

セトバック部からける地震力に関する研究

広島大学 ○ 嶋津孝之
同大学院生 平井雅人

1. 序 ペントハウスやセトバック部分は、地震時に大きな水平力をうけることはよく知られている。1968年の十勝沖地震においても、この部分の破壊が、いくつがみられ、またこのような部分がうける地震力に関する研究も少なくない(文献1,2等)。しかしこれら研究は個々の建物の場合が多く、より一般的で、かつ実用的な推定法を導き出したものはあまりないようである。本研究は主に、剪断形の5積点系を取ったものであるが、質量と剛性の分布、あるいは固有周期の一次と二次の比率(ω_1/ω_2)がわかれば、そのままペントハウスやセトバック部の地震力の大きさが推定できる方法を提示したものである。即ち5積点系の質量と剛性の分布を様々に変化させ、それらの固有値(上記 ω_1/ω_2 等)と質量・剛性分布との一般的な性値を抽出すると共に、5積点系のいくつかの系に実際に記録された地震波を与え、その結果えられた応答値と固有値との関係を実用的な形に整理したものである。建物の動的解析を、建物ごとに行うときの各階の質量・剛性の評価のうち、特に剛性の評価は困難で、向仕切壁の存在や、地震力をうけている間に部材の一部塑性域に入ったりする。従って質量や、特に剛性が様々に変化する場合の固有値の一般的な特徴並びに応答値との関係を抱えておくことは、個々の建物の動的解析の結果のcheckにもきわめて重要なことと考える。又本研究の方法は塑性振動の結果のcheckにも活用できると思われる。

2. 剪断形多積点系の固有周期の特徴 図1の実線は、剪断形5積点系の最上積点の質量と剛性だけを様々に変化させたとき(Type Iとよぶ)の一次と二次の周期比(ω_1/ω_2)の値の推移を示している。A, Bは最上積点の他積点に対する質量比、剛性比をあらわす。A=1.0ではB/Aが0.5即ちB=0.5よりIでは、 ω_1/ω_2 はほぼ一定(0.35)であるが、0.5以下になると大きく変化してB/A=0.1付近で最大0.57となる。A=0.5ではやはりB/A=0.1付近で最大0.67となる。A=0.1ではB/A=0.1で最大0.80である。このようにこの系ではB/A≠0.1のときに最大値をとるが、さらに全般的な傾向を、2積点系の固有周期の特徴からも推測できる。図5の挿入図に示すような方法で、多積点系を2積点系(上部の質量比、剛性比をA', B'とする)に近似させると、Type Iの場合、明らかにA'=A/4, B'=B/2.5であるから、B'/A'=10・B/Aの関係が存在する。A=1.0および0.1の両場合について、図5の縦軸を1/10にして示したのが図1の二点鎖線の曲線である。傾向はかなりよくにていることがわかる。一方点線(Type I')は剛性分布を図1のよう、最下部から最上部まで直線的に低下させる系で、4積点まで一定のまま、最上積点でいきなり変にさせるType Iとあまり異ならないことは注意ある必要がある。一点鎖線は10積点系の場合であるが、実線とかなり近い積点数の差は影響しないようである。次に、図2のType IIでは T_2/T_1 が最大となるB/AはType I, I'よりかなり大きな値となっておりA=0.1でB/A=0.5である。A=0.5, 1.0のときはこれより若干

低い。Type I と同様、又振点系に近似させた場合を二点鎖線で示してあるが、傾向をよくあらわしているといえる。Type II' は大体の傾向は Type II と似ているけれども $B/A = 0.5$ 以下では Type II' の方が $\overline{\sigma}/\pi$ が大きく、 $B/A = 0.5$ 以上では逆に Type II' の方が大きな値をとるようになる。このことは図 3 の Type III, III' でもみられる。Type III は $A = 0.1$ とき最大の $B/A \div 2$ のときで $A = 0.5, 1.0$ は夫々 $0.9, 0.5$ あたりで $\overline{\sigma}/\pi$ が最大となる。A によりかなり違ってくる。Type IV では顕著な最大が表われる。A = 0.1 では $B/A \div 6$ 程をとる。A = 0.2, B = 0.6 は実際の建物の場合、あまり改訂されることはない。Type IV では $\overline{\sigma}/\pi$ は均一系に比べ殆んど変化しないと考えよう。以上のように Type I, II, III, IV で夫々独特の $B/A - \overline{\sigma}/\pi$ 曲線群を有しているが、これらの傾向は図 1, 2 に示すように又振点系の上部の質量、剛性を様々に変化させた場合でもある程度推測できるから任意の層数、任意の質量・剛性分布の系の $\overline{\sigma}/\pi$ を求めるには図 5 を用いるのも一法である。但し若干違いが出るので、現状より精密な新しい方法を考察中である。又、図 1, 2, 3, 4 には、夫々いくつかの・点と×点が示されている。これらは、その基礎に地震波を与えた特定の系で、・はエルセントロ地震 (1940. NS $\alpha_{max} = 0.326g$) の場合で、×は東京 101 地震 (1956. II. NS $\alpha_{max} = 0.074g$) の場合である。必ずしも全域にわたったものではないが、総合するとかなりいろんな $\overline{\sigma}/\pi$ をもっていることがわかる。表 1 にこれらの系の A, B, $\overline{\sigma}/\pi$ の値を一括して示した。図 6 はこれらの系について $\overline{\sigma}/\pi$ を横軸に、最上振点、中央振点、最下振点各点の一次の利減関数の値を示したものである。中央振点と最下振点は $\overline{\sigma}/\pi$ が増大するにつれて若干減少する傾向があるが (Type III, IV の中央振点は最上振点と同傾向を示すはずであるから $\overline{\sigma}/\pi$ が大きいときは他のものとちがってくる)、最上振点は $\overline{\sigma}/\pi$ が最大するにつれてますます大きくなってゆく。これは二次の利減関数でもいえることである。又図 6 には、既存の 120 余の超高层建物について最上層の一次の利減関数と $\overline{\sigma}/\pi$ の関係をしらべた文献 3 から引用したものを示した。傾向は一致しているが、層数が多くなると若干高くなるようである。

3. 実際記録地震波に対する応答スペクトル 表 1 に示す各系の一次周期を 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0 および 5.0 sec とし、これらの基礎に上記二地震波を与えて、最上振点、中央振点、最下振点各点の応答スペクトルを作成した。尚減衰定数は $\gamma = 0.05$ とした。図 9 ~ 16 にこれらの系のうち 8 系について、各振点の最大剪断力係数比、最大変位、最大層間変位のスペクトルを示す。最大剪断力係数比とは地重力の最大加速度に対する、ある振点の最大剪断力係数 (剪断力 / その振点とそれから上の質量) の比率である。従って地重力の最大加速度を 1g に拡大したときの振点の最大剪断力係数である。最大速度、最大変位も同様に 1g のときの値にしてある。 $\overline{\sigma}/\pi$ が大きいものは頂部 (最上振点) のスペクトルの値が、全般的に他の系に比べてかなり大きい。速度スペクトルも大きいことから $\overline{\sigma}/\pi$ が大きい系では吸4又エネルギーが大きいことを示し

ている。

4. 考察 各系の最大剪断力係数比のスペクトルから1次周期が0.5, 1.0および3.0 sec に対する最上支点, 中央支点, 最下支点の値を並べ出し, 縦軸にこれらの値を, 横軸に $2T/T^*$ をとって作図したのが図17~22(a)である。これらの図には同じエレメント地震と東京101地震波に対する1支点系の応答値の点線で示してある。両場合共, 0.5, 1.0, 3.0 sec の各国で, これら値に比べ, 最下支点は全般的に若干小さい値で特に T が長いほど差が大きいが $2T/T^*$ が大きい不均一系もベースシェーは変らないことを示している(文献4)。一方最上支点の値は $2T/T^*$ が大きくなると $T=0.5$ sec ではきわめて大きくなり, エレメント地震の場合 $2T/T^*$ が0.7をこえると頂部の剪断力係数は地震の10倍以上になる。頂部の最大剪断力係数比の大きさを両地震について一括して示すと表1の如くなる。これらの値は図6, 7の1次と2次の制振割合の傾向からもうかかうことのできる。エレメント地震

表 1

	$2T/T^*$	$T=0.5$ sec	$T=1.0$ sec	$T=3.0$ sec
エレメント地震	0.3~0.6	5~6	2.5~3.5	0.8~1.0
東京地震	0.6~0.8	6~12	3.5~5	1.0~1.4
東京地震	0.3~0.6	2~3	1.5~2.5	0.5以下
東京地震	0.6~0.8	3~5	2.5~5	0.5以下

と東京地震とでかなりの差があり構架地震との関連に於て検討する必要があるが, まづエレメント地震の結果を考慮してみればよいように思える。短周期の建物では頂部(Type III, IVでは中央支点も頂部と同様に考える必要がある)はきわめて大きな地震力をうけるので, 弾性設計はまづ不可能である。文献5によれば降伏強度と弾性最大応答値とがさほど異なる場合は, ほぼ, 同程度の变形で済むが, 強度がかなり小さいと, ほぼ同一のエネルギー吸収を考慮しないと, いけないようである。その場合はきわめて大きな韌性率を要求されることになる。図17~22(b)には $T=0.5, 1.0, 3.0$ sec の場合の各系の速度と変位の最大応答値を示してあるが, 最大剪断力係数比と同傾向である。

5 結い 不規則波(実際の地震波)の場合でも固有値との連関性は強くペントハウス部。セトにわつ部の他の部分に対する振位比, 剛性比を知ることが, その部分からける地震力の大きさか推定できる実用的な方法と確立できる可能性を示した。

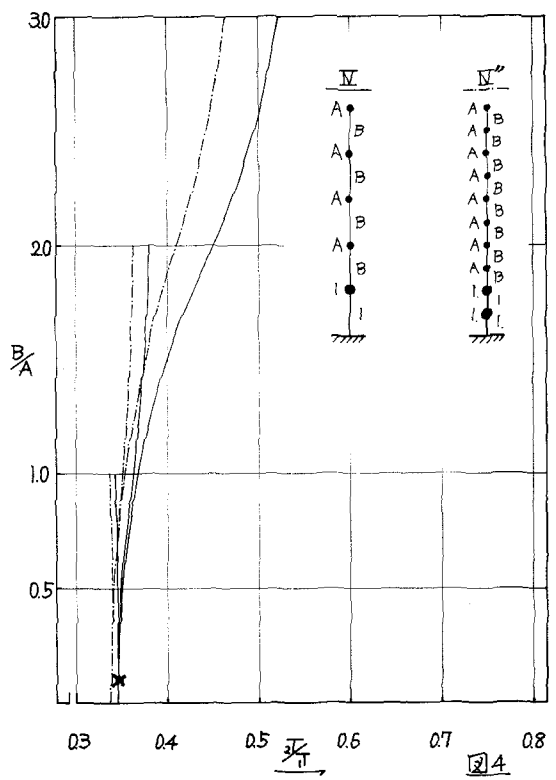
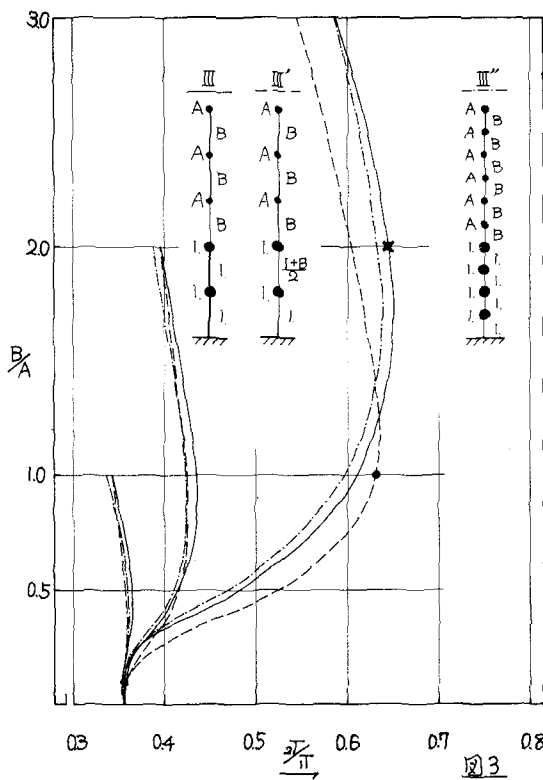
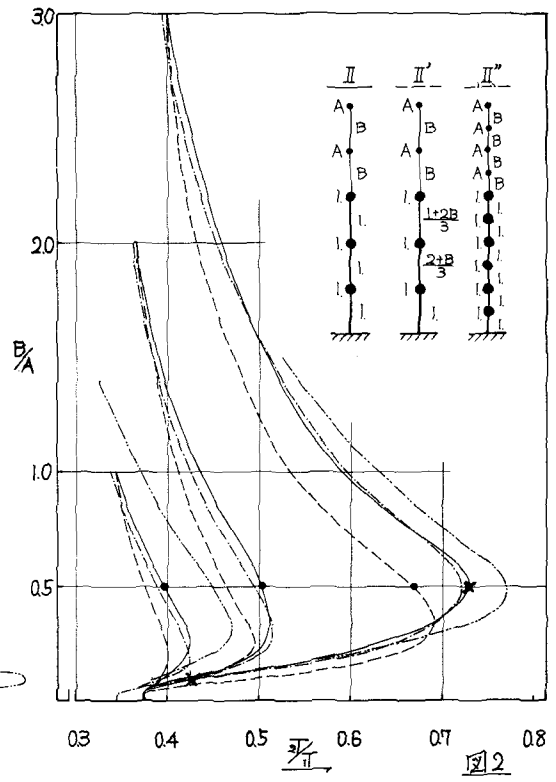
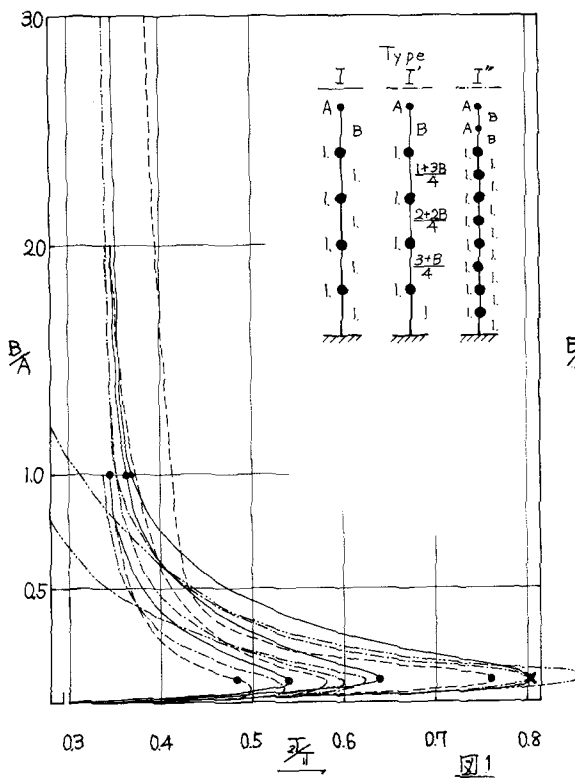
参考文献 1) Joseph Penzien: Earthquake Response of Irregularly Shaped Buildings, Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering 1969

2) 嶋津孝二, 片山一朗: ペントハウス部からける地震力について 学会梗概集 46.11

3) 林登居 他3名: 高層建物の振動性状 学会梗概集 46.11

4) Hajime Umemura, Hiroyuki Aoyama, Akinori Shibata and Hidetaka Oka: Shear Forces in the High-Buildings induced by Earthquake Motion (Part 2) Symp. High-Rise and Long-Span Structures 1965

5) Ray W. Clough: Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Structural Engineering Laboratory Univ. of California, Berkeley.



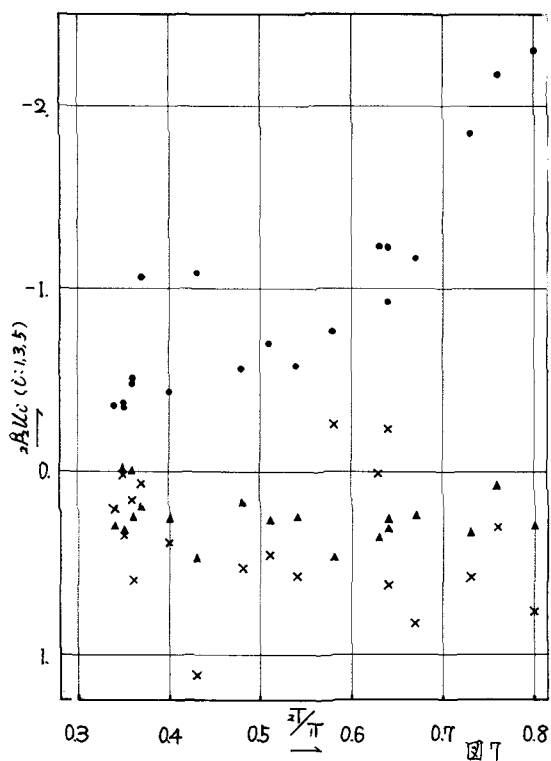
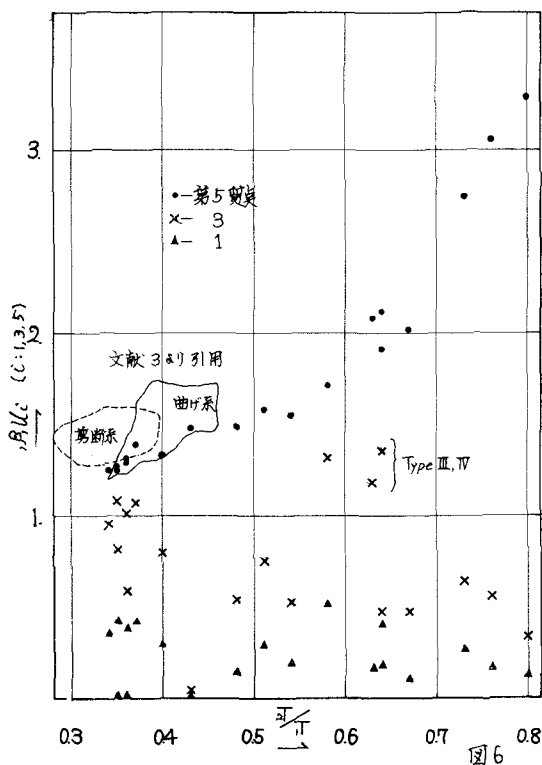
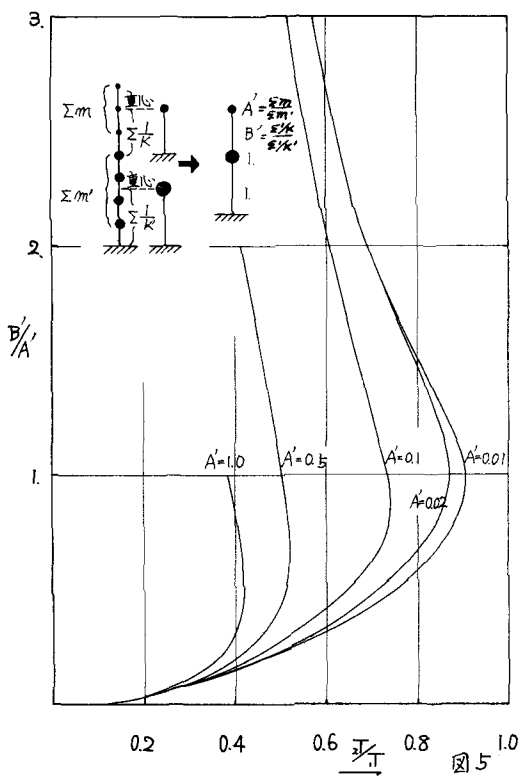


表2

	A	B	T'/T		A	B	T'/T
TYPE I	1.0	1.0	0.34	II	1.0	0.5	0.40
	0.1	1.0	0.35		0.1	0.01	0.43
	0.5	0.5	0.36		0.5	0.25	0.51
	0.1	0.1	0.37		0.1	0.05	0.73
	1.0	0.1	0.54	III	0.1	0.05	0.67
I'	0.5	0.05	0.64		0.1	0.01	0.36
	0.1	0.01	0.80		0.1	0.2	0.64
	1.0	0.1	0.48	IV	0.1	0.1	0.67
	0.1	0.01	0.76		0.1	0.01	0.35
					0.1	0.6	0.58

