

1993年釧路沖地震 ($M7.8$) の釧路地方気象台における強震記録のもつ建物破壊力に関する検討

壇 一 男 菊 地 優
(大崎研究室) (大崎研究室)
渡 辺 宏 一 海老原 学
(大崎研究室) (大崎研究室)

§ 1. はじめに

今年の1月15日に発生した釧路沖地震はマグニチュード7.8で、1923年関東地震のマグニチュード7.9に匹敵する規模の地震であった。また、震源のほぼ直上に位置している釧路市(震度6)の気象庁釧路地方気象台における加速度記録は 919cm/s^2 (EW方向)および 815cm/s^2 (NS方向)と、重力加速度に近い値を示し、今まで国内外で得られた強震記録のなかでも最大級の地震動であった。にもかかわらず、同気象台の建物は比較的軽微な被害(小破)を受けたものの大破には至らなかったことは驚くべきことである。

そこで、本研究では釧路地方気象台における強震記録のもつ「建物破壊力」を評価するために、次の3点について検討した。

1) 気象台の強震記録の地震動強度と、これまでに得られている国内の代表的な強震記録および超高層建物などの設計時の検討に用いられているエルセントロ NS 50 cm/s 基準化波形の地震動強度とを比較する。このとき、地震動強度を表わす指標として、最大加速度や最大速度のほかに、建物の被害の割合と比較的よく対応するといわれている Arias の地震動強度および Housner のスペクトル強度を採用する。

2) 気象台建物が1g近い大加速度にもかかわらず、なぜ大破せずにすんだかを調べるために動的応答解析を

行ない、定量的にその挙動を把握する。このとき、気象台建物が壁式鉄筋コンクリート構造および耐震壁を有するラーメン形式の鉄筋コンクリート構造の2つの部分よりなっていることから、入力動の「建物破壊力」を最大せん断応力度で評価する。

3) 気象台の強震記録および超高層建物などの設計用入力地震動を高さや構造種の異なるラーメン構造建物に入力し、動的応答解析を行なう。このとき、わが国のラーメン構造建物は靱性を考慮した設計を行なっていることから、入力動の「建物破壊力」を各層のせん断力係数や最大層間変形角のみならず、塑性率および建物全層の履歴吸収エネルギーでも評価する。

§ 2. 強震記録の特性

表-1に釧路市内で得られた加速度記録の最大値をまとめて示す。水平動の最大加速度に関しては、地中(基盤)で $200\sim 300\text{cm/s}^2$ 、地表で $300\sim 500\text{cm/s}^2$ であり、気象台の強震記録が $600\sim 900\text{cm/s}^2$ とかなり大きくなっているのが分かる。

図-1には、気象台建物1階のNSおよびEW方向の加速度記録およびそれを積分した速度波形を示す。図-2にはこれらの記録の応答スペクトル(減衰定数5%)を、1978年宮城県沖地震($M7.4$)の東北大学建物1階の

観測点	NS	EW	UD	観測機関	機種
釧路地方気象台(1階)	815	919	465	気象庁	87型電磁式
釧路地方気象台(地表)	637 ^{*1)}	711 ^{*2)}	363	建築研究所	SMAC-MD
NHK釧路放送局(建物)	276	397	—		
釧路港湾(地表)	469	344	382	港湾技術研究所	ERS-G
釧路港湾(地中)	204	262	122	港湾技術研究所	ERS-G
釧路川堤防	300	320	260	土木研究所	SMAC-Q
大薬毛橋付近	360	354	139	土木研究所	SMAC-B2

*1): N153°E, *2): N063°E

表-1 釧路市内の最大加速度 (cm/sec^2)

NSの記録およびエルセントロ NS 50cm/s 基準化波形の応答スペクトルと比較して示す。図より、気象台の強震記録は1秒より短周期の波を非常に多く含んでいることが分かり、大加速度の原因はこの卓越した短周期成分にあることが分かる。

このように、気象台の強震記録に短周期の波が非常に多く含まれている理由としては、まず気象台付近の地形や地盤の影響が考えられ、次に震源がほぼ直下で107kmと深かったために、やや長周期の表面波が励起されにくかったことが考えられる。

一方、断層から放出された地震波を、地形や地盤の影響を受けない十分に深い場所で観測したと仮定したときのスペクトル特性（S波の震源スペクトル、Brune)¹⁾を求めてみた。S波の震源スペクトル $\Omega^s(\omega)$ は下の式(1)および式(2)によって表わされる。

$$\Omega^s(\omega) = \frac{F^s}{4\pi\rho\beta^3r} \frac{M_0}{1+(\omega/\omega^s_c)^2} \quad \dots\dots(1)$$

$$\omega^s_c = 2\beta\sqrt{\Delta\sigma/\mu D} \sqrt{\pi/LW} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 F^s はS波の放射特性、 ρ は媒質の密度、 β はS波速度、 r は震源距離、 M_0 は地震モーメント、 ω^s_c は臨

界周波数、 $\Delta\sigma$ は応力降下量、 μ は剛性率、 D は断層面の平均食い違い量、 L は断層長さ、 W は断層幅である。

図-3には、震源距離を107kmとした場合に釧路沖地震の断層パラメータ（表-2）から式(1)および式(2)によって計算されるS波の震源スペクトルを示す。比較のために、1923年関東地震が釧路沖地震と全く同じ位置に起こったとした場合の結果も示している。表-2に示した釧路沖地震の地震モーメント、断層長さ、断層幅は北海道大学地震予知観測センター²⁾³⁾の発表した値、関東地震についてはKanamori⁴⁾による値を採用している。いずれの地震についても応力降下量は無限長の潜在横ずれ断層と無限長の潜在縦ずれ断層の平均値を与える式（佐藤⁵⁾）で求めている。また、計算に当たっては、 $F^s=1$ 、 $\rho=2.5\text{ gram/cm}^3$ 、 $\beta=4\text{ km/s}$ としている。

図-3より、20秒より長い周期では関東地震のスペクトルが大きくなっているが、数秒より短い周期では釧路沖地震のスペクトルの方が4倍程度大きくなっており、震源自体から多くの短周期の波が放出されたことが分かる。

図-4には地震動の「建物破壊力」の指標として、最

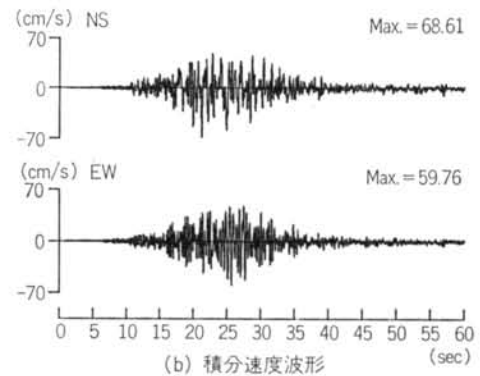
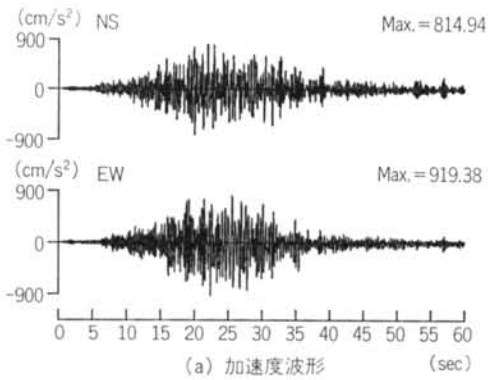


図-1 釧路地方気象台における強震記録

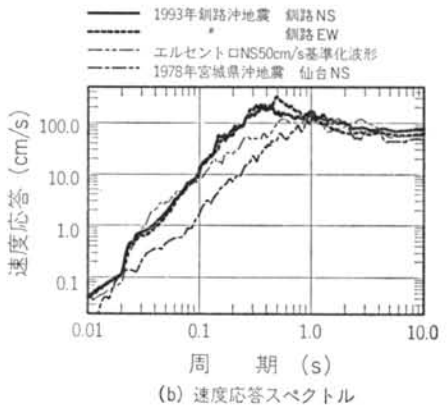
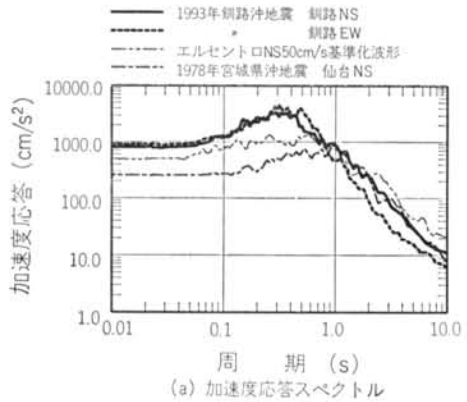


図-2 応答スペクトル（減衰定数5%）

大加速度 (ACC), 最大速度 (VEL), Arias⁹⁾の地震動強度 (IA), Housner⁷⁾のスペクトル強度 (SI) をとった場合の, エルセントロ NS 50cm/s 基準化波形に対する気象台の強震記録および国内の代表的な強震記録の比率を示す。ここに, 国内の代表的な強震記録とはいずれも震度 5 の地域で得られたもので,

- 1968年十勝沖地震 (M7.9) の八戸の NS の記録
- 1978年宮城県沖地震 (M7.4) の東北大学建物1階の NS の記録
- 1983年日本海中部地震 (M7.7) の秋田の NS の記録

である。また, IA と SI は, $Acc(t)$ を加速度波形, $S_a(T)$ (T) を減衰定数20%の変位応答スペクトルとして, 下式で計算した。

$$IA = (\pi/2g) \int Acc^2(t) dt \quad \dots\dots(3)$$

(g は重力加速度で 980cm/s²)

$$SI = \int (2\pi/T) S_a(T) dT \quad \dots\dots(4)$$

(積分範囲は 0.1~2.5 秒)

図-4 から, 気象台の強震記録は, エルセントロ NS 50cm/s 基準化波形と比べ VEL および SI は同等, ACC および IA はそれを上回っていること, 国内の代表的な強震記録と比べるといずれの指標も上回っていることが分かる。

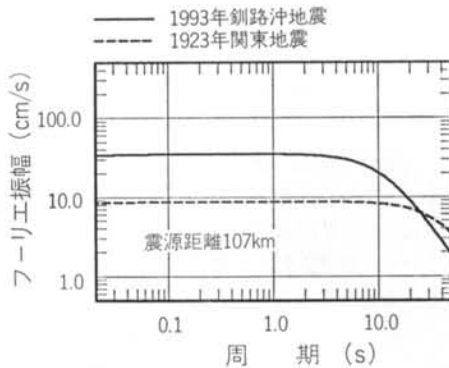


図-3 震源スペクトル

		1993年 釧路沖地震	1923年 関東地震
マグニチュード	M_J	7.8	7.9
	M_w	7.5	7.9
地震モーメント	M_0 ($\times 10^{27}$ dyne \cdot cm)	2.6	7.6
断層長さ	L (km)	40	130
断層幅	W (km)	20	70
剛性率 \times 平均食い違い量	$\mu D^{*1)}$ ($\times 10^{18}$ dyne/cm)	32.5	8.4
応力降下量	$\Delta\sigma^{*2)}$ ($\times 10^7$ dyne/cm ²)	24.1	1.8

*1): $\mu D = M_0 / (LW)$ *2): $\Delta\sigma = 1.48\mu D / W$

表-2 断層パラメータ

§ 3. 釧路地方気象台建物の動的応答解析モデル

気象台の建物は40年前 (1953年) に完成した2階建て壁式鉄筋コンクリート構造で, その東側には約20年前 (1971年) に耐震壁を有するラーメン形式の鉄筋コンクリート構造2階建ての建物が増築されている。強震計は

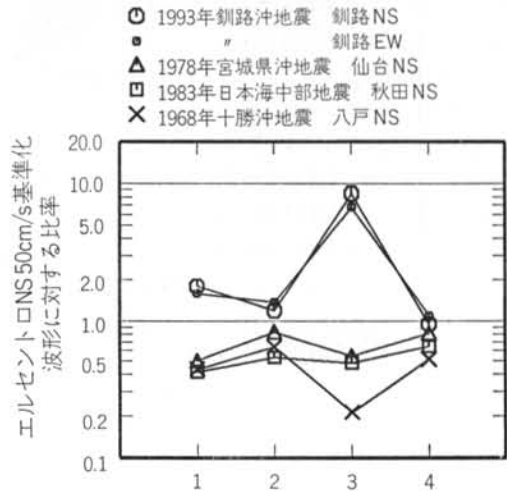


図-4 地震動強度の比較 (横軸: 1=ACC, 2=VEL, 3=IA, 4=SI)

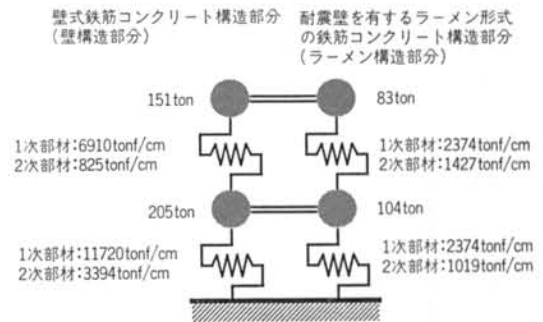


図-5 釧路地方気象台建物の動的応答解析モデル (NS方向: N153°E)

壁構造部分の1階に、床スラブとは縁を切られた台上に設置されている。

気象台の建物の工学的な物性値を知るためには、正確な寸法の調査と種々の材料試験を行なう必要があるが、ここではモデル化に際し以下のような仮定をし、入手した平面図から図-5に示すようなNS(N153°E)方向のモデルを作成した(EW方向は省略)。

(i)コンクリート圧縮強度： $F_c=150\text{kgf/cm}^2$

(ii)ヤング率： $E=180\text{tonf/cm}^2$

(iii)せん断弾性係数： $G=E/2(1+\nu)=77\text{tonf/cm}^2$

ここに、 ν はポアソン比で1/6

(iv)壁のせん断剛性： $K_w=GA_s/l$

ここに、 A_s はせん断面積、 l は階高で340cm

(v)柱の等価せん断剛性： $K_c=12EI/l^3$

ここに、 I は断面2次モーメント

(vi)減衰：1次固有周期で2%の剛性比例型

(vii)事務所部分の重量：1 ton/m²

その他の部分の重量：0.8ton/m²

なお、壁構造部分とラーメン構造部分は一体となって振動するとした場合と独立に振動するとした場合の2つの場合を設定し、間仕切り壁などの2次部材の影響を見るために動的応答解析は2次部材の考慮の割合を0, 50, 100%の3つの場合について行なった。したがって、一体モデルにするか分離モデルにするか、および2次部材の考慮の割合をどうとるかにより振動モデルの1次固有周期は変化するため、2%の減衰定数を与える周期はモデルにより少しずつ異なっている。

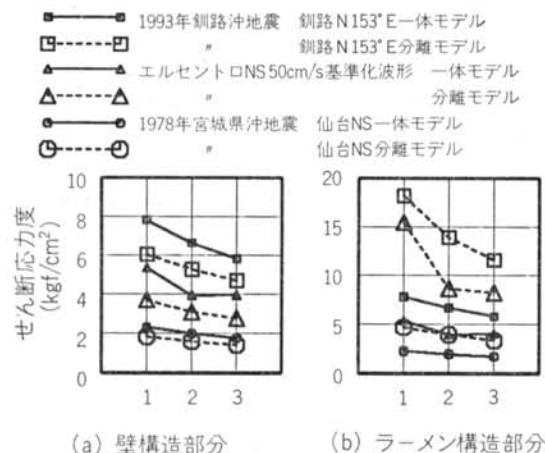


図-6 最大せん断応力度 (NS方向：N153°E) (横軸：1=2次部材0%，2=50%，3=100%)

固有値解析により求めたモデルの1次固有周期は非常に短く、2次部材の考慮の割合によりその範囲は、一体モデルの場合0.041~0.046秒、分離モデルの壁構造部分で0.038~0.042秒、分離モデルのラーメン構造部分で0.052~0.063秒となった。1次固有周期の変動は最大で2割程度である。一方、図-2に示した今回の地震記録の卓越周期もそうであるが、大沢他⁹⁾の解析結果によれば、過去の地震記録(建物内部)および常時微動(建物内部および外部)の観測から気象台付近の地盤の卓越周期は約0.3秒となっている。したがって、気象台の建物自体は図-2(a)の加速度応答スペクトルからも分かるように、地震時にはほぼ剛体として挙動したと考えられる。

§ 4. 釧路地方気象台建物の動的応答解析結果

動的応答解析に先立ち、気象台の強震記録(NSおよびEW)を建物と同じ方向(N063°EおよびN153°E)に回転させた。

解析結果のうち、壁構造部分およびラーメン構造部分の1階の層に発生したNS方向(N153°E)の最大せん断応力度を図-6の(a)と(b)に示す。

2次部材の考慮の割合の影響は、固有周期に対しては前述したように2割程度の変動しか与えないが、最大せん断応力度に対しては、発生する層せん断力およびせん断面積の差から大きいもので2倍近い差として表われている。

また、気象台の強震記録を入力した場合の最大せん断応力度は、エルセントロ NS 50cm/s 標準化波形を入力した場合の最大せん断応力度より常に大きくなっており、図-4に示した地震動強度と同じく大きな「建物破壊力」を有していることが分かる。

一方、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(日本建築学会)によれば、コンクリートの圧縮強度を150kgf/cm²と仮定すると、この建物の許容せん断応力度は長期で5.0kgf/cm²、短期で7.5kgf/cm²である。この長期許容せん断応力度は、コンクリートの初期せん断ひび割れの発生の下限値である。したがって、分離モデルで見たとき、壁構造部分はひび割れが入っても大きくはならない程度であるが、ラーメン構造部分の耐震壁は地震時に大きなひび割れが発生してもおかしくないレベルに達していたといえよう。これらの値と実際の具体的な損傷の程度との関係については、今後更に詳しい調査と検討を行なう必要がある。

§ 5. ラーメン構造建物の動的応答解析モデル

次に、釧路地方気象台建物より長い固有周期の建物への影響を見るために、ここでは表一3に示す①から⑤までの5つの仮想のラーメン構造建物に対し、気象台の強震記録および超高層建物などの設計用地震動を入力し、動的応答解析を行なった。本来、同じ地震、同じ距離、同じ敷地条件でも建物と地盤の相互作用により、各建物の1階で予測される地震動は全く同じものとなるとは限らないが、ここでは各地震動の「建物破壊力」を見るためにすべて各建物の基礎部分に直接入力した。

なお、①は静的解析(ベースシア係数0.2で弾性範囲)のみで、②から⑤までは静的解析およびエルセントロ波を含む複数の設計用入力地震動を用いた動的応答解析で耐震性を確認している。

§ 6. ラーメン構造建物の動的応答解析結果

表一3に示した①から⑤までのラーメン構造建物に対し、気象台の強震記録(N153°E)および下に示した3

つの設計用地震動(日本建築センター)⁹⁾を入力した。ただし、⑤の場合の設計用入力地震動は、設計時に用いた値45cm/sで基準化している。

- ・エルセントロ NS 50cm/s 基準化波形
- ・タフト EW 50cm/s 基準化波形
- ・八戸 NS 50cm/s 基準化波形

本研究では前述したように、わが国のラーメン構造建物は靱性を考慮した設計を行なっていることから、入力動の「建物破壊力」を各層のせん断力係数や最大層間変形角のみならず、塑性率および建物全層の履歴吸収エネルギーでも評価した。ここに、第*i*層の塑性率 μ_i および建物全層の履歴吸収エネルギー Wp (秋山)¹⁰⁾ は下式によって計算した。

$$\mu_i = \delta \max_i / \delta y_i \quad \dots\dots(5)$$

$\delta \max_i$: 第*i*層の最大層間変形

δy_i : 第*i*層の復元力特性が Degrading Tri-linear の場合は第2折点における層間変形, Normal Tri-linear の場合は第1折点における層間変形

$$Wp = \sum Wp_i = \sum \int F_i[\delta_i(t)] d\delta_i(t) \quad \dots\dots(6)$$

$F_i[\delta_i(t)]$: 時刻 t における第*i*層の復元力

$\delta_i(t)$: 時刻 t における第*i*層の層間変形

番号	①	②	③	④	⑤
高さ	低層3階建て 9.9m	低層3階建て 9.9m	高層14階建て 59.85m	超高層21階建て 63.95m	超高層30階建て 96.03m
構造種	RC造	RC造 (免震構造)	S造	RC造	S造(柱はコンクリート充填鋼管)
各層の復元力特性の求め方	層によらず一定のせん断力係数となるような水平力分布を用いて、平面フレームモデルに静的漸増載荷を行なって求めた	上部建物については①と同じ	予備解析で得た水平力分布を用いて、平面フレームモデルに静的漸増載荷を行なって求めた	A_i 分布を用いて、立体フレームモデルに静的漸増載荷を行なって求めた	④と同じ
各層の復元力特性のモデル	Degrading Tri-linear 型 (Takeda モデル) のせん断バネでモデル化	上部建物については①と同じ。免震層は弾性せん断バネ(積層ゴム)とダッシュポット(オイルダンパー)でモデル化	Normal Tri-linear 型のせん断バネでモデル化	曲げ変形は弾性、せん断変形は Degrading Tri-linear (Takeda モデル) となる曲げせん断棒でモデル化	曲げ変形は弾性、せん断変形は Normal Tri-linear (第1層と第2層は Takeda モデル) となる曲げせん断棒でモデル化
固有周期	$T_1=0.37$ s $T_2=0.15$ s $T_3=0.10$ s	$T_1=1.81$ s $T_2=0.25$ s $T_3=0.13$ s	$T_1=1.98$ s $T_2=0.68$ s $T_3=0.41$ s	$T_1=1.00$ s $T_2=0.34$ s $T_3=0.19$ s	$T_1=2.89$ s $T_2=1.04$ s $T_3=0.62$ s
減衰	初期剛性比例型とし 1次固有周期で2%	上部建物については①と全く同じ減衰	初期剛性比例型とし 1次固有周期で2%	初期剛性比例型とし 1次固有周期で3%	初期剛性比例型とし 1次固有周期で2%

表一3 動的応答解析を行なったラーメン構造建物一覧

図-7に①の建物の各層のせん断力係数、最大層間変形角および塑性率を示す。図より、気象台の強震記録(図中□印)はエルセントロ NS 50cm/s 基準化波形と同程度の「建物破壊力」を有しており、第2層と第3層で最大層間変形角は1/60程度、塑性率は5を越えていることが分かる。この応答レベルは、梅村¹¹⁾によれば曲げ柱が破壊するレベル(層間変形角約1/30)には至っていないものの、梁端部は降伏レベルを大きく越えており、部材としては「中破」あるいは「大破」といった損傷が予測される。一方、気象台付近の建物のうち、①の建物と同程度の固有周期を有すると思われる建物の被害の程度は「中破」には至っていない。したがって、静的解析(弾性設計)のみで耐震性が確認されているこのような低層建物は、経験的にある程度非構造部材による耐力を見込んでベースシア係数などの設計値が決められているため(長橋)¹²⁾、建物全体の耐力に占める非構造部材の耐力の割合の大小が建物の被害の程度を決定づけると考えられる。

図-8は①の建物の第2層における履歴曲線である。

図-7では同程度の塑性率を与えていた気象台の強震記

□: 釧路沖地震釧路N153°E, ×: エルセントロNS 50cm/s, ○: タフトEW 50cm/s, △: 入戸NS 50cm/s

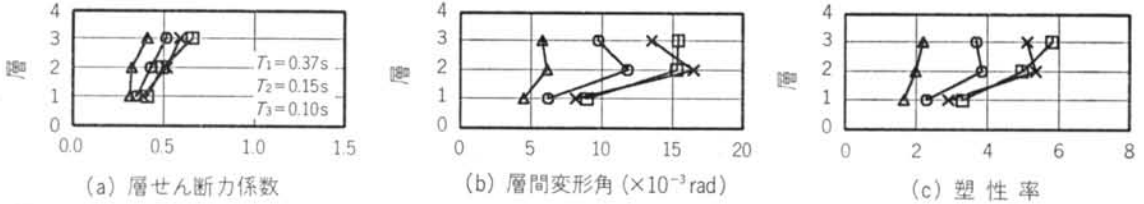


図-7 ①低層3階建てRC造

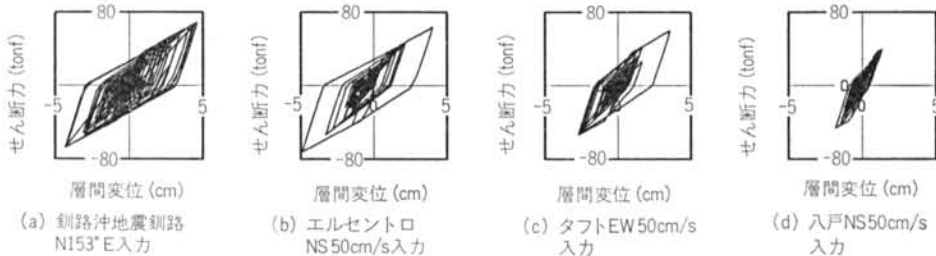


図-8 ①低層3階建てRC造の第2層における履歴曲線

□: 釧路沖地震釧路N153°E, ×: エルセントロNS 50cm/s, ○: タフトEW 50cm/s, △: 入戸NS 50cm/s

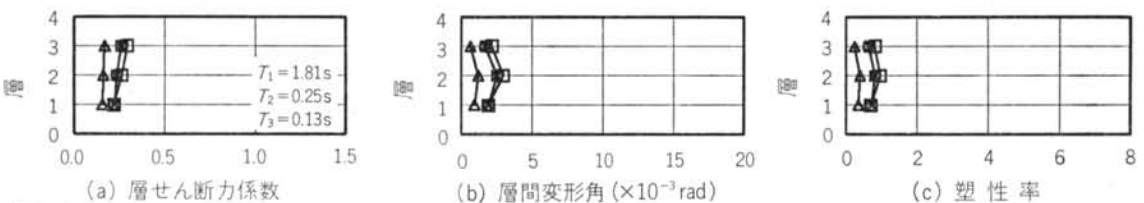


図-9 ②低層3階建てRC造(免震構造)

録とエルセントロ NS 50cm/s 基準化波形であったが、第2折点を越えるような大きなループの繰り返し数は、気象台の強震記録を入力した場合の方がかなり多いことが分かる。履歴曲線の囲む面積(履歴吸収エネルギー)については、後に他の建物の結果と合わせて示す(図-13)。

図-9は②の建物の動的応答解析結果である。基礎部分に免震層を入れることにより地震のエネルギーは上部建物には伝わりにくく、建物全体が殆ど弾性域におさまっていることが分かる。また、この図でも気象台の強震記録は設計用入力地震動と同程度の「建物破壊力」を示している。

図-10は④の建物の動的応答解析結果である。図より、気象台の強震記録は13階から上層の部分および5階から下層の部分で、設計用入力地震動のうち最大の応答値を与えているタフト50cm/s基準化波形の値より大きくなっていることが分かる。一般的には、レベル2(日本建築センター)⁹⁾の設計のクライテリアのうち最大層間変形角は約1/100、塑性率は2であるため、この建物はいずれの入力地震動に対しても耐震性は確保されているといえるが、相対的には気象台の強震記録は1次固有周

期が1秒の超高層建物に対しては、設計用入力地震動より大きな「建物破壊力」を有しているといえる。これは、図-2(a)の加速度応答スペクトルで見たとき、周期1秒のところでは気象台の強震記録もエルセントロ NS 50cm/s 基準化波形も同じレベルを示しているものの、0.34秒や0.19秒といった④の建物の高次の固有周期帯域において気象台の強震記録が大きな応答を与えていることによると考えられる。

図-11は⑤の建物の動的応答解析結果であり、この図で最大の塑性率が発生しているのは第22層である。また、気象台の強震記録を入力した場合に最大の塑性率が発生しているのは第28層であり、その値は他の設計用入力地震動による値よりも大きい。そこで、図-12に⑤の

建物の第22層と第28層におけるせん断成分の履歴曲線を示す。図より、第22層ではエルセントロ NS 50cm/s 基準化波形を入力した場合、履歴曲線が第3象限で第3勾配にかなり入っていること、第28層では気象台の強震記録により最大の塑性率が発生しているといっても、その挙動はほとんど弾性的なものであることが分かる。

以上より、図-2の応答スペクトルからも分かることではあるが、気象台の強震記録はこのような固有周期の長い建物に対しては、設計用入力地震動と同程度もしくはそれ以下の「建物破壊力」を有しているといえる。

図-13には①から⑤までの建物について、各建物の全層において吸収された履歴エネルギーを示す。ただし、②の免震構造建物については、上部建物がほぼ弾性域に

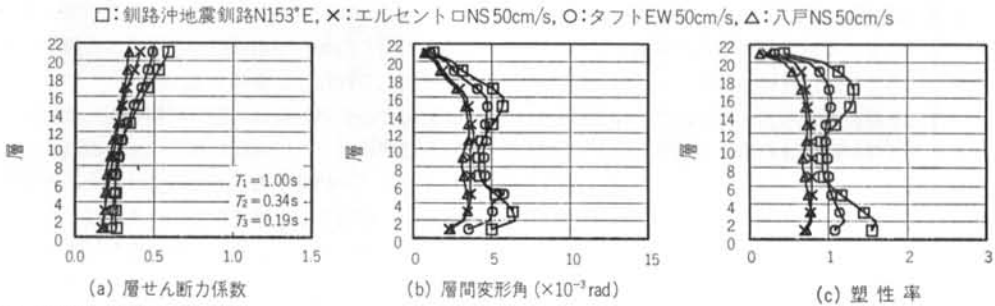


図-10 ④超高層21階建てRC造

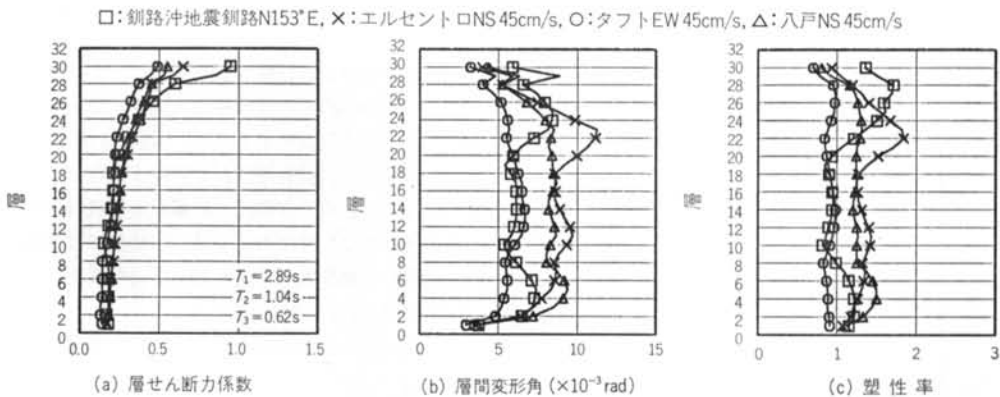


図-11 ⑤超高層30階建てS造(柱はコンクリート充填鋼管)

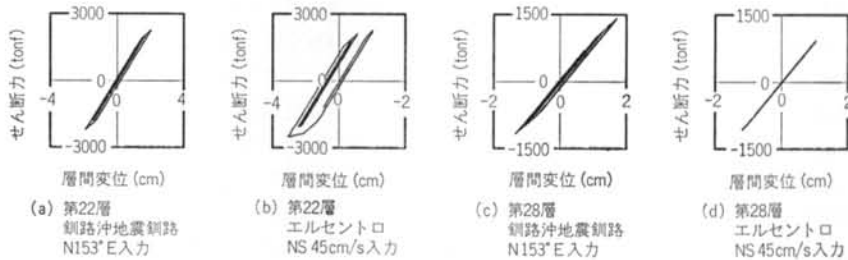
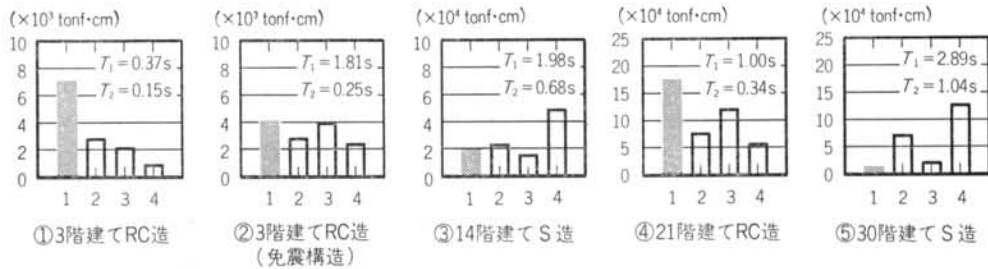


図-12 ⑤超高層30階建てS造(柱はコンクリート充填鋼管)の第22層および第28層における履歴曲線



図一13 気象台の強震記録と高層建物設計用入力地震動の建物別履歴吸収エネルギーに関する比較 (横軸: 1=釧路沖地震記録 N153°E, 2=エルセントロNS, 3=タフトEW, 4=八戸NS)

おさまっていることから、免震層のダンパーで吸収されたエネルギーを示している。

図より、①の建物については、図一7で示した最大応答値では気象台の強震記録はエルセントロNS 50cm/s 基準化波形と同等のレベルを与えていたのに対し、図一8からも予測されるように履歴吸収エネルギーは2倍以上になっていることが分かる。これより、①の建物に対しては、気象台の強震記録は設計用入力地震動より大きい「建物破壊力」を有しているといえる。

また、④の建物に対しても、図一10で示した最大応答値と同じく、気象台の強震記録は設計用入力地震動より大きい「建物破壊力」を有していることが分かる。

一方、②、③および⑤の建物については、履歴吸収エネルギーで見て、気象台の強震記録は設計用入力地震動と同等もしくはそれ以下の「建物破壊力」を示している。したがって、現行の設計基準を満たしているこのような長周期の建物は、919cm/s²とこれまでに得られている最大級の最大加速度となった気象台の強震動に対しても耐震性が確保されているといえる。

§ 7. 結論

本検討により、以下の5点が明らかとなった。

(1)重力加速度に近い最大加速度を示した釧路地方気象台の強震記録は、1秒以下の短周期成分を非常に多く含んだものであった。また、最大加速度、最大速度、Ariasの地震動強度、Housnerのスペクトル強度を指標とした場合、気象台の強震記録はこれまでに国内の震度5の地域で得られた代表的な強震記録や超高層建物などの設計用入力地震動に比べて、同等もしくはそれを上回る「建物破壊力」を示した。

(2)気象台の強震記録を同気象台の振動モデルに入力したところ、最大せん断応力度はエルセントロNS 50cm/s 基準化波形を入力した場合の値より大きくなった。ま

た、壁構造部分の最大せん断応力度はせん断ひび割れが入っても大きくはならないレベルとなったが、ラーメン構造部分については耐震壁に大きなひび割れが発生してもおかしくないレベルとなった。これらの値と実際の具体的な損傷の程度との関係については、今後更に詳しい調査と検討を行なう必要がある。

(3)気象台の強震記録は、固有周期が短い低層のラーメン構造建物に対しては超高層建物などの設計用入力地震動を上回る「建物破壊力」を示した。また、その応答レベルから、部材としては「中破」あるいは「大破」といった損傷が予測された。一方、気象台付近の低層建物の被害の程度は「中破」には至っておらず、従来から指摘されているように、建物全体の実際の耐力に占める非構造部材の耐力の割合の評価が構造設計上必要になると考えられる。

(4)固有周期が1秒程度の超高層ラーメン構造建物に対しても、建物の高次の振動特性により、気象台の強震記録は設計用入力地震動を上回る「建物破壊力」を示した。したがって、固有周期が1秒程度の超高層ラーメン構造建物の地震時の実挙動の把握および設計用入力地震動のレベルの妥当性については、本検討では無視した地盤と建物の相互作用を考慮した上で、今後更に詳しい検討が必要である。

(5)固有周期が2~3秒のラーメン構造建物に対しては、気象台の強震記録は設計用入力地震動と同等もしくはそれ以下の「建物破壊力」を示した。したがって、現行の設計基準を満たしているこのような長周期の建物は、重力加速度に近い最大加速度を示した気象台の強震動に対しても耐震性が確保されているといえる。

謝辞 本研究で用いた気象台平面図と地震記録について気象庁釧路地方気象台、建設省建築研究所、建設省土木研究所、運輸省港湾技術研究所、京都大学亀田教授にお礼申し上げます。また、本検討を進めるに当たって貴重なご意見を頂きました清水建設渡部丹博士に感謝いたします。

<参考文献>

- 1) J.Brune: "Tectonic Stress and the Spectra of Seismic Shear Waves from Earthquakes" J. of Geophysical Research, Vol. 75, No. 26 (1970) pp. 4997~5009
- 2) 北海道大学地震予知観測センター: "平成5年釧路沖地震速報第1号 (Fax 通信)" (1993年1月18日)
- 3) 読売新聞, 1993年1月27日夕刊
- 4) H. Kanamori: "Long-period Ground Motion in the Epicentral Area of Major Earthquakes" Tectonophysics, Vol. 21, No. 4 (1974) pp. 341~356
- 5) 佐藤良輔編著: "日本の地震断層パラメータ・ハンドブック" 鹿島出版会 (1989年)
- 6) A. Arias: "A Measure of Earthquake Intensity (Seismic Design for Nuclear Power Plants, ed. R.J. Hansen)" MIT Press (1970) pp. 438~469
- 7) G.W. Housner: "Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault" Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1 (1965) pp. 94~109
- 8) 大沢胖 (研究代表者): "広尾沖地震における釧路の強震記録と構造物の被害について (昭和43年度文部省科学研究費 (特定))" (1969年)
- 9) 日本建築センター: "高層建築物の動的解析用地震動について" ビルディングレター No. 203 (1986年6月)
- 10) 秋山宏: "建築物の耐震極限設計" 東京大学出版会 (1980年)
- 11) 梅村魁編著: "鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続 (中層編)" 技報堂出版 (1982年)
- 12) 長橋純男: "建築構造物の耐震設計に関する検討 (臨時増刊・現代と災害)" 法律時報 第49巻, 第4号 (1977年) pp. 188~196

