

都市における建築構造物の地震被害推定に関する 基礎的研究(2) —低層鉄筋コンクリート構造物の地震応答推定—

北原 昭男・藤原 悌三

FUNDAMENTAL STUDY ON SEISMIC HAZARD ESTIMATION OF VARIOUS TYPES OF STRUCTURES IN URBAN AREA (2)

By *Akio* KITAHARA and *Teizo* FUJIWARA

Synopsis

When assessing the overall safety of a city in time of earthquake, a most important factor is to accurately estimate the earthquake hazards of buildings in the urban area. In previous study, we have used a simulation analysis to obtain the earthquake response characteristics of traditional wooden houses. In this study, we successively used a simulation analysis for low-rise reinforced concrete (RC) structures as a first step in establishing a seismic hazard estimation method for various types of structures. Simple formulae, based on our results, were developed to obtain the maximum response of low-rise RC buildings. We used these formulae in a study of the city of Kyoto undergoing a hypothetical earthquake.

1. 序論

都市域においては、建築構造物群は都市における最も重要な構成要素のひとつであり、その地震被害は直接人命に係わってくると共に、火災の発生、都市中枢機能の停止、ライフライン系の機能喪失等、様々な被害に波及していくことが考えられる^{1),2)}。そのため、都市における建築構造物群の耐震性能を適切に評価し、さらにはこれらの構造物の想定される地震に対する被害を予測して行くことは、都市の地震時災害の低減を図り、一方において都市の耐震性を高めていく上で非常に重要となると考えられる。

前報³⁾においては、構造物の地震被害推定手法を構築する第一歩として、被害推定における現状と問題点を整理するとともに、都市域における建築物の中で多数を占め、かつ耐震性能に関する資料も比較的得やすい木造構造物を対象として動特性のモデル化を行った。さらに、既往の地震動シミュレーション手法を用いて、入力地震動・構造物の要因のうちの幾つかをパラメーターとして地震応答解析を行い、木造建築物の応答性について定性的・定量的な分析を行った。その結果、木造構造物の最大応答については、1) 建築構造物と地震入力の振動特性は相互に微妙に影響しあっており、構造物の耐力と最大変形の関係は複雑な関係を示すこと、2) 入力地震動の最大速度と構造物の最大変位は、種々の地盤条件下においても構造物が破壊に至るまでかなり明快な線形関係を示すこと、などが明かとなった。

本報においては、都市域において木造構造物とともに多数存在する鉄筋コンクリート構造物のうち、その

大部分を占める、壁式構造が主体となる低層鉄筋コンクリート構造物を対象として、木造構造物と同様の観点よりモデル化を行った。さらに、このモデルを用いて地震応答解析を行い、1978年宮城県沖地震による実際の被害と計算結果を比較し、この手法の妥当性を検証した。また、木造構造物と同様にシミュレーション解析を行い、構造物の最大応答量と耐力、および入力地震動の最大値との関係を明かにした。

2. 低層鉄筋コンクリート構造物の動的特性のモデル化

2.1 低層鉄筋コンクリート構造物のせん断質点系への置換と各層の耐力の設定

一般のコンクリート構造物は、木造住宅のように限定された工法・様式によって構築されるのではなく、個々の建物毎に工法がまちまちであり、建物の形状や、その建物の持つ耐震要素の配置・数量などは非常に把握しにくい。それ故、その構造物の耐震性能を統一されたいくつかのパラメータによって表現するのは非常に難しいと考えられる。しかしながら、市街地における低層鉄筋コンクリート構造物(以下、単にRC構造物と呼ぶ)の多くは耐震要素として耐震壁を中心とした構造であるため、せん断変形が卓越すると考えられるので、構造物をせん断質点系へ置換することが比較的容易であると思われる。よって、本研究では構造物をせん断質点系へモデル化し、地震応答計算を行うこととする。また、このような耐震壁を主体とした構造ではその壁の耐力がほぼその層の耐力を代表することとなる。志賀らは1968年十勝沖地震および1978年宮城県沖地震におけるRC構造物の被害について、壁率・柱率(耐震壁・柱の全断面積を床面積で割った値に相当)、および柱・壁ならせん断応力度と実際の建物の被害の関係を示した⁴⁾。これによれば、RC構造物についてはその壁量・柱量と被害の間には相関があることが明かとされている。志賀らはまた、これらの関係から、壁量および柱量という簡単な量よりRC構造物の終局耐力に相当する震度あるいはベースシア係数を求め

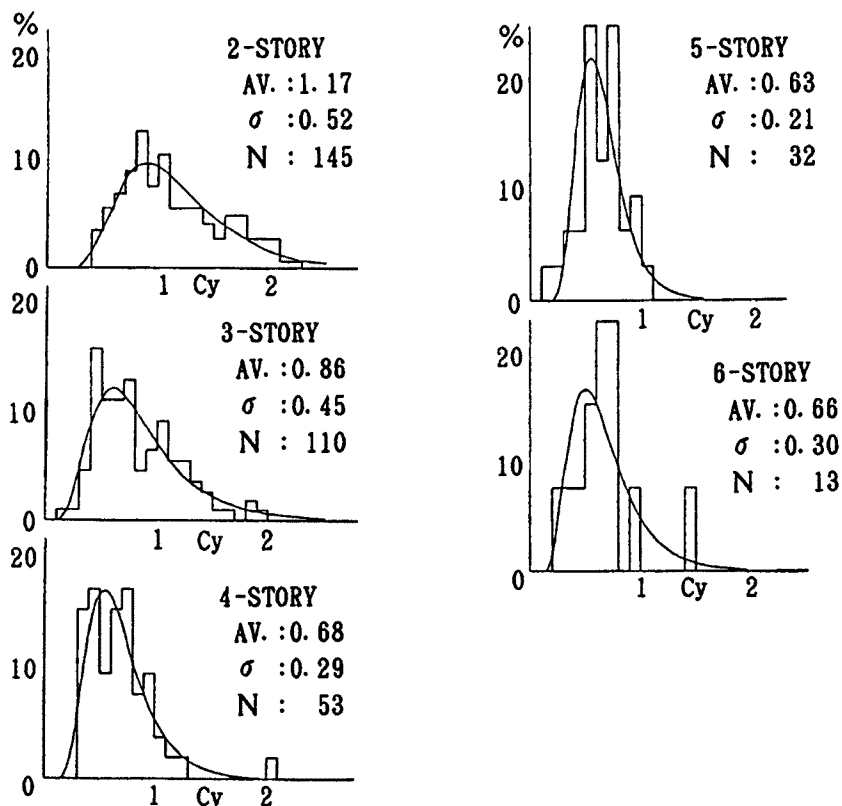


Fig. 1. Distribution of the shear coefficient obtained from past surveys.

る関係式を導いている⁵⁾。また、新耐震設計規準においても志賀による式を若干修正した、以下に示す降伏層せん断力 C_y を求める関係式が用いられている⁵⁾。

$$C_y = (\tau_c \times A_c + \tau_w \times A_w) / W \sum A_f \quad (1)$$

ここで、 A_c 、 A_w はそれぞれ柱、耐力壁の面積に相当する量、 τ_c 、 τ_w ($= 7, 25 \text{ kg/cm}^2$) はそれぞれ柱、耐力壁の終局せん断応力度である。また、 W は単位床面積当りの建物重量 ($= 1000 \text{ kg/m}^2$) を、 A_f は2階以上の延べ床面積をそれぞれ示している。これにより、対象とする構造物の壁量・柱量を調べることでその構造物の耐力を推定することが可能となる。小野瀬はこの関係式を用いて、新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城沖地震時の調査資料などより得た、2階建てから6階建てまでのRC構造物の C_y の分布を Fig. 1 に示すように求めている⁶⁾。本研究では、この様にして求められた C_y を、終局点における設計震度あるいはベースシア係数として用いることとし、これによって終局点の耐力 Q_y を求めた。

実際の構造物の高さ方向のせん断耐力分布については構造物毎にまちまちであり、現状ではその分布特性は把握されているとはいいがたい。ここでは、まず手始めとして構造物が改正前の建築基準法あるいは改正後の基準法に完全にそって設計されているものと仮定し、その考え方によって各層の終局層せん断耐力を算定する。すなわち、旧基準法によるものでは C_y を設計震度として震度法により、新基準法によるものでは C_y をベースシア係数として A_i 分布を用いて各層のせん断耐力を求めた。以後、旧基準にそって設計されたモデルを TYPE RC-O、新基準にそって設計されたモデルを TYPE RC-N と呼ぶこととする。

構造物の重量は、これまで設計に度々用いられてきた経験的な単位床面積当りの重量として 1000 kg/m^2 を採用した。構造物の粘性減衰は既往の実構造物に対する振動計測の結果や応答解析例を参考にして、粘性減衰定数 $h=0.03$ とし剛性比例型で与えた。

2.2 各層の復元力特性のモデル化

既往の研究によると、荷重-変形関係とエネルギー消費量をおさえて復元力特性をモデル化すれば全く異なるタイプの履歴モデルを用いない限り、構造物の動的応答に対してある程度の精度の近似を与えると考えられる。前報では、以上の考え方に基づくこととし、スケルトンの形状とエネルギー消費量については、木造構造物に関する既往の実験データを基にして決定した。しかしながら、RC構造物については、現在では部材レベルの実験か、限られた形状のフレームに対する実験の結果しか得られておらず、これらの結果から直接スケルトンカーブの形状や履歴ループを求めるのは不可能である。よってここでは、以下に示す方法によって各層の復元力特性をモデル化する。

適度の壁量をもつ通常のプロポーションの低層 RC 構造物においては、耐力壁はせん断破壊を、またその周囲の柱梁からなるフレームは曲げ破壊を引き起こすものと考えられる。よって構造物各層の復元力を耐力壁の負担分とフレームの負担分に分けて考え、そのそれぞれについて上記の性状を表現するように復元力特性、

すなわちスケルトンカーブおよび履歴ループを設定する⁷⁾。

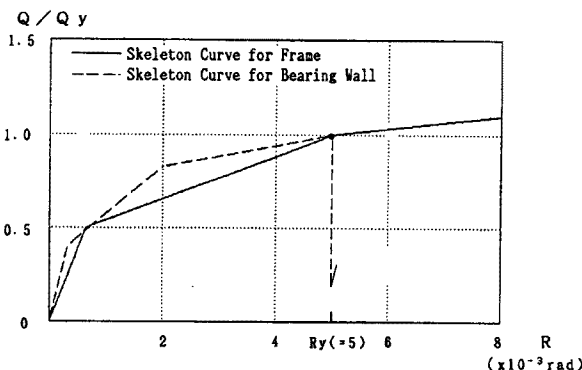


Fig. 2. Skeleton curves of RC structures used in our analysis.

Fig. 2 には解析に用いた履歴スケルトンカーブを終局点のせん断耐力 Q_y で規準化して示す。耐力壁のスケルトンカーブ (破線) では既往のフレームに囲まれた壁の実験結果より得られた経験式 (壁の初期剛性を求める式、ひび割れ荷重を求める式、第2折れ点の荷重を求める式、終局耐力を求める式) を組み合わせて用いて決定した。式の中で使われる変数 (コンクリート強度、壁筋比、軸方向応力度、シアスパン比など) は実際に存在する耐力壁の平均的な値を選んだ。ここで、既往の実験の結果では、壁がせん断破壊する時の部材角

はほぼ1/250~1/200 radとなっているので、この研究では1/200 radを終局点とし、それ以後は壁は耐力を負担しないものとした。ここで、この終局点の値は新耐震設計規準のうちの層間変形角の制限値にも一致している。フレーム部分のスケルトンカーブ(実線)はこれまでの中低層RCフレーム造建造物の解析例を参照して3折れ線で近似した。すなわち、上記の耐力壁の終局点(1/200 rad)を第2折れ点、終局点の割線剛性の4倍を初期剛性として終局点の耐力1/2の耐力となる点を第1折れ点としている。また、第3勾配は初期剛性の1/100とした。

耐震壁の履歴ループとしては、耐震壁を含んだ架構に対するこれまでの動的解析によく用いられている原点指向型モデルを用いた。また、フレーム部分の履歴ループとしてはフレーム造建造物の解析によく用いられているディグレーディングトリニアールモデルを採用することとし、その際、除荷剛性は第1折れ点の変位で規準化した靱性率の平方根に反比例させて低減させた。各層の復元力はこれら2つの履歴ループの重ね合わせで表される。すなわち、各変形時の水平耐力は下式で示される。

$$Q = \alpha \cdot Q_f + (1 - \alpha) Q_w, \quad 0 \leq \alpha \leq 1 \quad (2)$$

ここで、 Q_f 、 Q_w はそれぞれフレーム部分と耐震壁部分の負担耐力を、 α は二つのモデルの重ね合わせ率を示している。木造住宅の場合では、この重ね合わせモデルのエネルギー消費率が既往の実験結果に一致するように α を求めたが、RC構造物の場合、現状では α を決定するだけの実験データが得られているとは言い難い。よって、ここでは α は特に決定することは行わず、パラメータとして扱うこととした。Fig. 3には $\alpha = 0$ (耐震壁の負担分のみ)、0.5, 0.75, 1.0 (フレーム部分の負担分のみ) の場合の復元力特性の一例を示す。

以上の手法によって、各タイプについて、せん断力係数 C_y および α を与えることにより履歴特性のモデル化ができ、地震応答計算を行うことが可能となる。最後に、TYPE RC-N, $\alpha = 0.5$ の場合について、このようにして得られた各層の復元力特性を用いて算出した構造物の一次固有周期(T_1)を、横軸に C_y をとって

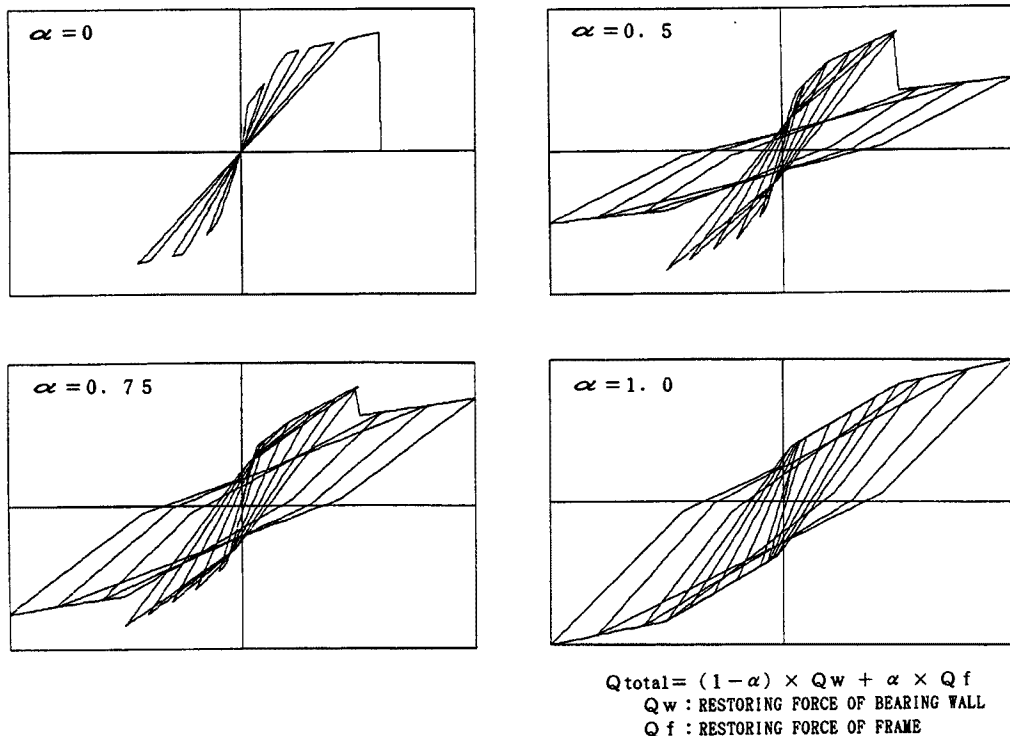


Fig. 3. Examples of the restoring force relation for RC structures.

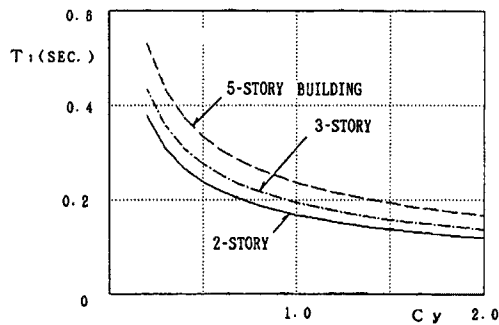


Fig. 4. Natural period (T_1) - shear coefficient (C_y) relation for RC structures.

に示される C_y 分布の平均値を用いて Fig. 4 より固有周期を求めるとそれぞれ 0.16, 0.29 となり, 上式によって求めた値とほぼ一致している。この結果より, 少なくとも本モデルにおける初期剛性の設定に関しては大きな誤差は含まれていないと考えられる。

3. 1978年宮城県沖地震における RC 構造物の地震応答推定

本章では, 1978年宮城県沖地震の際の低層 RC 構造物を対象に第2章で設定した動特性モデルを用いて地震応答計算を行い, その応答性状の把握を試みた。また, 仙台市内のいくつかの地点で得られている実際の被害率と本手法による推定被害率の比較を行い, 本手法の妥当性を検証した。解析の対象地点としては, 宮城県沖地震による RC 構造物の被害が統計的に求まっている仙台市内の卸町地区・長町地区・片平(上杉)地区の3地点とした。卸町・長町の2地点は市内東部・南部の沖積地盤上に, 片平地区は市内中心部の洪積地盤上にそれぞれ位置する。

地震応答解析に用いる入力地震動としての表層地震動は以下に示す方法を用いて求めた。各地点の表層地盤を成層地盤と仮定し, 土質柱状図⁹⁾を参考にしてせん断質点系にモデル化する。各地層の非線形履歴特性は大崎・原・清田によって提案されている Ramberg-Osgood (R-O) 型のモデルを用いた手法によって求める⁹⁾。これによれば, R-O 型モデルの形状を決定する3つのパラメータは, 砂質土および粘性土のそれぞれについて, 既往の実験データより得られたせん断剛性低下率や等価粘性減衰定数の変化率をモデルが満足するように定められる。ここで, 各地層のせん断波速度および減衰定数は土質・N 値等に応じて既往の資料を参照して定めた。基盤層の地震動としては, 市内中心部に存在する住友生命ビルが第3紀層上にあるので, 宮城県沖地震の際に同ビル地下2階で採れた強震記録を用いることとした。この波を入力地震動として上記方法でモデル化された表層地盤について地震応答解析を行った。このようにして求められた各地点の地表面での加速度応答の時刻歴と減衰を3%として求めた加速度応答スペクトルを Fig. 5 に示す。図中には基盤動として用いた波形も併せて示している。長町と卸町についてはほぼ同様な波形を示しており卓越周期は基盤動に比べてやや長くなっている。一方, 片平では表層地盤の高次振動が顕著であるが, 基本的には基盤動とほぼ同様な波形となっている。

以上の方法によって求められた表層の加速度波形を用いて, RC 構造物の地震応答解析を行った。解析結果の一例として, 卸町における2階建 RC 構造物 ($\alpha=0.75$) の層間変位の時刻歴および1層の復元力特性を Fig. 6 に示す。せん断力係数 C_y が1.0の場合を左に, 0.4の場合を右に示す。木造住宅の場合は, 小変形のレベルからかなり大きな履歴ループを描くのに対し, RC 構造物の場合では履歴ループはかなり細く, それに伴って履歴吸収エネルギーも木造住宅よりは小さくなっていると考えられる。また, せん断耐力がある程度大きければ, 入力加速度の最大点付近で比較的大きな応答を示した後は応答がおさまっていく傾向にあるが,

Fig. 4 に示す。本手法では, 各折れ点の変位は一定としているので, 構造物の固有周期はその耐力のみに関係することとなり, 右下がりの曲線となる。この図によれば, 実存する RC 構造物の C_y の範囲 (およそ 0.25~2.0) においては, 一次固有周期は 0.15 から 0.5 の値をとっている。また, 5 階建の構造物の固有周期は 2 階建のものよりも全ての C_y についてほぼ 5 割程度長くなっている。一方, 実在構造物に対する振動実験の結果によれば, 構造物の一次固有周期 T と建物階数 N の間には,

$$T=0.054 N \quad (3)$$

という関係があることが報告されている。この関係式を用いると, 2 階建および 5 階建の場合, 固有周期はそれぞれ 0.11, 0.27 となる。本モデルに関しては, Fig. 2

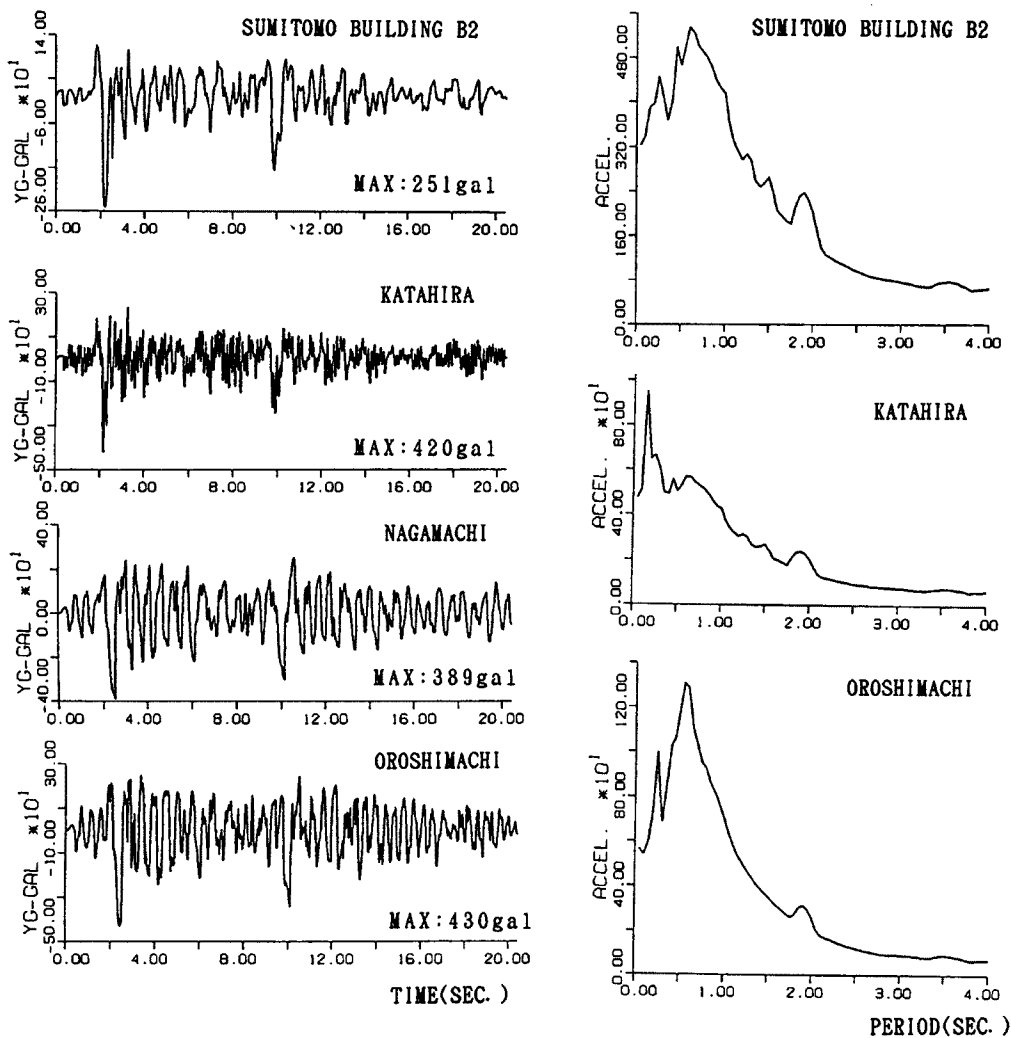


Fig. 5. Time histories and power spectral densities of input waves.

耐力が小さくなると、応答変位が増大するにつれて、剛性が劣化して固有周期が伸び、さらに大きな変形が生じていく傾向がある。この傾向は変形が終局点に達し耐震壁が破壊した場合に特に顕著である。

Fig. 7には、2階建および5階建の各タイプについて、卸町における最大層間変形角とせん断力係数との関係を、 α をパラメータとして示した。ここで、最大層間変位あるいは最大層間変形角は各層の最大応答の内の最も大きな値と定義している。木造住宅の場合は入力周波数特性と構造物の動特性が複雑に影響しあい、旧基準によって建てられた2階建の場合は上に凸の関係がみられたが、基本的には右下がりの直線的な関係となった。一方、RC構造物の場合は基本的に右下がりの2次曲線的な関係を示し、その傾向はどのタイプについても同様であった。 $\alpha = 0$ (壁のみ)の場合、せん断力係数がある程度小さくなるにつれ急激に応答が増大する傾向が顕著である。しかし、せん断力係数が大きくなり変形レベルが小さくなると、 α が小さい方がその部分に相当する耐力は高いために応答も小さくなる。また、新旧の比較では旧基準によるものの方が、階数の比較では5階建の方が全体的に大きな応答を示した。

次に、新規基準による $\alpha = 1$ の建物について、同様の関係を基盤動を含む4つの入力波に関してFig. 8に示した。地区によって微妙に応答性状が異なっており、これが実際の被害率の差となって現れたものと考えら

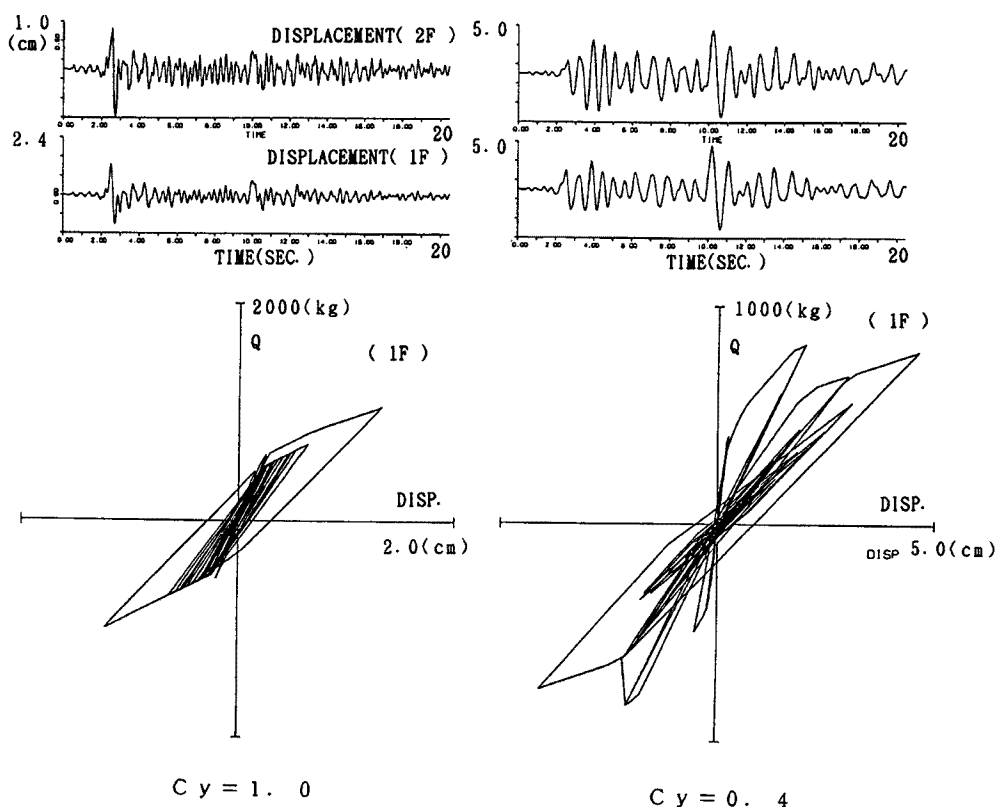


Fig. 6. Time histories of story displacement and restoring force characteristics of a 2-story RC building (Oroshimachi : Type RC-O-2).

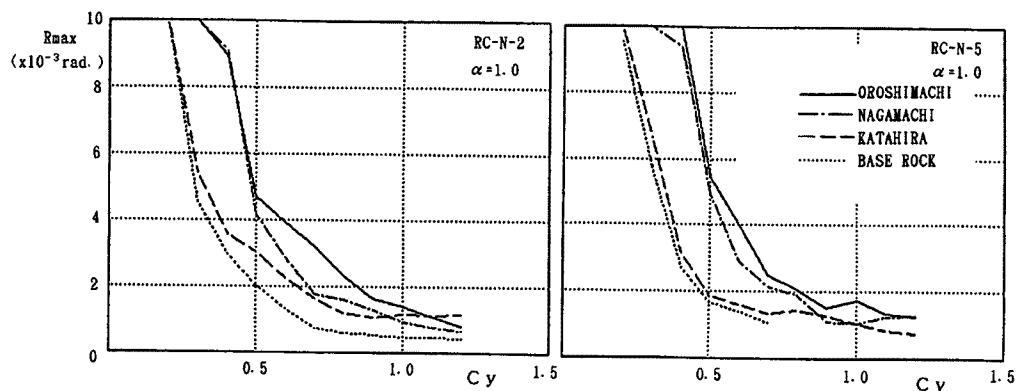


Fig. 7. Average maximum angle of story deformation (R_{max}) - shear coefficient (C_y) relation for RC buildings (Oroshimachi).

れる。応答の全体の傾向としては、長町・卸町の方が基盤動・片平よりも大きな応答量を示しているが、 C_y が大きくなると片平の場合も応答が増大してくる傾向にある。

最後に、これらの応答結果に基づき各地点の被害率を推定し、実際の被害率との比較を行った。比較に際しては、東北大学による卸町・長町・上杉地区における全数調査の結果⁵⁾を用いたが、その調査においては、被害ランクは概略以下の規準に沿って分けられている。

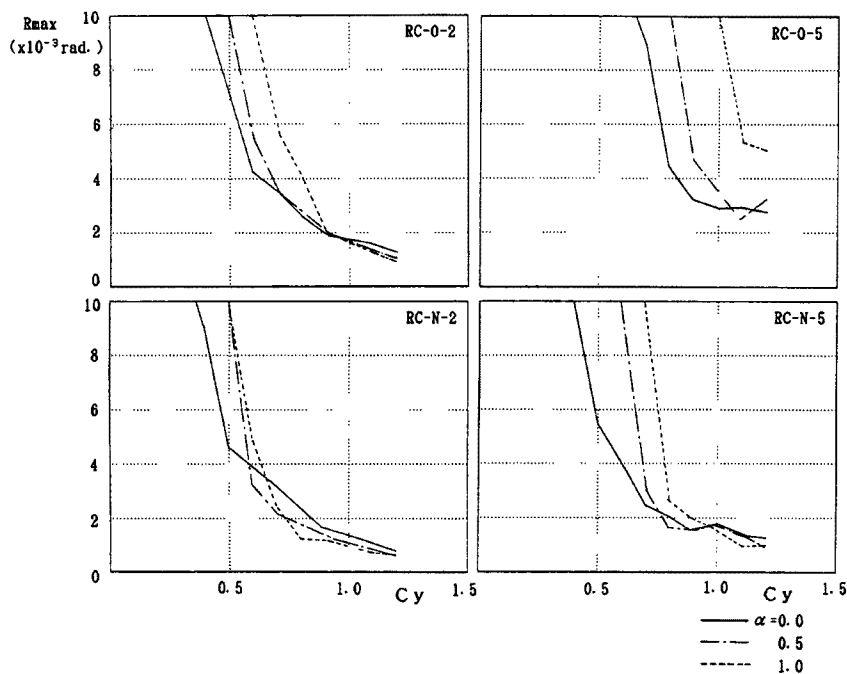


Fig. 8. Average maximum angle of story deformation (R_{max}) - shear coefficient (C_y) relation for RC buildings (Type RC-N: $\alpha=1.0$).

Table 1. Story deformation angle corresponding to each damage level

DAMAGE LEVEL	I	II	III (ULTIMATE POINT)	IV (COLLAPSE)
STORY DEFORMATION ANGLE $R(\times 10^{-3}\text{rad})$	1.50	2.50	5.00	7.50

被害ランク I：構造体の損傷は軽微だが，2次部材にひび割れ等が発生する
 被害ランク II：構造体にひび割れが発生し，2次部材などの付属部分が破壊される
 被害ランク III：構造体に破壊が認められ，耐力の低下が生じる
 被害ランク IV：構造体が全面的に破壊され，建物の一部以上を崩壊する

ここでは，被害ランク IIIがこの研究における終局点に相当するものと考え，このランクに対応する判定尺度として最大層間変形角 5×10^{-3} rad を採用した。その他のランクについては，設定したスケルトンカーブの折れ点などを考慮して，Table 1 に示したように相当する最大層間変形角を設定した。Fig. 1 に示した C_y 分布を仮定し，応答解析結果より得られた C_y-R_{max} 関係，およびこの判定尺度を用いれば，各地点における各タイプの被害率がランク別に求められる。Fig. 9 にはこのようにして求められた2階建および3階建の構造物に対する推定被害率を右に，実際の被害率を左に比較して示した。なお，上杉地区については近傍の同じ洪積台地上にある片平地区の入力地震動を用いて推定した値と比較している。上杉地区についてはあまり良い一致はみられていないが，卸町で被害が最も大きく上杉で小さいこと，3階建の方が2階建より被害が総体的に大きいことなど，全体的には各被害レベルについて，実際の被害率と推定値はかなり良い精度で一致している。この結果によれば，まだ考慮しきれていない要素は多々あるものの，本解析手法による応答推定は被害推定に用いるのにほぼ十分な精度を保有しているものと考えられる。

DAMAGE LEVEL		OVER I	OVER II	OVER III	OVER IV
NAGAMACHI	2-STORY	14.3% 6.6	0.2		
	3-STORY	18.8 25.6	12.5 11.9	6.3 3.7	
OROSHIMACHI	2-STORY	15.9 17.9	4.4 3.4	2.2 1.5	
	3-STORY	47.7 58.9	22.7 33.9	11.4 18.2	6.7 0.2
KAMISUGI (KATAHIRA)	2-STORY	33.3 1.5	6.7		
	3-STORY	22.6 18.2	7.1		

Fig. 9. Comparison of the damage ratio by 1978 Miyagiken-oki Earthquake (Left: actual damage, Right: estimated damage ratio).

4. RC 構造物のシミュレーション解析

前報で報告した木造構造物の場合と同様の手法を用いて、低層 RC 構造物の一般的な応答性状を把握するため、シミュレーション解析を行った。

4.1 入力地震動の評価

シミュレーション解析に用いる入力地震動は昨年度木造住宅の場合と同様に、亀田・杉戸による表層地盤の非線形増幅特性を考慮した表層地震動のシミュレーション手法¹⁰⁻¹²⁾を用いて求めた。この手法によれば、想定された地震のマグニチュード M と震央距離 Δ より基盤面での地震動が得られる。また、対象とする表層地盤の平均的な柔らかさを示すパラメータ S_n および地表から基盤面までの深さ d_p によってその表層地盤の非線形増幅特性が求められ、最終的に各地点での表層の地震動がシミュレートされる。本手法によってシミュレートされた入力地震動の一例として、 $M=7.5$ 、 $\Delta=45$ km の地震が発生した場合の、京都盆地内の数地点（後出の Fig. 13 参照）における表層地震動の加速度時刻歴とパワースペクトルを Fig. 10 に示す。卓越振動数は、硬い地盤（サイト B）で 3.0~4.0 Hz 程度であり、地盤が軟らかくなるにつれて振動数は低下し、サイト L では 1.5~2.0 Hz となっている。

シミュレーション解析を行うに当たり、対象としたパラメータを以下に記す。震央距離 Δ については、比較的近い地震の例として $\Delta=45$ km、遠い地震の例として $\Delta=140$ km の 2 種を採用した。また、マグニチュード M については、 $\Delta=45$ km の場合、6.5, 7.0, 7.5, 7.8 の 4 種類、 $\Delta=140$ km の場合、7.0, 7.5, 8.0, 8.5 の 4 種類とし、あわせて 8 種類の基盤動を作成した。地盤パラメータ S_n については亀田・杉戸による京都地盤での S_n 値の分布を参照して硬い地盤の例として -0.2、軟らかい地盤の例として 0.6 の 2 種を、 d_p につ

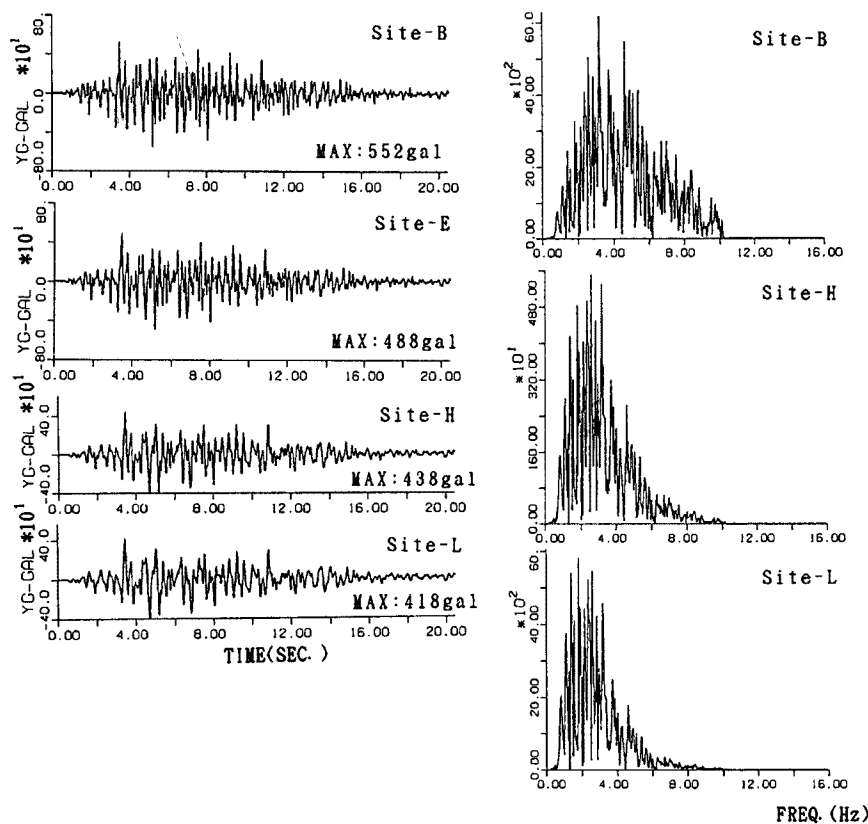


Fig. 10. Time histories and power spectral densities of simulated input waves.

いては基盤が浅い例として 30 m, 深い例として 150 m の 2 種を用いた。また, 各パラメータのそれぞれの組合せについて 10 波の模擬地震動を作成した。

構造物のパラメータについては, 構造物のタイプとして先に示したタイプ RC-O, RC-N の 2 種, 建物階数として 2 階建, 5 階建の 2 種を対象として計算を行った。また, 各タイプのせん断力係数 C_y については, 本解析では, 0.5~2.0 の範囲を対象とした。応答解析における数値積分には Runge Kutta Gill 法を用い, 時間刻み 0.01 sec, 2048 ステップにわたって計算を行い, それぞれのパラメータの組合せについて 10 個の入力波に対する層間変形角の応答値の最大値を求めた。

4.2 シミュレーション解析の結果

本項では, 10 波の入力による最大層間変形角応答の平均値と, 構造物の耐力や入力地震動の特性との関係について考察する。ただし, ここでは最大応答は各層の最大値のうち最も大きなものと定義している。

(1) 構造物の耐力と最大応答との関係

Fig. 11 には, $M=7.5$, $\Delta=45$ km の場合の平均最大層間変形角とせん断力係数の関係を示す。図中, ○印は軟らかい地盤上に建つ構造物の応答, □印は硬い地盤上の構造物の応答を示す。この図より, 1) RC 構造物は木造構造物とは異なり, 全てのタイプの構造物について右下がりの 2 次曲線的な関係を示す, 2) C_y が極端に小さくない限り, 硬い地盤の表層地震動の卓越振動数の方が軟らかい地盤の振動数より RC 構造物の固有振動数に近くなるため, 硬い地盤上の構造物の応答の方が大きくなる傾向を示す, 3) $\alpha=0.5$ の場合の応答は, C_y が大きな範囲では $\alpha=1.0$ の場合に比べてほぼ等しいが, C_y が小さくなるにつれて応答が急増する, 4) 旧基準による構造物の応答は新基準によるものと比べてかなり大きくなり, 特に 5 階建の場合にその傾向

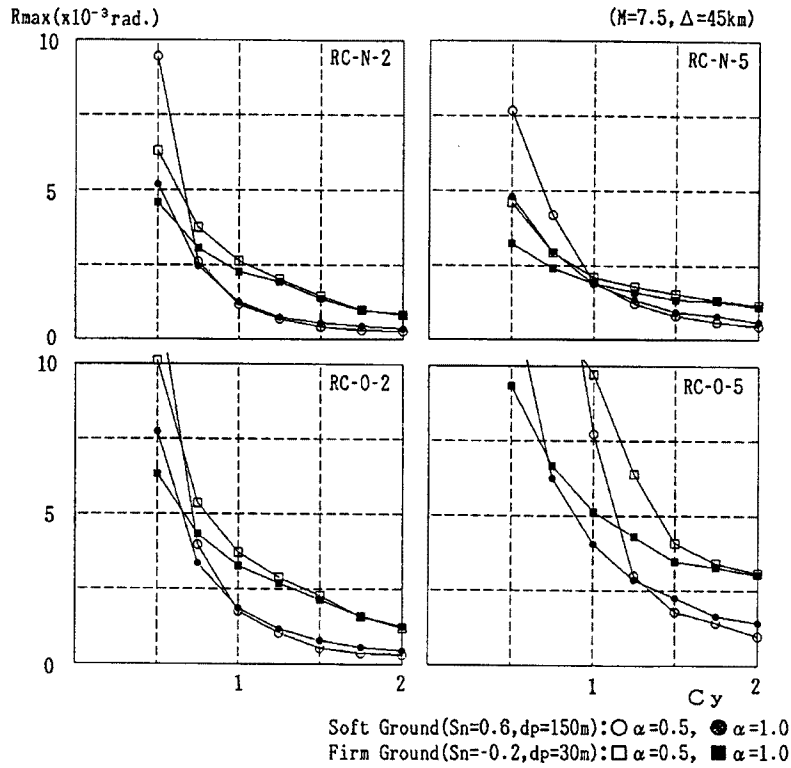


Fig. 11. Average maximum angle of story deformation (R_{max}) - shear coefficient (C_y) relation for RC buildings (When $M=7.5$, $\Delta=45$ km).

が顕著である，などの諸点が明かとなった。これらの傾向は，他のパラメータの組合せによる入力の場合でもほぼ同様であった。

(2) 入力強度と最大応答との関係

Fig. 12 の上段には，それぞれのタイプの $C_y=1.0$ の構造物について，全ての入力の平均最大加速度 A_{gmax} とその時の平均最大層間変形角 R_{max} の関係を示す。中段には同様に入力の平均最大速度 V_{gmax} と R_{max} の関係を示す。木造構造物の場合には，最大地動速度と応答変位の間には相関の非常に高い右上がりの直線の関係がみられたが，RC 構造物の場合にはそれほど高い相関はなかった。一方，最大地動加速度の関係においては，種々の地震・地盤条件が含まれるにもかかわらず，相関の比較的高い右上がりの傾向が読み取れる。この傾向は $C_y=1.0$ の場合だけでなく，他の耐力の場合も全く同様であった。よって，ここでは入力の最大加速度と最大層間変形角との関係を簡単な回帰分析によって定量的に表現することを試みる。

0.5から2.0までのせん断耐力係数 C_y を持った各タイプの構造物のそれぞれについて，終局点(変形角 $R=5 \times 10^{-3}$ rad) までの点について直線で自乗回帰を行った。このようにして求めた回帰直線の係数 A_1 (傾き) と C_y との関係を図中下段に示す。ただし，縦軸は1000倍にしてある。これによると，各モデル共に $R_{max}-C_y$ 関係と同様に右下がりの2次曲線を描いているので，ここでは C_y と傾きの係数 A_1 について，2次曲線で自乗近似することとした。図中にはこれらの近似曲線も併せて示している。以上の回帰分析の結果を式で表すと次のようになる。

$$R_{max} = A_1 \times A_{gmax} \tag{3}$$

ここで， R_{max} は平均最大層間変形角， A_{gmax} は地動加速度の最大値であり， A_1 は以下の式で示される。

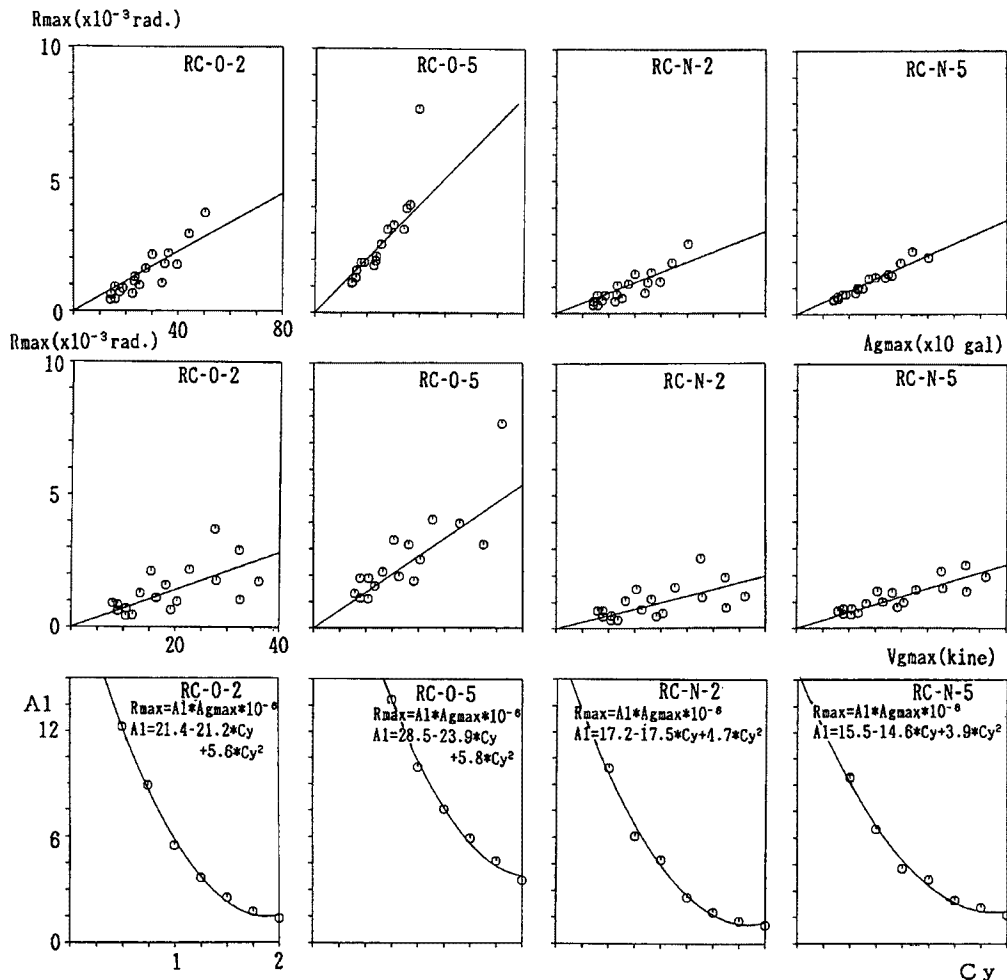


Fig. 12. Relation of the Maximum values of input motions to the average maximum angle of story deformation for RC buildings.

$$A_1 = 21.4 - 21.2 \times C_y + 5.6 \times C_y^2 \quad (\text{RC-O-2}) \quad (4)$$

$$A_1 = 28.5 - 23.9 \times C_y + 5.8 \times C_y^2 \quad (\text{RC-O-5}) \quad (5)$$

$$A_1 = 17.2 - 17.5 \times C_y + 4.7 \times C_y^2 \quad (\text{RC-N-2}) \quad (6)$$

$$A_1 = 15.5 - 14.6 \times C_y + 3.9 \times C_y^2 \quad (\text{RC-N-5}) \quad (7)$$

この式を用いれば、何らかの方法で対象とする地域の地動最大加速度が得られれば、各モデルについて概略の平均最大応答が求められることとなる。

5. 京都市を対象とした低層 RC 建造物の地震応答推定

本章では、4章において示した応答推定手法を用いて、京都市を対象とした低層 RC 建造物の想定地震時における最大応答量の推定を行った。応答推定を行うに当たって、まず、対象とする各地域の地動最大加速度を求めなければならない。これには、種々の手法が考えられるが、昨年度と同様、先に述べた亀田・杉戸らによる一連の入力地震動評価手法⁹⁾を用いて、対象とする各地点の表層地動の最大加速度および最大速度を求めた。Fig. 13には震央距離45 km, マグニチュード6.9および7.5の地震が発生した場合の、京都市内各サイトの最大加速度 A_{gmax} , 最大速度 V_{gmax} を示した。京都市の表層地盤の概要などについては前報を参照され

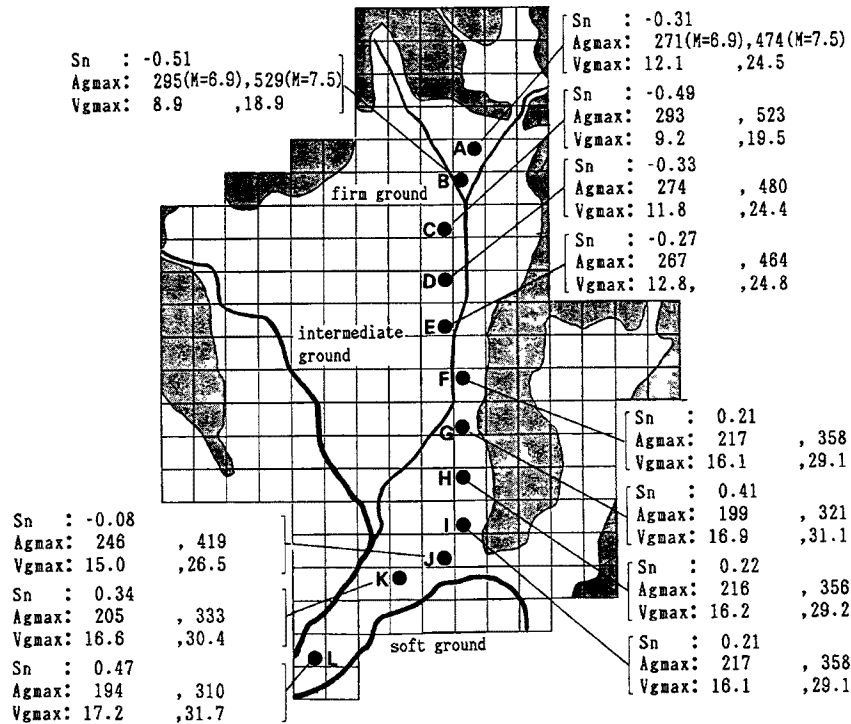


Fig. 13. Estimated maximum acceleration and velocity of ground motion in the city of Kyoto during hypothetical earthquakes.

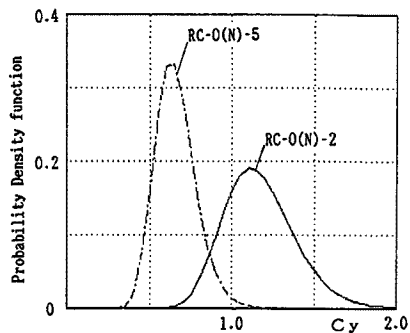


Fig. 14. Distribution of the shear coefficient obtained from past surveys (2- and 5-story buildings).

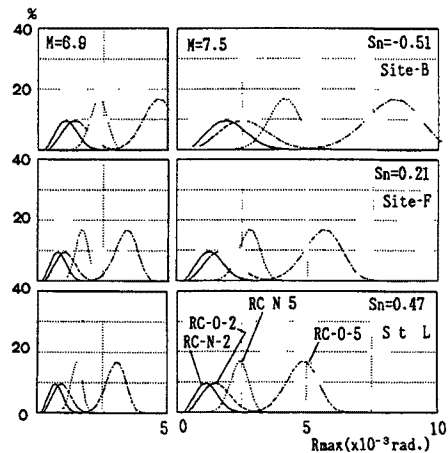


Fig. 15. Distribution of the maximum response obtained from our analysis.

たい。各項とも2つの数字はそれぞれ $M=6.9$, 7.5 の場合に相当する。最大加速度は $M=7.5$ の場合、地盤の良い地域で 520 gal 、軟弱な地域で 310 gal を示した。

各地点におけるタイプ別の応答量を4章の方法で推定するには、せん断力係数 C_y の分布が分からなければならない。しかし、これまでに京都における C_y 分布の調査例は見あたらない。よって、ここでは前述の小野瀬による C_y 分布が京都の場合にも当てはまると仮定した。Fig. 14には対象とした2階建, 5階建について

て、その C_y 分布を自然対数で近似したものを示す。この各モデルの耐力分布と上述の入力の最大加速度を用いて、4章で示した回帰式(式-3~7)によって想定地震時の最大応答量の推定を行った。Fig. 15には、サイトB, F, Lにおける各モデルの最大層間変形角の分布を示す。左側が $M=6.9$ の場合、右側が $M=7.5$ の場合である。 $M=6.9$ の場合、サイトBのRC-O-5を除いて各サイト、各モデルとも終局点($R_{max}=5 \times 10^{-3}$ rad)以下であるが、 $M=7.5$ の場合は、硬い地盤であるサイトBで大きな応答量が生じており、タイプRC-O-5のほとんどとRC-N-5の十数%が終局点を越えている。一方、軟らかい地盤であるサイトLではタイプRC-O-5のみ、その40%程度が終局点を越えている。一般的には、2階建よりも5階建、新基準によるものよりも旧基準によるものの方が応答量が大きくなっている。しかし、3章に示した宮城県沖地震時の仙台市の被害については、軟らかい地盤上の方が、実際の被害、本解析による推定値の双方とも大きくなっており、このシミュレーション解析の結果とは矛盾した傾向を示している。これは、2つの解析について入力地震動の求め方が異なっていることに起因するとも考えられ、入力地震動の評価手法のより多くの検討が必要であると考えられる。また、本手法では応答の平均値のみを扱い、地震動の不確定性による応答量のばらつきは考慮していないので、実際の変形量はこれ以上ばらつくと考えられ、注意が必要となろう。

6. 結論

本研究においては、市街地における低層RC構造物を対象として動特性のモデル化の方法を示し、それを用いてシミュレーション解析を行い、地震入力や構造物の特性が最大応答量に及ぼす影響を中心に考察を行った。本研究によって得られた結果を以下にまとめて示す。

(1) 低層RC構造物を設計基準別・階数別に分類し、その復元力特性を壁の負担分とフレームの負担分に分けてモデル化した。さらに、宮城県沖地震時の仙台市における表層地震動を求め、その地震動を入力として地震応答計算を行い構造物の応答の推定を行った。実際の被害率と推定値を比較すると良い一致がみられ、本手法が被害推定に必要な精度を持っていることが明らかとなった。

(2) (1)と同様のモデルを用いて、地震・地盤の4つのパラメータの種々の組合せによって得られた地震動を入力として、シミュレーション解析を行った。本手法によってモデル化した構造物については、せん断力係数のほとんどの範囲において構造物の固有振動数は入力地震動の卓越振動数よりも高くなる関係にあった。その結果、全てのモデルについて、構造物の最大応答はせん断耐力の低下にともない2次曲線的に増大する傾向を示した。また、構造物の最大応答は、入力動の最大速度とは良い相関は見られなかったが、入力の最大加速度との関係においては、構造物が破壊に至るまで、かなり明快な線形関係を持つことが示された。

(3) シミュレーション解析の結果をふまえて、入力動の最大速度と構造物の最大応答の関係について回帰分析を行い、その結果を用いて、京都市を対象として簡単な応答推定をおこなった。モデル化自身にもまだ問題が多くあり、また用いた仮定も多いが、想定地震に対する低層RC構造物の応答量の目安を知ることができると考えられる。

今後は、復元力特性における壁負担分とフレーム負担分の重合率 α を既往の研究結果等を参考に決定していくことが必要となろう。また、現状では、設計規準どりの耐力分布を持った構造物のみを対象としているが、構造物の余力の分布なども考慮しつつ、本手法によるモデル化の精度を高めていくことも重要である。さらには、これらの応答量から構造物の被害を評価する規準を定め、被害評価手法を構築すると共に、その結果とこれまでの地震被害とを比較していく予定である。

本研究の一部は昭和63年度文部省科学研究費補助金奨励研究A(63750606)の補助を得て行ったものである。また、本研究における数値計算には京都大学大型計算機センターのFACOM-M382/VP200システム、および京都大学防災研究所都市施設耐震システム研究センターのMELCOM70 MX/3000を使用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 亀田弘行・岩井哲・北原昭男・能島暢呂：都市耐震のための研究領域の分析，土木学会関西支部都市防災シンポジウム講演集，昭和62年10月，pp. 207-216.
- 2) 亀田弘行・岩井哲・北原昭男・能島暢呂：都市震害のシステム分析序論，京大防災研究所年報，第31号 B-2，1988，pp. 67-91.
- 3) 北原昭男・藤原悌三：都市における建築構造物の地震被害推定に関する基礎的研究（1）—木造構造物の地震応答推定—，京大防災研究所年報，第31号 B-1，1988，pp. 105-126.
- 4) 志賀敏男：構造物の振動，共立出版.
- 5) 志賀敏男（研究代表者）：大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究，文部省科学研究費自然災害特別研究（1）報告書，昭和59年3月.
- 6) 小野瀬順一：鉄筋コンクリート造建物の耐力分布と被害分布，第6回日本地震工学シンポジウム，1982，pp. 2081-2088.
- 7) 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.
- 8) 日本建築学会：1978年宮城県沖地震災害調査報告，1979，技報堂出版.
- 9) 大崎順彦・原 昭夫・清田芳治：地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例，第5回日本地震工学シンポジウム，1978，pp. 697-704.
- 10) Sugito, M. and Kameda, H., "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface", Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 2, October, 1985.
- 11) 杉戸真太・亀田弘行・後藤尚男・広瀬憲嗣：工学的基盤面と沖・洪積地盤面の地震動の変換係数—表層地盤の非線形性を考慮した最大地動・応答スペクトル・非定常スペクトルの推定モデル—，京大防災研年報，第29号 B-2，1986，pp. 41-58.
- 12) 亀田弘行・能島暢呂：リスク適合地震動のシミュレーション手法，京大防災研年報，第30号 B-2，1987，pp. 107-119.