

鉄筋コンクリート構造の地震時水平変位

SEISMIC DRIFT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

島崎和司*, 和田 章**

Kazushi SHIMAZAKI and Akira WADA

Nonlinear displacement response of reinforced concrete structure is investigated by a parametric study of SDOF system with appropriate hysteresis properties and ground motions used commonly in the design. The result shows that the maximum value of the nonlinear displacement response can be divided into two regions by a set of dimensionless parameters defined by strength, initial period and the type of ground motion. The maximum value of the nonlinear displacement response of the system in region I would be less than the smoothed displacement spectral value with 2 % damping.

The nonlinear displacement responses for typical buildings are shown for historical ground motion records using this result.

Keywords : reinforced concrete structures, earthquake resistant design, non-linear systems, response spectra, single-degree-of-freedom system

鉄筋コンクリート構造, 耐震設計, 非線形系, 応答スペクトル, 1 質点系

1. 序 論

鉄筋コンクリート構造物は一般に剛性が高いため、耐震設計においても層せん断耐力、柱軸力等の力や強度の面に注目していることが多かった。しかし、最近では超高層建物のような長周期の構造物が増え、変形制限が設計を支配する例が見られるようになり、また、設計が靱性を考慮したものとなり、強震時の最大変形量や、最大層間変形角を予測することが重要な課題となっている。

設計された建物の地震時の変形量は、部材モデルを用いた立体フレーム解析手法等により個々の部材レベルまで算定できるようになっている。しかし、解析には減衰や復元力特性等の仮定を多く含み、その仮定の仕方によっては応答変位が大きく変化することが報告されている¹⁾。また、解析には個々の部材の弾塑性性状が設定されなければならないので、最終的な安全確認に用いられるのが一般的である。設計の初期段階で用いるには、単純で簡易なものほど有益であると考えられる。弾性応答スペクトルの値を用いることができれば、最も単純な方法となる。

弾塑性応答を推定する方法として、完全弾塑性型の復元力特性モデルを用いた古典的な弾塑性応答に関する研究は、すでに文献2)にまとめられている。地震応答を

一般的に表す方法として、Newmark ら³⁾は、弾性応答スペクトルを加速度、速度、変位一定領域に分け、エネルギー、応答変位一定則を適用し塑性率の関数として弾塑性の加速度、変位スペクトルを求める手法を示している。また、地震荷重第1案⁴⁾では、これをさらに単純化し、エネルギー一定則が安全側であるとして各層の弾塑性応答変位をエネルギー一定則で推定する手法を示している。これに対し、芳村ら⁵⁾は、鉄筋コンクリート構造はトリリニア型⁶⁾の復元力特性を示すとして D-Tri モデル⁶⁾を用いた応答解析を行い、弾塑性応答値の推定法を提案し、さらに、短周期領域においてエネルギー一定則で求めた変位より応答値が大きくなる傾向があることを示している。また、地震荷重第1案の解説⁴⁾の中で短周期領域において、降伏点周期を用いたエネルギー一定則で変位を推定する方法を示している。その後、小谷⁷⁾は各種の復元力モデルによる検討を行い、短周期領域で変位応答がエネルギー一定則の値より大きくなることを示している。また、塑性化により周期が延びることを考慮して、片振幅応答スペクトルを用いることを提案している⁸⁾。

応答を Housner⁹⁾ によって提案されたエネルギー入力⁹⁾の観点より評価する試みは、秋山¹⁰⁾により構造物の損傷

* ハザマ技術研究所 主任研究員・工修

** 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

Senior Research Engineer, Technical Research Institute of Hazama Corp., M. Eng.

Prof., Research Laboratory of Engineering Materials, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

評価の手法としてまとめられている。この中で、短周期構造物では、塑性化にともないエネルギー入力が増大することを示している。鈴木ら¹¹⁾は、模擬地震波を用いてエネルギーを用いた考察による弾塑性変位応答の検討を行い、応答スペクトルの加速度一定領域と、速度一定領域で分けて Takeda モデル¹²⁾に対する塑性率の推定式を与えている。

これらの研究結果は、限定された地震動加速度記録波形（以下、地震動と記す）を用いて得られたものである。本論では、梁降伏の全体降伏系となるよう設計された建物を対象とし、超高層建物の設計に一般的に用いられている設計用入力地震波形¹³⁾を用いて、各種バイリニアの復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答の検討を行う。そして、1質点系の弾塑性変位応答と、弾性変位応答スペクトルとの関係を、強度、初期周期および地震動の周期特性によって定められる無次元パラメーターにより定め、鉄筋コンクリート造の変位応答の簡易な推定法を示す。また、これらの無次元パラメーターにより変位一定則が成り立つ領域が容易に判断できることを示す。そして、この結果を用いて、各種地震動に対する鉄筋コンクリート構造物の地震時の弾塑性水平変形量の概略値を示す。

本論の特徴は上記の無次元パラメーターを用いることにより地震動の種類によらず同一の考え方ができることを示すことにある。なお、本論の基本的考え方は文献 14) 15) にて発表している。

2. 応答解析方法

2.1 地震動

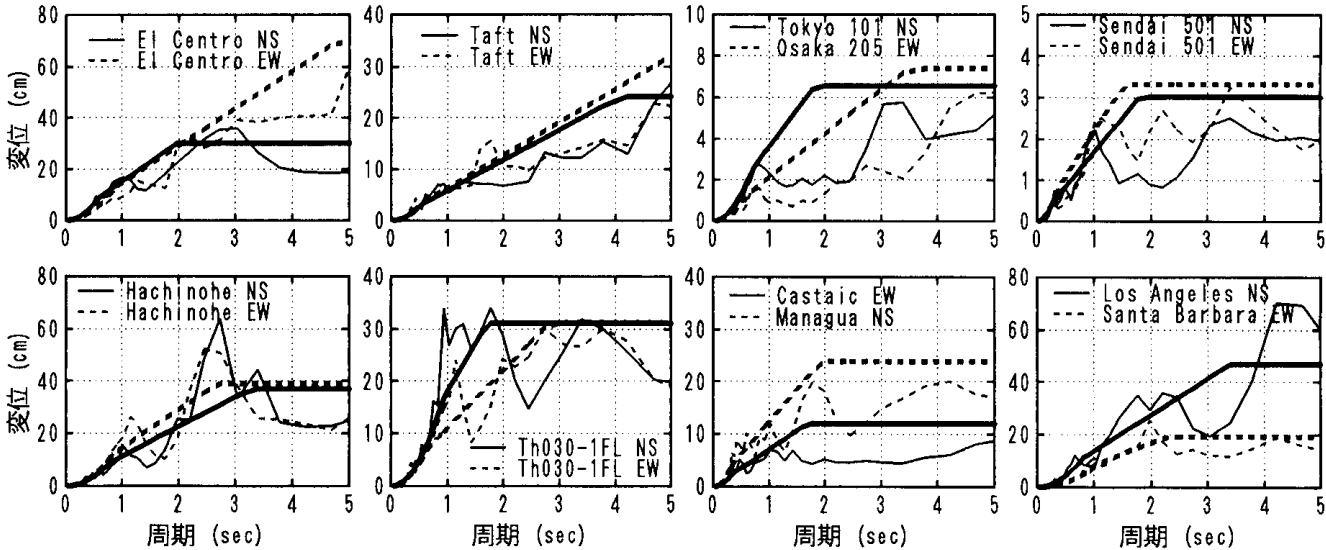
本論において使用した地震動の加速度、速度、変位の最大値を表一1に、その変位応答スペクトルを図一1に示す。これらの地震動は一般に用いられている設計用地震動と、さらに、周波数特性が広く分布するように若干

の地震動を加えたものである。速度、変位の最大値については、原記録、参考文献 13) に記述のあるものについては実際の設計でもその値が使われるためその値を、それ以外は積分による1方向ドリフト成分等を取り除くためFFTを用い、周波数領域でバンドパスフィルターをかけ、積分し、逆変換したものの最大値として求めた。なお、応答計算には原波形を用いた。

本論では、各地震動の2%減衰に対する応答スペクトルを、加速度応答スペクトル一定領域、速度応答スペクトル一定領域、変位応答一定領域の3つの領域に分け、加速度応答スペクトル一定領域と速度応答スペクトル一定領域の境界の周期を特性周期 (T_1) と定義し、これで周波数特性を代表させる。特性周期を求めるための2%減衰の3折れ線スペクトルはNewmarkの提案¹⁶⁾のように地震動の最大値の定数倍として求めれば、応答スペクトルを計算しなくても定められるが、本論では次の

表一1 使用した地震動の最大値

地震動名	地震動の最大値		
	加速度 cm/sec ²	速度 cm/sec	変位 cm
El Centro NS	341.7	33.5	10.9
El Centro EW	210.1	36.9	19.8
Taft NS	152.7	15.7	6.7
Taft EW	176.0	17.7	9.2
Tokyo 101 NS	74.0	7.6	4.4
Sendai 501 NS	57.5	3.5	1.9
Sendai 501 EW	47.5	3.8	2.1
Osaka 205 EW	25.0	5.1	4.1
Hachinohe NS	225.0	34.1	11.4
Hachinohe EW	182.9	35.8	13.3
Tho30-1FL NS	258.2	36.2	14.5
Tho30-1FL EW	202.6	27.6	9.1
Castaic EW	310.7	16.3	2.6
Managua NS	317.5	29.5	6.7
Los Angeles NS	249.9	27.3	12.7
Santa Barbara EW	128.4	18.8	5.2



図一1 使用した地震動加速度記録波形の変位応答スペクトル（細線）と平滑化スペクトル（太線）

ようにして求めた。まず、10 % 減衰の速度応答スペクトル、変位応答スペクトルを求め、これらのスペクトルに接するように原点を通る直線を描く。加速度一定領域では、擬似速度応答スペクトルが原点を通る直線で表せられ、速度一定領域では、擬似変位応答スペクトルが原点を通る直線で表せることを利用し、この傾きより、擬似加速度、擬似速度スペクトル一定値を定め、道路橋示方書・同解説の減衰定数別補正係数¹⁷⁾を参考にして、1.67 を乗じ 2 % 減衰の応答スペクトル値とする。変位一定領域の値は、本論の対象建物の周期範囲を 5 秒までとし、それまでの 10 % 減衰の変位応答スペクトルの最大値を 1.67 倍して求めた。これらの値を表—2 に示す。また、これより求めた擬似変位応答スペクトルを図—1 中に示す。おおむね 2 % 減衰の変位応答スペクトルを近似しているが、1 部の地震動では、速度スペクトル一定領域で 2 % 減衰の変位応答スペクトル値をかなり下回っている部分がある。特性周期の範囲は、0.29~1.15 sec の間に分布している。

2.2 履歴モデル

鉄筋コンクリート構造は一般的にはトリリニア型¹⁾の復元力特性モデルが用いられるが、第 1 折れ点に関する

表—2 平滑化した 2 % 減衰の応答スペクトル

地震動名	平滑化した応答スペクトルの最大値			境界の周期 * T1 T2	
	加速度 cm/sec ²	速度 cm/sec	変位 cm	sec	sec
El Centro NS	1209.9	109.7	36.3	0.57	2.08
El Centro EW	783.7	96.6	54.1	0.77	3.52
Taft NS	542.0	45.3	25.4	0.53	3.53
Taft EW	591.2	48.3	20.5	0.51	2.67
Tokyo 101 NS	201.8	22.6	6.6	0.70	1.82
Sendai 501 NS	226.8	10.5	3.0	0.29	1.80
Sendai 501 EW	215.2	13.6	3.3	0.40	1.53
Osaka 205 EW	124.2	13.4	7.4	0.68	3.49
Hachinohe NS	817.5	96.6	40.4	0.74	2.63
Hachinohe EW	803.2	119.1	47.9	0.93	2.53
Tho30-1FL NS	942.4	146.4	35.6	0.98	1.53
Tho30-1FL EW	955.7	82.1	33.2	0.54	2.54
Castaic EW	1014.3	57.6	9.1	0.36	0.99
Managua NS	1735.3	103.9	25.0	0.38	1.51
Los Angeles NS	874.8	106.1	55.8	0.76	3.30
Santa Barbara EW	344.3	62.9	20.4	1.15	2.03

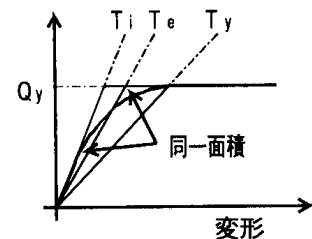
* T1：加速度一定領域と速度一定領域の境界の周期
T2：速度一定領域と変位一定領域の境界の周期

パラメータが増えるため、簡便性という観点より本論ではバイリニア型の復元力モデルを用いた。また、降伏後の剛性は基本的に 0 とした。梁降伏型の鉄筋コンクリート構造を等価 1 質点系に縮約し、バイリニア型の復元力特性を用いて応答解析を行った場合、最大応答変位については実験結果とよく対応することが Saidi ら¹⁸⁾によって示されている。また小谷⁷⁾は降伏後の剛性が応答に与える影響について Takeda モデル¹²⁾を用いた検討により、降伏周期が長い場合には影響はほとんどなく、短い場合でも降伏剛性の 5 % 以下ならば影響の少ないことを示している。したがって、これらの復元力特性により鉄筋コンクリート構造の最大変位応答の検討が可能であるといえる。

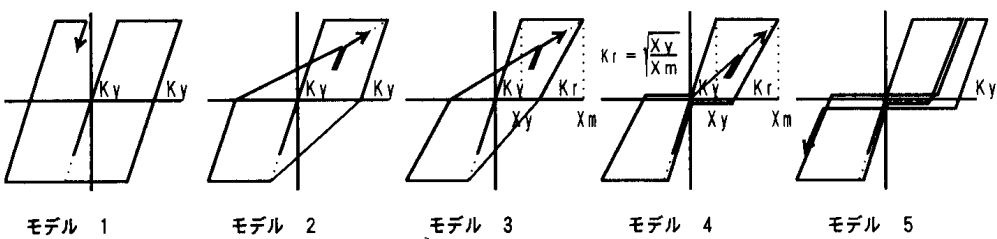
バイリニアの復元力特性の初期周期としては、図—2 に示すように弾性周期 (T_i)、降伏点周期 (T_y)、とその中間の周期として履歴面積が同じになるようにしたエネルギー等価周期 (T_e) が考えられる。直感的には T_e を用いるのが良いと思われるが、簡便性のため本論では弾性周期 (T_i) を用いる。実際の建物に適用するときにはこれに対する検討が必要であり、4 章において検討を行う。

本論で用いた 5 種類の履歴モデルを図—3 に示す。モデル 2~4 が曲げ降伏する鉄筋コンクリート構造物を想定したモデルである。モデル 2 は、Clough ら¹⁹⁾によって提案されたモデルで、簡易である上に鉄筋コンクリート構造物の挙動をよく表すとされている。モデル 3 は小谷⁷⁾によって用いられており、Takeda モデル¹²⁾の簡易モデルと考えることができる。モデル 2 との相違は、除荷時の剛性を最大変位の関数として変化させられることであり、これによって履歴吸収エネルギーを調整できる。本論では、このモデルを鉄筋コンクリート建物の平均的な履歴モデルとして考える。モデル 4 は、モデル 3 にスリップ性状を加味したものであり、武田スリップモデル²⁰⁾の簡易モデルと考える。本研究においては、スリップ時の剛性を零と仮定した。

モデル 1 は、よく知られている弾塑性モデルであり、モデル 5 は弾塑性スリップモデルである。この両者のモデルは、履歴吸収エネルギーの最大、最小を表すモデルとして用いた。



図—2 バイリニア復元力の設定



図—3 使用した復元力モデル

2.3 数値計算法

数値計算は Newmark の β 法²¹⁾ ($\beta=1/6$) とし積分刻みは 0.01 sec と初期周期の 1/20 のうち小さい方とした。履歴特性の折れ曲がり点においては、運動方程式と履歴モデルの両者を満足するように繰り返し計算を行った。減衰は弾性時で 2 % とし、瞬間剛性に比例するものと仮定した。

3. 応答解析結果

3.1 弾塑性変位応答の傾向

応答変位一定則、エネルギー一定則を検証する意味で、鉄筋コンクリート造の一般的な復元力モデルであるモデル 3 を用いた 1 質点系に対し、特性周期の異なる 3 波の地震動 (Castaic EW, El Centro NS, Hachinohe NS) を用いた応答解析を、降伏強度をパラメータとして行った。初期周期は、応答スペクトルの加速度一定領域として 0.3 秒、速度一定領域として 1.0 秒の 2 種とした。解析結果を、弾性応答変位、弾性応答せん断力で規準化して図—4 に示す。初期周期 0.3 秒のものでは地震動による応答の差が大きく、特に、降伏強度が小さい時その傾向が強い。Hachinohe NS に対する応答値はエネルギー一定則よりも大きな値となっている。このことは、エネルギー一定則はある地震動に対しある特定の初期周期の時のみに成立し、一般的には成り立たないことを示している。初期周期 1.0 秒のものでは、どの地震動に対する応答値も、弾性応答値を超えず、応答変位一定則をおおむね満足している。

3.2 無次元化パラメーターに対する応答

変位応答に対する地震動の影響を検討するため、以下に定義した 3 つの無次元パラメーター、
周期比 (TR) = 初期周期 / 地震動の特性周期 ($T1:2.1$ で定義した加速度応答スペクトル一定領域と速度応答スペクトル一定領域の境界の周期)

強度比 (SR) = 降伏強度 / 2 % 減衰弾性応答せん断力
変位応答比 (DR) = 最大応答変位 / 初期周期 T_0 にお

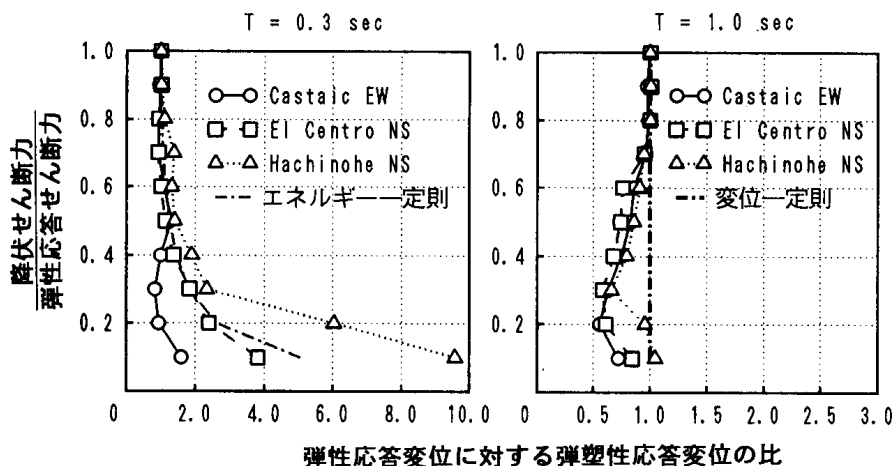
る 2 % 減衰の変位応答スペクトル値

のうち、 TR , SR を変化させて応答計算を行った。

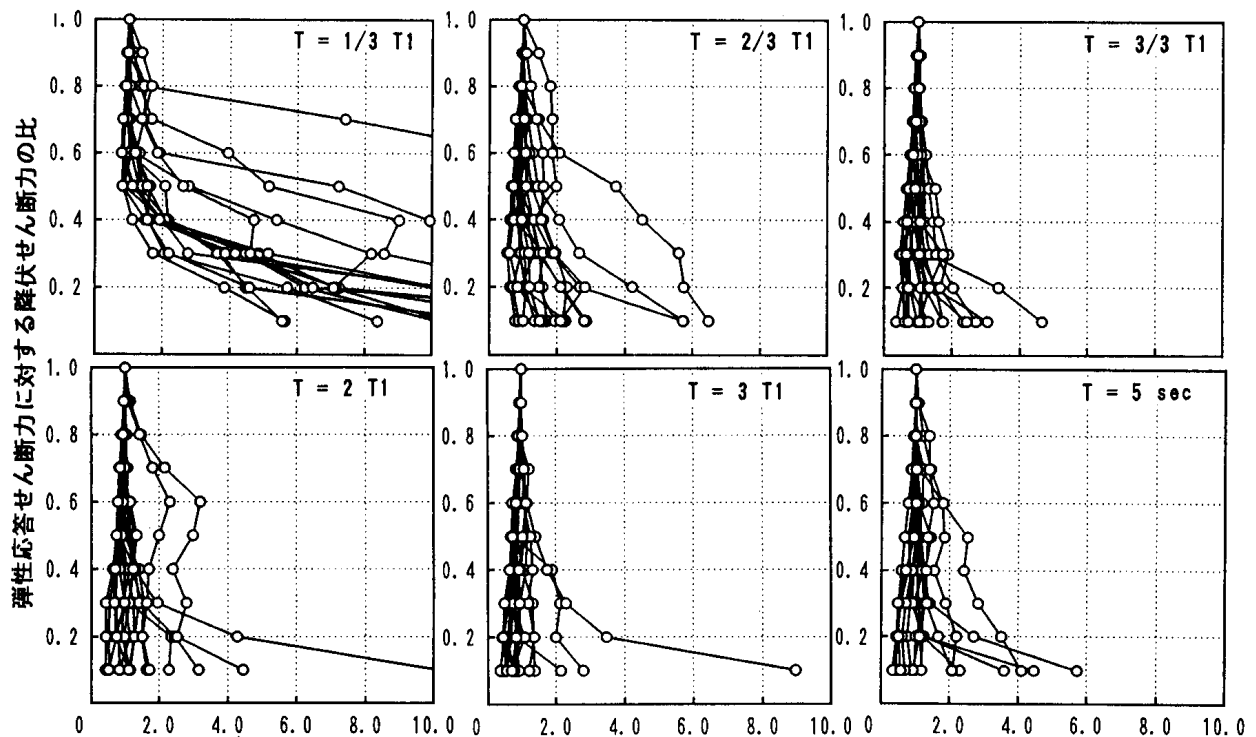
TR としては、応答スペクトルの加速度一定領域として、1/3, 2/3, 速度、もしくは変位一定領域として、1, 2, 3 とし、さらに初期周期 5 秒のものも加えた 6 種とした。 SR としては、0.1 から 1.0 まで 0.1 刻みの 10 種とした。これから得られた応答変位を弾性応答変位で除して DR とした。これに表—1 に示した 16 種の地震波、図—2 に示した 5 種の復元力特性モデルを合わせて計 4 800 種類の応答解析を行った。

計算結果は、同一の TR を持つものを一つの図にまとめて示す。図—5 は、モデル 3 に対する結果をまとめたものである。縦軸は強度比 (SR)、横軸は変位応答比 (DR) を表している。同図にプロットされた結果はそれぞれの図においてはほぼ同一の傾向を示しているが、 TR によっては、1, 2 の地震動で相違が見られるものがある。これは、初期周期が弾性応答スペクトルの谷間に入っているためである。弾性応答値の代わりに、図—1 中に示した平滑化した 3 折れ線によるスペクトル値で応答値を除して SR と DR を求めると図—6 のようになり、 SR が極端に小さい場合を除き地震動による著しいばらつきがなくなる。同様な結果は、モデル 1, 2, 4 についても得られた。これは、本論における規準化の方法が適当であることを示しているといえよう。モデル 5 においても同様な結果が得られているが、ばらつきが他のモデルに比べて大きな結果となっている。

一方、図—7 はこれらの履歴モデルの影響を見るために、El Centro NS 波に対する応答結果を、図—5 と同一の周期比において示したものである。この図では DR は、弾性応答変位を用いて求めてある。初期周期 (T_0) が、地震動の特性周期 ($T1$) より長い場合については各モデルに対する応答結果は非常に近い。 T_0 が $T1$ より短い場合にはモデル間における相違が見られ、その差は周期比の小さいほど大きく、応答値は履歴モデルの等価粘性定数の値の小さいものほど応答が大きくなって

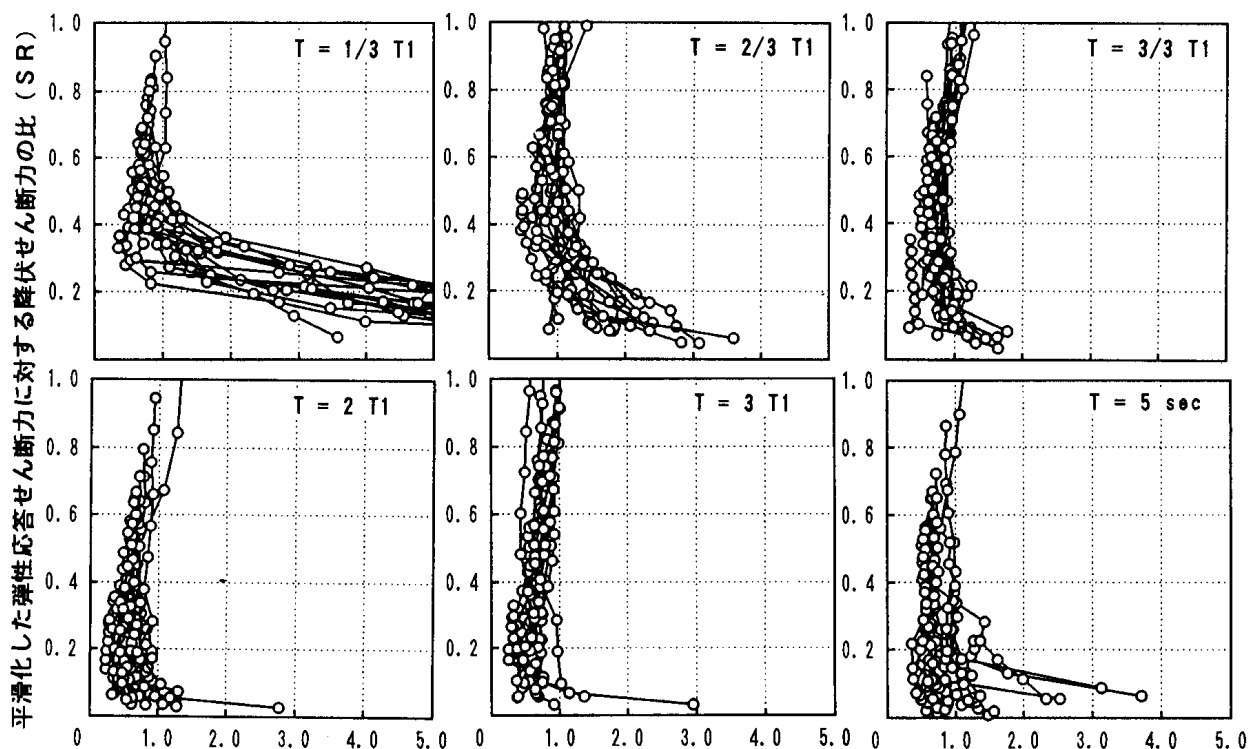


図—4 代表的な地震動に対する無次元化弾塑性変位応答値



弾性応答変位に対する弾塑性応答変位の比
(図中の点は表-1に示した各地震動に対してそれぞれ応答計算を行った点を示す)

図-5 弾性応答で無次元化した弾塑性変位応答値



平滑化した弾性応答変位に対する弾塑性応答変位の比 (DR)
(図中の点は表-1に示した各地震動に対してそれぞれ応答計算を行った点を示す)

図-6 提案した無次元パラメーターで示した弾塑性変位応答値

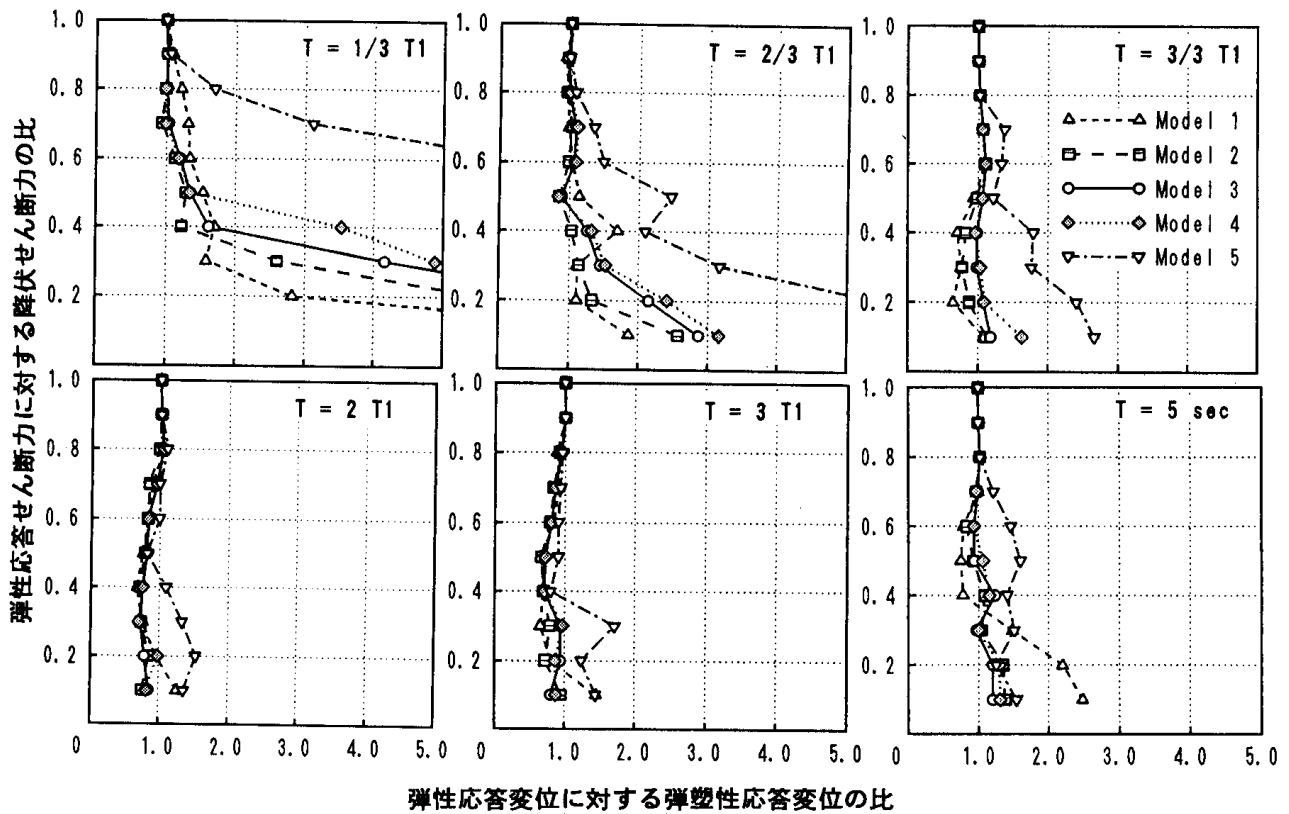
る。

モデル5では、初期周期が、地震動の特性周期より長い場合においても変位一定則を満足しないものもあり、変位一定則を満足させるには、等価周期の伸びにともな

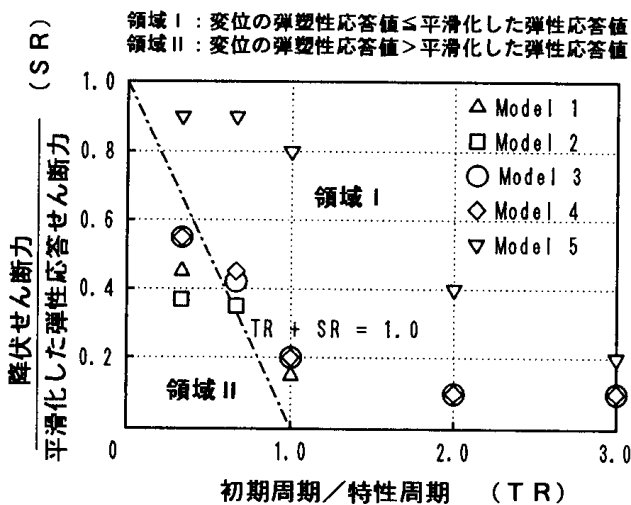
う変位の伸びを抑えるに必要な等価粘性減衰の増加が必要であるといえる^{22),23)}。

3.3 弾塑性変位応答値のゾーニング

前節の結果より、弾塑性応答値が平滑化した弾性応答



図一七 履歴モデルによる弾塑性応答変位の相違



図一八 弾塑性変位応答が弾性変位応答以下となる境界値

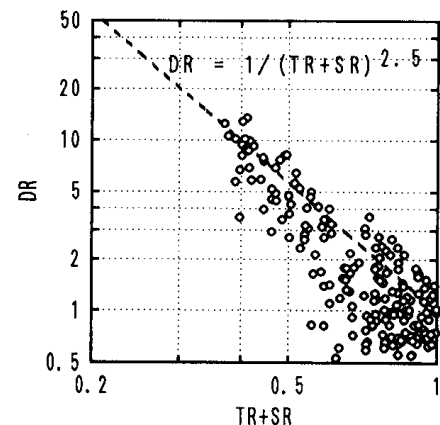
値以下である境界の強度比を各周期比ごとに求め、周期比 (TR) と強度比 (SR) との図にプロットすると、図一八のようになる。モデル 5 を除いた各モデルの境界値は SR が 0.1 以下のものと除き、図中に示した $TR + SR = 1$ で表せる。

これより、鉄筋コンクリート構造物の非線形応答を次の二つの領域に分けて考えることができる。

I $TR + SR \geq 1.0$

変位応答は強度にかかわらず平滑化した変位応答スペクトル値を超えない。また、極端なスリップ型を除き履歴モデルの影響は少ない。したがって、非線形変位応答は 2% 減衰の平滑化した弾性変位応答スペクトル値とすれば実用的には十分である。

II $TR + SR < 1.0$



図一九 領域 I における弾塑性変位応答の分布

変位応答は周期比と強度比の関数である。曲げで降伏する鉄筋コンクリート構造物であれば、 DR を図一六の曲線を使って求め、変位応答値を推定可能である。図一九は、図一六に示したモデル 3 に対する応答値の内 $TR + SR < 1$ となる領域の値を、横軸に $TR + SR$ を、縦軸に DR をとって対数目盛りで描いたものである。図中の破線は、

$$DR = 1 / (TR + SR)^{2.5} \dots\dots\dots (1)$$

を示す曲線である。ばらつきはあるが、この線で DR が近似できており、これにより推定することも可能である。

一般的には、この領域において、応答値は履歴モデルの特性の影響を受け、ばらつきも大きくなるため、あらかじめ履歴特性が推定されなければならないという問題が残る。したがって、この領域の推定はあくまで「目安」

にとどめるべきであろう。これは逆の見方をすれば、短周期の建物において系の変位応答値が弾性応答値以下で安定な挙動を示すには、領域Ⅰになるよう耐力を設定すれば良いということになる。

このゾーニングは、既往の振動台実験の結果を TR と SR で整理した結果でも満足している¹⁵⁾。

4. 鉄筋コンクリート建物の変位応答

4.1 適用方法

本論で示したゾーニングを用いて、鉄筋コンクリート構造物の変位応答を推定するには、多自由度系の鉄筋コンクリート建物をバイリニアの復元力特性を持つ等価1質点系に縮約しなくてはならない。一般に、鉄筋コンクリート構造は梁降伏の全体降伏形で設計されることが多く、1質点系に縮約することはそう困難なことではない。等価1質点系への縮約と降伏震度とベースシア係数の関係については文献4)に示された手法を用いることができる。

一方、初期周期の設定については、弾性応答値に直接影響するため十分な検討が必要である。これについては次節で検討するが、領域Ⅰではクラックによる剛性低下で周期が伸び変位が増大するとしても、クラック後の履歴減衰で減衰が増し応答変位が減少することで相殺されれば弾性周期を用いることができる。

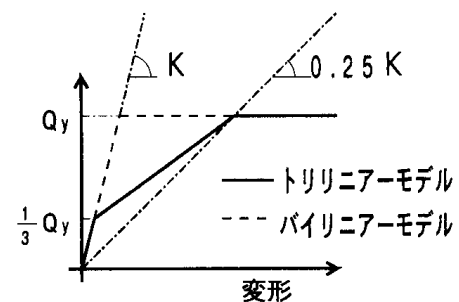
耐力と初期周期が設定されれば SR 及び TR によるゾーニングを行う。 $TR \geq 1.0$ ならば領域Ⅰであり、 TR

< 1.0 ならばゾーニングは推定した SR に依存する。1質点系の応答変位は、領域Ⅰに位置すれば、変位応答は2%減衰の弾性応答スペクトル値として、その他の場合には TR と SR により定まる DR を乗じることによって推定される。

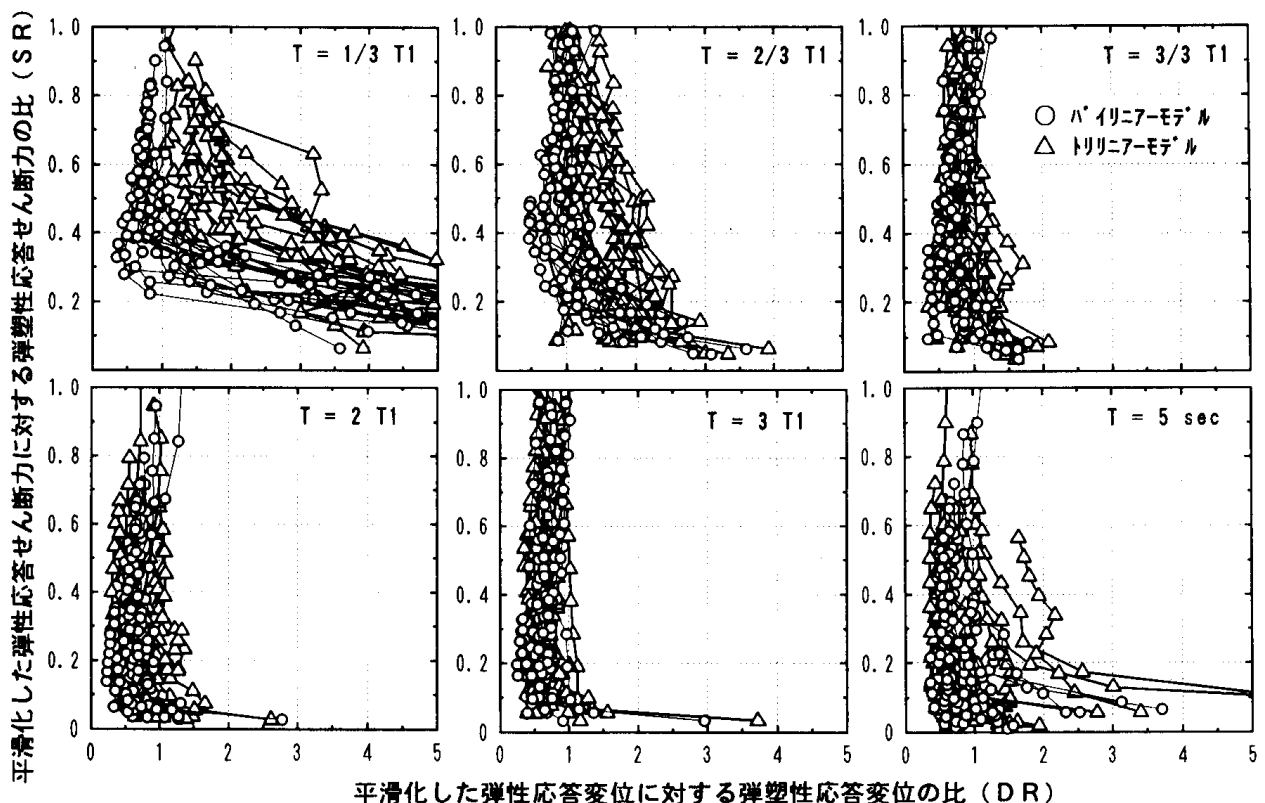
建物の耐震性評価においては、層間変形が問題となるが、これは、層の耐力分布（設計用せん断力係数分布）や、変形成分（曲げ変形とせん断変形）の割合によって異なりさらに検討を要する。これについては、別途報告予定である。

4.2 トリリニア型復元力との対応

本研究に用いたバイリニア復元力特性の初期周期を、ひび割れの入っていない構造体の弾性周期とし、降伏耐力で折れ曲げるとすると、トリリニアとしたものより履歴エネルギーを過大に評価し、前章で得られたゾーニングを満足しない可能性がある。そこでここでは、モデル3とトリリニアの Takeda モデルの応答値の比



図—10 トリリニア復元力の設定



(図中の点は表-1に示した各地震動に対してそれぞれ応答計算を行った点を示す)

図—11 無次元パラメータで示したトリリニアモデルの弾塑性変位応答値

較検討を行った。図—10 に設定した Takeda モデルの復元力の包絡線を示す。第 1 折れ点の耐力は、一般的な鉄筋コンクリート構造物の値として文献²⁴⁾に示された値を参考にして降伏耐力の 1/3 とし、降伏点剛性低下率は 0.25 とした。これにより降伏時の周期は弾性周期の 2 倍となる。パラメータは図—5, 6 と同じとし、計 960 種類の応答計算を行った。

計算結果を図—11 に、バイリニアアの応答値であるモデル 3 の結果と併せて示す。 $TR \geq 1.0$ の場合は、初期周期 5 秒のものとして SR が 0.5 以下の時の 1, 2 の地震動の結果を除き、トリリニアアモデルのものが若干大きい、 DR はおおむね 1 以下の値となっている。初期周期 5 秒のもので応答値が大きくなっているのは、5 秒までの最大値で応答スペクトルの変位一定領域の値を定めたため、一部の地震動で 5 秒より長周期の変位応答スペクトルがこれを大きく上回っていることに起因している。 $TR < 1.0$ の応答値は、トリリニアアモデルのものがバイリニアアモデルによる結果に比べかなり大きく、これをバイリニアアモデルの結果で示すのは無理がある。このとき安全側の評価として、 SR を求めるのに降伏耐力でなく第 1 折れ点耐力を用いると図—12 に示したようになり、バイリニアアの結果と十分適合する。

以上の検討により、系の復元力特性がトリリニアアで与えられた場合、 $TR \geq 1.0$ の時は、弾性周期を用いたバイリニアアモデルの結果と同様に DR は 1 以下となり、 $TR < 1.0$ の時は、第 1 折れ点を用いて SR を算定することで本論の結果を適用可能であると言える。

4.3 地震動に対する応答値

ここでは、建物全体の平均的変形として、全体変形に限定して検討を行う。

多質点系の頂部における全体変形の最大値は、1 質点系の応答値に変形モードから定まる一種の刺激係数を乗じることによって求まる。ここでは、多質点系の建物を一般的に扱うために以下の仮定を設ける。

(1) 直線のモード形

(2) 均一な質量分布

(3) 階高は各層 3.0 m

(4) $T_0 = 0.02 h$, h は建物高さ

これらの仮定の下で刺激係数 (β) は次のように求まる。

$$\beta = \frac{|u|^T [M] |1|}{|u|^T [M] |u|} = \frac{3N}{2N+1} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 $[M]$: 質量マトリックス

u_i : i 層のモード (ただし $u_{top} = 1.0$)

式 (2) は、層数が $1 \sim \infty$ に変化する時に β が 1.0 ~ 1.5 に変化するを示している。

加速度一定領域では、加速度応答スペクトル値を S_a とすれば、領域 I の建物の平均的な層間変形角は、最大変位を高さで割ったものとして疑似変位応答スペクトル (S_d) により次式で与えられる。

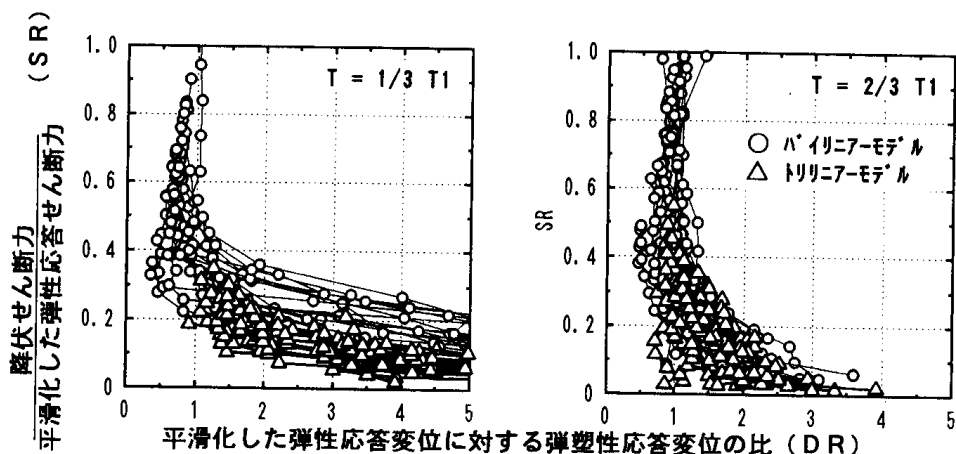
$$R = \frac{[S_d]_{top}}{\text{高さ}} = \frac{\frac{1}{4\pi^2} S_a \cdot 0.02 h}{h} \frac{3N}{2N+1} \\ = 0.00051 \cdot S_a \frac{3N}{2N+1} \dots \dots \dots (3)$$

領域 II の建物ではこの値に、 $1/(TR+SR)^{2.5}$ で求まる DR を乗じて求められる。

速度一定領域では、常に領域 I となり、速度応答スペクトル値を S_v とすれば、

$$R = \frac{\frac{1}{2\pi} S_v \cdot 0.02 h}{h} \frac{3N}{2N+1} \\ = 0.0032 \cdot S_v \frac{3N}{2N+1} \dots \dots \dots (4)$$

具体的な数値計算を表—1 に示した地震動について示す。建物は、5, 10, 30 階建の 3 種類とし、階高を 3 m として初期周期を $0.02 h$ で求めた。等価 1 質点系の降伏強度 (k_v) は、ベースシア係数 (C_B) を $1.0 D_s \cdot R_t$ (D_s : 構造特性係数, R_t : 第 2 種地盤の振動特性係数²⁵⁾) とし、純ラーメン構造として $D_s = 0.25$ とし、文献 4) より次式により求めた。



(図中の点は表—1 に示した各地震動に対してそれぞれ応答計算を行った点を示す)

図—12 $T_0 < TR$ の SR を第 1 折れ点で求めたときの弾塑性変位応答値

表一3 鉄筋コンクリート建物の応答変位予想値 (drift %)

地震動名	5階建0.3sec		10階建0.6sec		30階建1.8sec	
	領域	Drift	領域	Drift	領域	Drift
El Centro NS	II	1.45	I	0.75	I	0.77
El Centro EW	II	1.37	II	0.65	I	0.61
Taft NS	II	1.14	I	0.66	I	0.68
Taft EW	II	1.04	I	0.62	I	0.64
Tokyo 101 NS	II	1.54	II	0.69	I	0.70
Sendai 501 NS	I	0.66	I	0.69	I	0.71
Sendai 501 EW	II	1.05	I	0.81	I	0.71
Osaka 205 EW	II	1.26	II	0.57	I	0.62
Hachinohe NS	II	1.50	II	0.69	I	0.67
Hachinohe EW	II	2.15	II	1.05	I	0.78
Tho30-1FL NS	II	2.96	II	1.41	I	0.81
Tho30-1FL EW	II	1.22	I	0.68	I	0.70
Castaic EW	II	0.91	I	0.81	I	0.46
Managua NS	II	0.97	I	0.80	I	0.69
Los Angeles NS	II	2.37	II	1.04	I	0.91
Santa Barbara EW	II	2.28	II	1.23	I	0.79

$$k_y = \frac{2(2N+1)}{3(N+1)} C_B \dots \dots \dots (5)$$

$TR < 1.0$ の時の SR は、第1折れ点を $1/3 k_y$ として、第1折れ点に対して求めた。 $TR \geq 1.0$ の場合には、この値の仮定は結果に影響を及ぼさない。各地震動の最大速度を 50 cm/sec とした時の変位応答値を、領域と併せて表一3に示す。

5階建て建物においては、全変形角で1%を超えているものがほとんどで、層間変形角を1%以内に納めるのは難しそうである。10階建て建物では、そのゾーニングも半分程度が領域Iとなり、全変形角で1%を超えるものが少ない。一部の地震動に対する計算結果を除き、層耐力の設定を適切にして変位集中が起こらないようにすれば、層間変形角を1%以内に納められそうである。30階建て建物では、変形角はすべて1%以下であり、地震動によるばらつきも少ない。

この結果は、履歴減衰を有する鉄筋コンクリート構造の復元力特性モデルを用いて求めたものであり、周期の伸びに伴う変形の増大は、履歴減衰による応答値の低下で相殺された結果と考えられる。したがって、クラック後の履歴減衰のないモデル（たとえば武藤モデル²⁶⁾）を用いた応答結果は、これより大きくなると予想される。

また、使用した復元力モデルを考えれば、曲げで降伏するような鉄骨構造建物にもそのままの形で適用できるものと考えられる。

5. 結 論

本研究では、各種バイリニアの復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答の検討を行い、鉄筋コンクリート造の変位応答を設計の初期段階で弾性周期より推定する方法について検討した。本研究で得られた結論を以下に述べる。

1) 1質点系の弾塑性変位応答は、強度、初期周期およ

び地震動の特性によって定められる以下の無次元パラメータ TR , SR により地震動の種類によらず無次元量 DR として求められる。

TR = 初期周期 / 地震動の特性周期 (T_1 : 応答スペクトルにおける加速度一定領域と速度一定領域の境界の周期)

SR = 降伏強度 / 2% 減衰弾性応答せん断力

DR = 最大応答変位 / 初期周期 T_0 における 2% 減衰の変位応答スペクトル

2) 鉄筋コンクリート構造を1質点系にモデル化したとき、弾塑性変位応答値は、 $TR + SR \geq 1.0$ を満足するときは、平滑化した弾性変位応答スペクトル値として良い。また、 $TR + SR < 1.0$ の場合には、弾性応答値の $1/(TR + SR)^{2.5}$ 倍程度の値となる。

3) 以上の結果を利用して、鉄筋コンクリート構造の地震時の水平変位量の概略値が弾性周期と強度より推定可能である。

4) 最大速度を 50 cm/sec に規準化した設計に一般的に用いられる地震動に対する応答の推定結果では、5階建て建物は全変形角で1%を超えているものも多く、層間変形角を1%以内に納めるのは難しそうである。10階建以上では、全変形角はおおむね1%以下であり、層耐力分布の設定を適切にして変位集中が起こらないようにすれば、2, 3の地震動を除き層間変形角を1%以内に納められそうである。

謝 辞

イリノイ大学の Mete A. Sozen 教授より貴重なアドバイスを受けました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 稲井栄一、島崎和司：超高層鉄筋コンクリート構造建物の地震時挙動について（その1）建物のモデル化と応答について、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）構造II, pp.351~352, 1987年10月
- 2) 日本建築学会：建築物の耐震設計資料, 7章, pp.233~257, 1981年4月
- 3) Veletsos, A. S. and N. M. Newmark, "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Systems," II WCEE, pp.895~912, 1960
- 4) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性 (1976), pp.134~161, 1977年1月
- 5) 芳村 学、青山博之：「Degrading Tri-linear Model を用いた地震応答の弾性応答からの推定法（その2）」日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1063~1064, 1975年
- 6) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究（その1）、日本建築学会関東支部学術研究発表会梗概集, pp.121~124, 1969年11月
- 7) Otani, S., "Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis," 東京大学工学部紀要 (B), Vol.35, No.2, pp.125~159, 1981
- 8) 小谷俊介、小出敏弘、永井 潔：鉄筋コンクリート構造

- の設計用地震力，構造工学論文集，Vol.31 B，pp.225～236，1985年3月
- 9) Housner, G.W., "Limit design of structures to resist earthquakes," Proceedings of the I WCEE, Vol.5, pp.1～13, 1956
- 10) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980年9月
- 11) 鈴木哲夫，武田寿一：エネルギー考察に基づく建物の耐力と塑性変形の関係，日本建築学会関東支部大会梗概集，pp.89～92，1981
- 12) Takeda, T., M.A. Sozen & N.N. Nelson : Reinforced Concrete response to simulated earthquakes. Journal of structural division, ASCE, Vol.196, No.ST 12, pp.2557～2573, 1970
- 13) 高層建物構造評定委員会：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.6, pp.49～50, 1986
- 14) 鈴木威祐，島崎和司：RC 構造物の地震時水平変位量の簡易な推定法について（その1）数値解析による検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.21～22，1985年10月
- 15) 島崎和司，鈴木威祐：RC 構造物の地震時水平変位量の簡易な推定法について（その2）実験結果による検討と適用方法，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.23～24，1985年10月
- 16) Newmark, N.M. and W.J. Hall : Earthquake Spectra and Design, EERI, 1982
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.83，1990年2月
- 18) Saidi, Mehdi and M.A. Sozen, "Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures," Structural Research Series No.465, University of Illinois, USA, 1979.8
- 19) Clough, R.W. and S.B. Johnston : Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム梗概集，pp.227～232，1966年
- 20) 江戸宏彰，武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1877～1878，1977年10月
- 21) Newmark, N.M. : A method of computation for structural dynamics, Journal of structural division, ASCE, Vol.85, No.ST 3, pp.67～94, 1959
- 22) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，pp.139～140，1981年6月
- 23) 島崎和司：RC 構造物の地震時水平変位量の簡易な推定法について（その3）等価線形化法の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.587～588，1986年8月
- 24) 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法，技報堂出版，pp.487～489，1990
- 25) 日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説，1981年
- 26) 武藤 清：構造物の動的設計，丸善，1967年
- (1992年7月10日原稿受理，1992年11月11日採用決定)