾,
Masaya MURAKAMI³⁾, Tsuneo OKADA⁴⁾,
Yutaka OSAWA⁵⁾, Hisashi TANAKA⁶⁾

Members of A.I.J.

The Hachinohe City Office is three storied reinforced concrete building with a basement. Five storied pent house attached on it and one storied building connected with it. Conspicuous damage due to '68 Tokachi-oki earthquake motion was that the top floor of the pent house fell down on the roof of the lower three storied building, and the other damages were shear or bending failures of over ten columns of first and second floor of the east part of this building, and shear cracks of the core wall of the building.

In this report, by the theoretical analysis, that is elastic or plastic analysis, the causes of the above mentioned damages were explained. For the analysis of this building, the characteristic of torsional vibration during earthquake was expected since the stiffness of the frames were maldistributed, and the characteristic of the stress concentration in the columns with large rigid zone was also expected because of the strengthening the stiffness of the column. Those characteristics, mentioned above, were confirmed by the natural vibration mode. From response analysis, using the acceleration record of Hachinohe-Harbar, following results were obtained. For the analysis of this building, it was not to be able to neglect the torsional influence. Columns of stress concentration accepted excessive stress.

Through those considerations, the facts were confirmed that this building may be given damage by the ground acceleration of 200-300 gal, and the degree of damage could be able to anticipate by the elastic analysis.

In plastic analysis, behaviors of pent house during earthquake motion were examined independently by response analysis, taking off the pent house from the lower three storied building.

It is an appropriate and useful method for designing purpose of pent house to analyze the pent house separately. But, it is very difficult to determine the vibration model and input wave to it.

In this report, a shear type model, that the stiffness was lowered accordance with the degree of damage, was considered, and the response acceleration waves of the basement of the pent house of each frame were produced by the earthquake response analysis. (used Hachinohe-Harbar NS component) And then above response acceleration waves used as inputs to the pent house. That is, three component waves to the gravity center of each floor, two translational waves and one torsional wave are considered. The analytical model of the pent house is considered to be a shear type model which has elastic rocking springs in the basement, which means the influence of the bending deformation of the lower building, and has bi-linear hysteresis characteristics in each column.

Through response analysis, the tendency of the degree of damage of the pent house and the possibility that the top floor of the pent house fell down were obtained.

-
- 1) Member of A.I.J., Assistant, Faculty of Eng., Tokyo Metropolitan Univ., Ms. Eng.
 - 2) Member of A.I.J., Assistant, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Ms. Eng.
 - 3) Member of A.I.J., Assoc. Prof., Faculty of Eng., Univ. of Chiba, Dr. Eng.
 - 4) Member of A.I.J., Assoc. Prof., Institute of industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 - 5) Member of A.I.J., Prof., Earthquake Research Institute, Univ. of Tokyo, Dr., Eng.
 - 6) Member of A.I.J., Prof., Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr., Eng.

TRANSACTIONS OF THE ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN

March 1970

Number 169

SYNOPSIS

U.D.C. 69.022

CRACKS AND STATICAL HYSTERESIS-LOOPS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH SPANDREL-WALLS CAST SIMULTANEOUSLY

by MASAMICHI OHKUBO, Assistant of Tokyo Metropolitan Univ.,
HIROAKI ETO, Graduate Student of Tokyo Metropolitan Univ.,
YOICHI HIGASHI, Prof. of Tokyo Metropolitan Univ., Members
of A.I.J.

Reinforced concrete columns of school buildings with the spandrel-walls cast simultaneously have been heavily cracked and damaged by the Tokachi-oki earthquake, in 1968.

In this paper, ten small scale one story and two spans reinforced concrete frames, in which the shear span ratios h_0/D of three columns were different each other due to rising and hanging height of the wall, were tested statically in order to investigate the crack development, the failing patterns and the hysteresis-loops.

It was pointed out of the discussions on the test results and on the reasons of the damaged school buildings that the spandrel-walls should never be neglected as non-structural members in structural design, since the rigidities in elasticity, the ultimate strength and the failing patterns of the columns were greatly affected by the insertion of such a wall in the frame. namely h_0/D .

U.D.C. 550.346 : 728.5

ANALYSIS OF THE HACHINOHE CITY OFFICE DAMAGED BY '68 TOKACHI-OKI EARTHEQUAKE

(See Page 19)

by TAKAO NISHIKAWA, Assistant of Tokyo Metropolitan Univ.,
KUNIAKI UDAGAWA, Assistant of Institute of Industrial Science,
Univ. of Tokyo, MASAYA MURAKAMI, Assoc. Prof. Univ. of
Chiba, TSUNEO OKADA, Assoc. Prof. Institute of Industrial
Science, Univ. of Tokyo, YUTAKA OSAWA, Prof. Earthquake
Research Institute, Univ. of Tokyo and HISASHI TANAKA,
Prof. Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo. Members of
A.I.J.

U.D.C. 550.346 : 725.11

ANALYTICAL STUDY ON THE MUTSU CITY OFFICE BUILDING AND ITS DAMAGED DUE TO 1968 TOKACHI-OKI EARTHQUAKE

(See Page 29)

by TADASHI SUGANO, Graduate Student of Tokyo Univ. and
TADASHI IMAI, Graduate Student of Tokyo Univ. Members of
A.I.J.