

## 論 文

[2083] 鞣性に依存する鉄筋コンクリート造純フレームの  
設計用地震力スペクトル

正会員 ○境 有紀（東京大学大学院）

正会員 小谷 俊介（東京大学工学部）

正会員 青山 博之（東京大学工学部）

## 1. はじめに

近年、中高層から高層の鉄筋コンクリート造建築物の建設が盛んになっているが、我が国の耐震設計法は保有水平耐力の検定という新しい考え方を用いているものの、基本的にはまだ許容応力度設計法を踏襲しており、世界の設計法の趨勢である終局強度型あるいは限界状態設計法に遅れをとっている。本論文はこのような背景に基づいて、「靣性型耐震設計法」[1]を取り上げた。

この設計法では、構造物が予め設定した全体崩壊機構により必要保有水平耐力を確保し、更に必要な靣性を有するように塑性変形を許容する部位（以下塑性ヒンジと呼ぶ）を設計し、設定した全体崩壊機構以外の崩壊機構とならないように塑性変形を許容しない部位の設計を行なう。構造物の耐震性能の目標は、建築物の耐用年限中に1回経験する可能性のある大地震動に対して① 対象フレームの崩壊機構は原則として梁曲げ降伏先行型とする、② 梁端の塑性率は4程度以下、1階柱脚の塑性率は2程度以下とする、③ 最大層間変形角は $1/100$ 程度以下とする、となるように設定する。

本論文では、この「靣性型耐震設計法」を弾性周期が0.4秒程度以上の中層から高層の鉄筋コンクリート造純フレーム構造に適用し、耐震設計の目標②、③を満たすための構造物の必要保有水平耐力、即ち、設計用地震力スペクトルについて、入力地震動に基盤動の周波数特性と表層地盤の影響を考慮した動的フレームおよび一自由度系の応答解析によって検討した。

## 2. 対象フレームの設定

整形な平面純フレームであり、無限均等フレームから柱1本とそれに付く梁を、梁の中央から切り出したモデルとした（図1）。各フレームの概要を表1に、断面寸法、コンクリート強度を表2に、弾性周期を表3に示す。表1において下線が対象フレームのスパンである。階数は6階から24階までとし、用途は共同住宅と事務所を考え、スパンと階高を変えてある。建物の名称は左のアルファベットが用途（Appatment, Office）、右の数字が層数を表わす。高層フレームの低層部には高強度コンクリートを用いた。

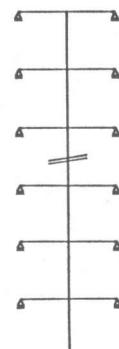


図1 解析モデル

表1 対象フレームの概要

建物 名称	用途	階数	スパン (m)	階高 (m)
0-06	事務所	6	<u>8×6</u>	3.7
A-08	共同住宅	8	<u>6×6</u>	2.8
0-12	事務所	12	<u>8×6</u>	3.7
A-16	共同住宅	16	<u>5×5</u>	2.8
A-24	共同住宅	24	<u>5×5</u>	2.8

表2 断面寸法とコンクリート強度

建物 名称	柱せい (cm)	梁せい (cm)	梁幅 (cm)	F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
0-06	80～90	80～90	55～70	240
A-08	70～80	70～80	35～45	240
0-12	90～110	85～95	55～85	240～300
A-16	70～80	70～80	50～60	240～300
A-24	70～90	70～80	50～60	240～360

表3 フレームの弾性周期

建物 名称	1次 (秒)	2次 (秒)	3次 (秒)
0-06	0.54	0.19	0.11
A-08	0.51	0.18	0.10
0-12	0.78	0.28	0.17
A-16	0.75	0.27	0.16
A-24	1.06	0.38	0.23

### 3. フレームの設計とモデル化

外力分布を逆三角形とし、梁にひび割れによる剛性低下を考慮した線形応力解析により設計用応力を定める。1階の柱は、柱脚に塑性変形を許容するもののその許容塑性率が2と小さいことを考えて剛性は低下させない。梁の剛性低下率は予備解析を行ない、梁端の塑性率4と1階柱脚の塑性率2がほぼ同時に起こるように0.3とする。塑性変形を許容しない部位の設計用応力は、塑性ヒンジの大変形に伴う、鉄筋の歪硬化、スラブの有効幅の拡大による耐力上昇を考慮して割り増す。そして、最終的な部材耐力は設計用応力に現行規準[2]の最低主筋量、柱主筋の接合部内通し配筋を考慮して設定し、配筋は敢えて行なわなかった。また、表2の断面寸法は保有水平耐力（1階柱脚のベースシア係数）として0-06、A-08が0.30、0-12、A-16が0.25、A-24が0.20を想定しており、後述する設計用地震力スペクトルによって保有水平耐力が変化した時は、SD35程度の鉄筋を用いた時の梁主筋、柱主筋の引張り鉄筋比が各々1.2%、0.8%程度に収まるように断面寸法を変化させる。設計されたフレームを次のようにモデル化した。

部材は線材置換し、柱-梁接合部は剛とする。部材の塑性曲げ変形は部材端の回転バネに集中させ、履歴モデルはTakedaモデル[3]を用いた。図2にそのスケルトンカーブを示す。降伏モーメントは設計された部材耐力とし、ひび割れモーメントは文献[4]の式により算定した。降伏時の剛性低下率 $\alpha_y$ は梁、柱ともに0.3とした。降伏後の剛性 $\beta k$ は、塑性ヒンジが塑性率4でスラブの有効幅が2倍に拡がりスラブ筋を含めた引張り鉄筋の耐力が歪硬化により1.1倍になるように、塑性変形を許容しない部位はフレームが梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を形成するために十分な耐力をもつものとして第2剛性と等しくした。各階の質量は床レベルに集中するものとし、1階柱脚は固定とした。

### 4. 一自由度系のパラメータの設定

構造物は基本モードで振動して全体崩壊機構を形成し、高次モードはそれを乱す要因と考える。そこで、基本モードとしての一自由度振動系モデルについて設計用地震力スペクトルを設定する。多自由度系を質量マトリックスに関して直交するモード形を考えて、一自由度系に縮約する（表4）。モード形ベクトル $\{u\}$ はその最上層の値を1.0として基準化する。ここで、 $\{u\}$ を近似的に逆三角形とみなすと、等価復元力は転倒モーメントをフレーム全体の高さで割ったものとなる。等価変位-等価復元力のスケルトンカーブは、外力分布を逆三角形とするフレームの静的漸増載荷解析を行ない、その結果に従ってトライニアに近似

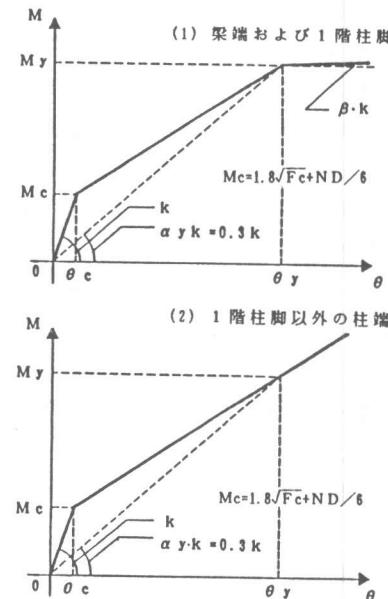


図2 履歴モデルのスケルトンカーブ

表4 等価一自由度系への縮約

$[m]\{\ddot{x}\} + [R(x)] = -[m]\{1\}\dot{x}$	(1)
$[m]$ : 質量マトリックス	
$\{x\}$ : 各層の基礎に対する相対変位ベクトル	
$R(x)$ : 各層の復元力ベクトル	
$x_0$ : 地動	
$\{x\} = \{u\}/q$	(2)
$\{u\}$ : モード形ベクトル $\{u\}$ を列成分とするモード形マトリックス	
$\{q\}$ : 時刻関数	
$[m]\{u\}\dot{q} + [R(x)] = -[m]\{1\}\dot{x}$	(3)
$\{u\}^T[m]\{u\} = 0$ ( $i \neq j$ )	(4)
$\{u\}^T[m]\{u\}, \dot{q} + \{u\}^T[R(x)]$	
$= -\{u\}^T[m]\{u\}, \beta\dot{x}$	(5)
$\{u\}^T\beta$ : 刺激係数ベクトル	
$\{u\}^T[m]\{u\}, \dot{q} + \{u\}^T[R(x)]$	
$= -\{u\}^T[m]\{u\}, \beta\dot{x}$	(6)
$\bar{m}\ddot{x} + \bar{p}(\ddot{x}) = -\bar{m}, \beta\dot{x}$	(7)
$\bar{x} = q$ : 等価変位 (=頂部変位)	
$\bar{m} = \{u\}^T[m]\{u\}$ : 等価質量	
$\bar{p} = \{u\}^T[R(x)]$ : 等価復元力	

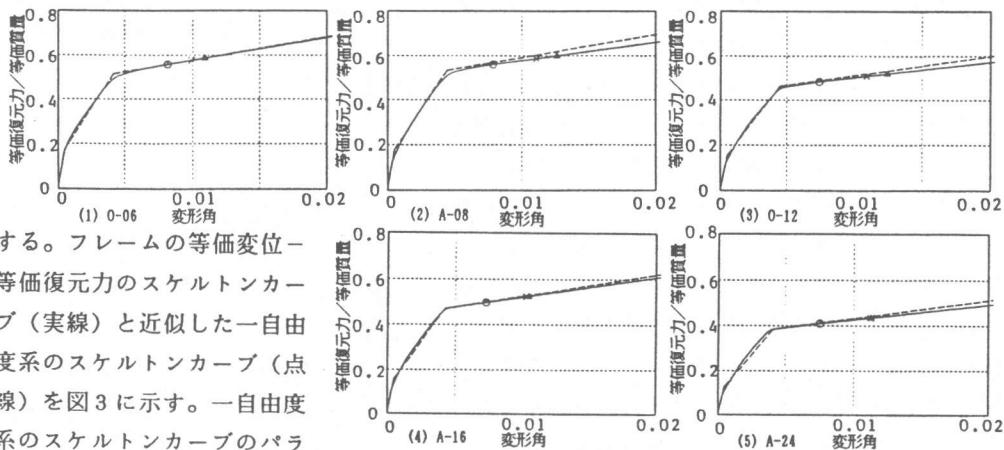


図3 静的漸増載荷解析の結果と一自由度系のスケルトンカーブ

する。フレームの等価変位－等価復元力のスケルトンカーブ（実線）と近似した一自由度系のスケルトンカーブ（点線）を図3に示す。一自由度系のスケルトンカーブのパラメータについては、降伏時の剛性低下率は柱が降伏しないこと考慮して部材の値（=0.3）の1割増し（=0.33）とし、降伏剛性は初期剛性の0.03倍とした。また、フレームの耐震設計の目標である最大層間変形角1/100（○）、梁端の塑性率4（△）、1階柱脚の塑性率2（×）となる点を図3のスケルトンカーブの上に示す。これを見ると、一般に最大層間変形角1/100が最も小さな変形角で生じており、耐震設計の目標はこの変形に対応する一自由度系の許容塑性率で表わすことができる。本来、最大層間変形角はフレームの保有水平耐力ではなく剛性に関係する量であるが、鉄筋の收まりの関係から断面寸法はフレームの保有水平耐力と結びつけられる。そこで一自由度系の許容塑性率は最大層間変形角1/100に対応させ、やや安全側をとって1.5とした。

## 5. 入力地震動

動的応答解析で用いられる「建築物の耐用年限中に1回経験する可能性のある大地震動」は、地震動のもつ種々の性質を考慮し、次のような方法で作成した。① 東北大学NS成分（宮城県沖地震1978年）、八戸港湾EW成分（十勝沖地震1968年）、E1-Centro NS成分（1940年）の3つの強震記録とその推定地盤を基に伝達マトリックス法[5]によつて基盤動を求める。

② 基盤動を入射波の最大速度10kine（マグニチュード8、震央距離60kmに相当[6]）で基準化する。③ 基盤（せん断波速度が1100m/s程度の地層の上面とした）の上に4種類

表5 表層地盤の概要

名称	場所	1次固有周期(秒)	層厚(m)
G B	(基盤)	—	
G02	福島県双葉郡	0.27	14.5
G05	東京都椎名町	0.50	27.0
G08	東京都王子	0.86	30.0
G11	千葉県浦安	1.11	41.4

表6 入力地震動の諸量

名称	表層地盤	最大加速度(gal)	最大速度(kine)
E B	—	292.0	20.00
H B	—	136.0	20.00
T B	—	98.9	20.00
E 02	G 02	611.0	25.98
H 02	G 02	215.2	23.39
T 02	G 02	143.3	22.14
E 05	G 05	665.2	31.51
H 05	G 05	345.4	28.85
T 05	G 05	192.7	24.44
E 08	G 08	423.5	47.24
H 08	G 08	522.6	53.28
T 08	G 08	346.8	40.25
E 11	G 11	311.9	39.54
H 11	G 11	406.6	65.53
T 11	G 11	296.2	48.50

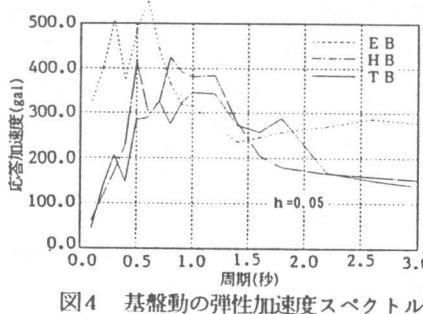


図4 基盤動の弾性加速度スペクトル

の弾性表層地盤[7]を設定して地表動を作成する。基盤動を基準化したのは表層地盤の影響を考慮するためであり、最大速度で基準化したのは文献[8]の、基盤動は0.1~0.2秒の短周期を無視するとその卓越周期によらず応答速度がほぼ一定になるという勢力等配分の法則による。各表層地盤の概要を表5に、基盤動の弾性加速度スペクトルを図4に、入力地震動の名称と諸量を表6に示す。表層地盤の名称の数字は1次固有周期を表わし、入力地震動の名称は左のアルファベットが基盤動作成の元となった強震記録、右の数字が表層地盤の1次固有周期を表わす。図4を見るとE B、H B、T Bの順に卓越周期が短く、ピークの値が大きくなっていることがわかる。

## 6. 設計用地震力スペクトルの設定

設計用地震力スペクトルの設定を目的とした一自由度系の動的応答解析を行なった。応答解析手法は、数値積分はNewmark- $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用い、時間刻みは弹性周期の1/20とした。減衰は弹性時の減衰定数が0.05の瞬間剛性比例型とした。

許容塑性率1.5となるための必要せん断力係数スペクトルを各入力地震動について作成し、各表層地盤ごとに図5に示す。これを見るとスペクトルは、変動しているが平均的には一定な領域となだらかに右下がりの領域の2つからなり、表層地盤の固有周期が長くなるとその境界が右にくることがわかる。また、基盤動の周波数特性の違いが3つのピークとなって現われている。そこで、0.4秒以上について右下がりの部分を式(1)の形で包絡し、平均的に一定の部分を定数として設計用地震力スペクトルを設定した。これを図5に太い実線で示してある。

$$C = A / T^{\beta} \quad (1)$$

C : 必要保有水平耐力 T : 弹性固有周期

必要保有水平耐力Cは現行の耐震規定[9]の構造特性係数×振動特性係数に相当するもので、構造特性係数を0.3とした現行の耐震規定(点線)と比較して図6に示す。この図より次の3つことがわかる。①設計用地震力スペクトルは現行の耐震規定と比較すると長周期側で大きく低減されている。②一方、短周期側では逆に現行の耐震規定を上回る傾向がある。③表層地盤の固有周期が長くなるに従ってスペクトルが右上へ移動し、非常に大きな値となっている。①の理由としては、構造物の塑性変形の許容したことと、塑性化による周期の伸

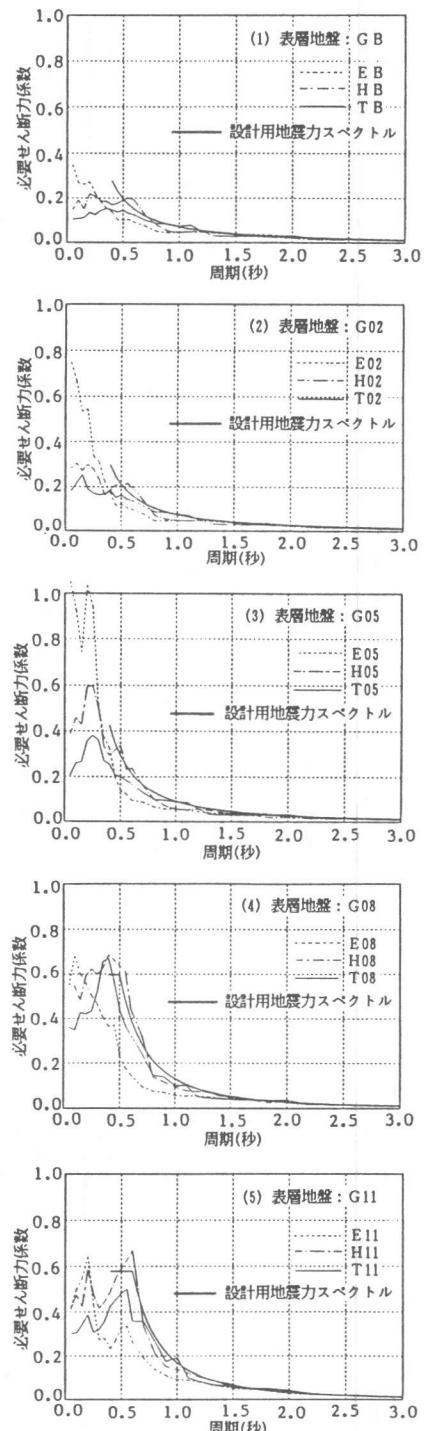


図5 必要せん断力係数スペクトル

びによって入力地震動の破壊力の小さい長周期領域にはいったための2つがあげられる。また、②、③の原因は本解析の仮定として柱脚を固定、減衰を一定( $h=0.05$ )としたためであり、地盤と建物の動的相互作用や減衰の変化を考慮に入れると設計用地震力スペクトルは低減される。しかしこれらの2つの要素を例えればATC-3設計法案[10]のように固有周期のずれとして考慮すればこの設計用地震力スペクトルはそのまま利用できる。

## 7. フレームの応答解析

設計用地震力スペクトルに従ってフレームの設計を行ない、動的フレーム応答解析を行なった。設計用地震力スペクトルに従って設定した各フレームの保有水平耐力を表7に示す。応答解析手法は、数値積分はNewmark- $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用い、時間刻みは0.005(秒)、減衰は弾性時の1次の減衰定数が0.05となる瞬間剛性比例型とした。

表層地盤がG05の場合について、各フレームの梁端の塑性率(図7)、最大層間変形角(図8)を示す。最小鉄筋比で決まる最上層部を除く高層のフレームの上層部において高次モードの影響により梁端の塑性率が膨らむ傾向があるが、梁端の塑性率、最大層間変形角とも、フレームの種

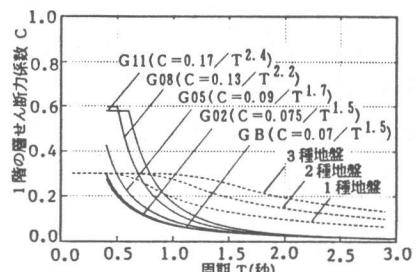


図6 設計用地震力スペクトル

表7 各フレームの必要保有水平耐力  
(1階の層せん断力係数)

建物 名称	表層地盤				
	B	G02	G05	G08	G11
0-06	0.20	0.21	0.29	0.60	0.58
A-08	0.19	0.21	0.28	0.57	0.58
0-12	0.10	0.11	0.14	0.22	0.34
A-16	0.11	0.12	0.15	0.24	0.37
A-24	0.07	0.07	0.09	0.13	0.17

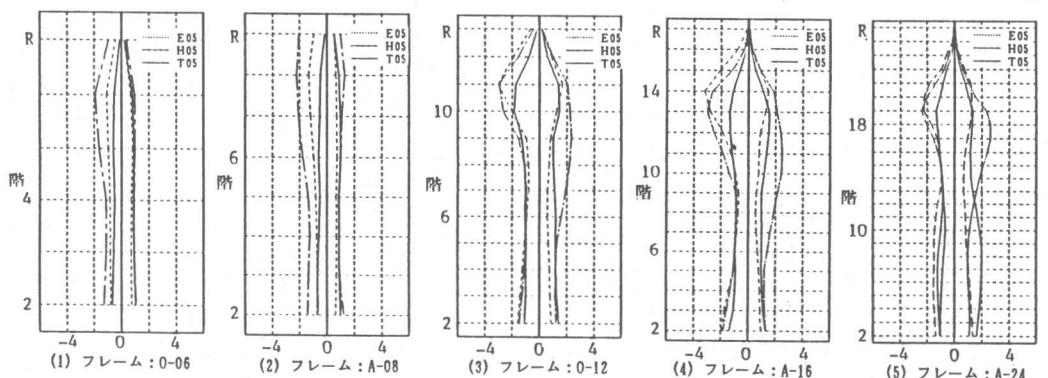


図7 梁端の塑性率(表層地盤: G05)

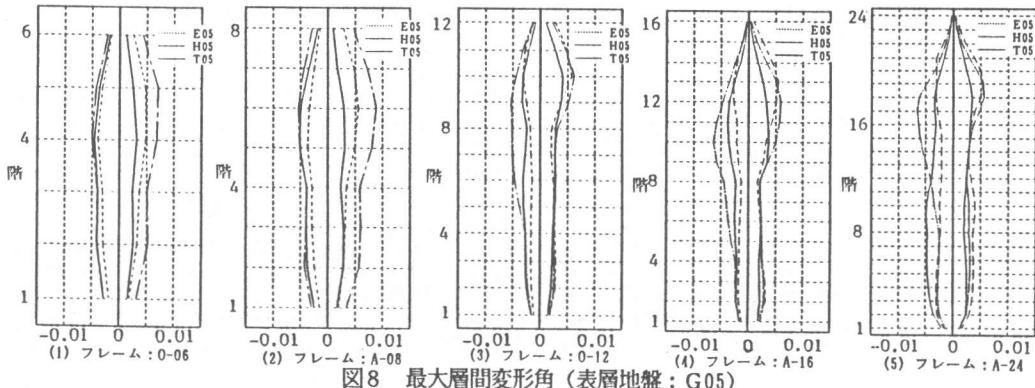


図8 最大層間変形角(表層地盤: G05)

類、層数によらずほぼ一定の値となり、設計用地震力スペクトルの妥当性が確認される。またこれらの応答はいずれも耐震設計の目標を満たしており、設計用地震力スペクトルの設定に用いた一自由度系の許容塑性率を安全側に小さめにとったためやや余裕のある応答となっている。

次に、他の表層地盤の場合を見るために、フレーム0-12を例として梁端の塑性率（図9）、最大層間変形角（図10）を示す。大きな保有水平耐力を必要とする軟弱な地盤G11で最大層間変形角がやや大きくなる傾向が見られるが、ほぼ表層地盤によらずほぼ一定となっている。

以上のことから設計用地震力スペクトルに従って設計したフレームの梁端の塑性率、最大層間変形

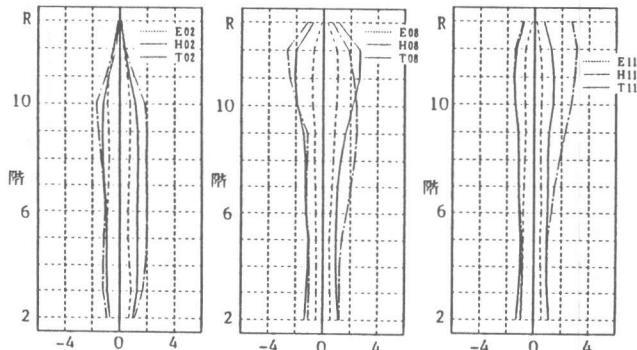


図9 梁端の塑性率（フレーム：0-12）

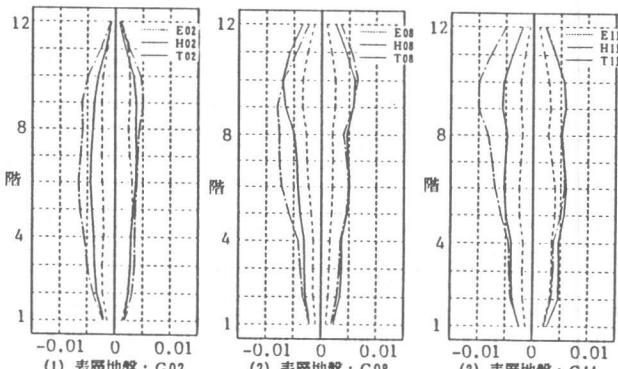


図10 最大層間変形角（フレーム：0-12）

角はフレームの種類、層数、あるいは地盤の種別によらずほぼ一定で、耐震設計の目標を満たしており、構造物は基本モードによって全体崩壊機構を形成するという考え方に基づいて設定された設計用地震力スペクトルの妥当性が確認される。

## 8. まとめ

- ① フレームの動的応答は1次モードが卓越するため、これを等価一自由度系に縮約した応答解析によってフレームの応答を適確に予想できる。
- ② 大地震動を基盤の最大速度で10kine（入射波）とし、一自由度振動系モデルによって設計用地震力スペクトルの設定を行なった結果、現行の耐震規定と比較して長周期側で必要保有水平耐力が低減できることがわかった。

## <参考文献>

- [1]青山博之、小谷俊介、久保哲夫、壁谷沢寿海：韧性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法、コンクリート工学年次論文報告集第9巻第2号、1987、pp.447～452
- [2]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- [3]Takeda, Sozen and Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 96
- [4]菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学、1970
- [5]Haskell, N.A:Crustal reflection of plane SH waves, Journal of Geophysical Research, Vol. 65, No. 12, pp. 4147～4150, 1960
- [6]渡部丹、藤堂正喜：設計用模擬地震動に関する研究（その1）、日本建築学会論文報告集、第303号、pp. 41～51, 1981
- [7]太田外気晴：地震記録に基づく表層地盤の挙動に関する研究、東京大学、1981
- [8]金井清：地震動の振動特性に関する実験式、第2回日本地震工学シンポジウム講演集、pp. 1～4, 1966
- [9]日本建築センター：構造計算指針・同解説、1986
- [10]小谷俊介、三好照政、青山博之：アメリカにおける新耐震設計法—ATC-3設計法案の背景と考え方、季刊カタログNo. 88、1982