

等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造特性係数 D_s の評価

EVALUATION OF STRUCTURAL COEFFICIENT D_s BY DISPLACEMENT RESPONSE ESTIMATION USING THE EQUIVALENT LINEAR METHOD

島崎 和司 *

Kazushi SHIMAZAKI

This paper proposes the method to estimate a structure coefficient D_s based on displacement response. First, estimation formulas of displacement response are evaluated for the bi-linear type design velocity response spectrum using the equivalent linear method. Next, the method to determine a value of D_s is proposed by using the estimated displacement response. Finally, trends of the values of D_s determined here to the initial period, energy absorption ability, and allowable deformation are investigated. They have the following tendencies.

- 1) Increase like a hyperbola having the upper limit along with the reduction of the period ratio TR .
- 2) Reduce like straight line along with the increase of equivalent viscous damping coefficient β .
- 3) Reduce like straight line or like the exponential function having the upper bound along with the increase of allowable ductility factor μ .

Keywords : *Structural Coefficient, Displacement Response, Equivalent Linear Method, Earthquake Resistant Design*

構造特性係数、応答変位、等価線形化法、耐震設計

1. 序

建築基準法が性能規定へと向かう中、耐震性能の評価の簡易な尺度としての応答変位が着目されている。著者等は、これまで応答変位に基づいた設計法をめざして検討を重ねてきた。そのなかで、バイリニアの復元力を持つ1質点系の弾塑性変位応答が、初期周期、強度、地震動の特性（スムーズ化した速度応答スペクトルをバイリニアで表した時の弾性応答値と折れ曲がり境界の周期）で定まる無次元量により、地震動の種類によらず定まることを示し、応答変位一定則の成り立つ条件について検討して、鉄筋コンクリート構造の地震時水平変位について報告した¹⁾。この応答変位一定則の成り立つ条件は、実験的研究²⁾によっても成立することが認められている。高層建物においては、全体系としての応答変位一定則が成り立つために、応答変位に着目した設計法が容易に確立し、すでにその詳細を発表している³⁾⁴⁾⁵⁾。

一方、低層建物については、応答変位は周期と強度の関数となり、応答変位一定則が成り立つ領域が限定される。この場合でも、周期に1次比例する単純な形状の応答変位スペクトルを用いれば、弾塑性応答値がその値を超えないという広義の応答変位一定則を満足するが⁶⁾、設計に用いるには過大評価となっている。低層建物に応

答変位に基づく設計法を適用しようとする、弾塑性地震応答解析などの詳細な検討をしなければ応答変位が求まらないことになり、一般的な建物ほど詳細検討が必要になるという矛盾が生じる。

建築基準法の改訂の中、現行の耐震設計法もみなし規定として残される方向にある⁷⁾。この中で、変形能力による地震エネルギー吸収能力に応じた低減係数である構造特性係数 D_s は、変形能力と減衰により求めることになっている⁸⁾。ところが、一般的な建物の周期域では、応答変位は周期と強度の関数であり、かつ構造物の復元力特性に敏感である¹⁾。応答変位が変形能力内に収まるか否かは設定した強度と周期での応答変位が推定されないと判断できない。現行の耐震設計法においても、応答変位の推定値が応答変位一定則とエネルギー一定則の間にあるとし、構造特性係数をエネルギー一定則により求める算定式が例示されているが、具体的な方法は示されていない。

最近の研究では、最大応答変位は瞬間入力エネルギーに比例すると言われ⁹⁾¹⁰⁾、瞬間エネルギー入力を用いた最大応答値推定の手法も提案されている¹¹⁾¹²⁾。また、エネルギー入力と吸収可能エネルギーとの対応より構造特性係数を定めた例もある¹³⁾。これらの方法は、本質的には等価線形化解析と同じであり、応答スペクトルの減衰依存

* ハザマ技術研究所 技術研究部建築研究室・博士(工学)

Architectural Research Laboratory, Technical Research Institute, HAZAMA Corporation,
Dr. Engineering

性が地震動のパラメータ依存となると言われている¹⁴⁾。

本論では、応答変位に基づく設計法の第一歩として、等価1質点系に置換可能な構造物の構造特性係数を等価線形化法を用いた応答変位の推定値に基づいて算定する手法を提案したものである。まず、設計用応答スペクトルを、速度スペクトルがバイリニアードで与えられる形状としたときの弾塑性応答変位推定式を等価線形化法を用いて求める。次に、その応答変位の推定値を用いて構造特性係数を定める方法を提案する。最後にこうして求めた構造特性係数の周期、エネルギー吸収能力、許容変形の大小に対する傾向を示すものである。なお、本論の一部は文献¹⁵⁾¹⁶⁾にて発表した。

2. 等価線形化法の評価

1) 概要

等価線形化法の主な特徴は、

- i) 有効周期の伸びによる変形の増大
- ii) 等価粘性減衰の増大による変形の減少

である。柴田¹⁷⁾はこれらを数値的に扱い、鉄筋コンクリート構造の弾塑性応答の性質の解釈として、必要耐力と塑性率の関係を求め耐力と変形の関係を図示している。ここでは、直接耐力と変形の関係を求める推定式を導き、それを数値計算結果と比較することにより、その実用性を検証する。

予想される最大変位の割線剛性で与えられる有効周期は、最大変位を降伏変位で除した値(塑性率 μ)の関数として与えられる。今、荷重-変形関係を図-1に示したような弾塑性型に理想化すると、有効周期 T_{ef} は、初期周期 T_0 と、塑性率 μ の関数として(1)式で与えられる。

$$T_{ef} = T_0 \cdot \sqrt{\mu} \quad \dots\dots\dots (1)$$

一方、等価粘性減衰 h_{eq} の増大による変形の減少について柴田¹⁷⁾は、初期減衰 h_0 が0.02の時の等価粘性減衰 h_{eq} を塑性率 μ の関数として(2)式で与えている。

$$h_{eq} = 0.2\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + 0.02 \quad \dots\dots\dots (2)$$

また、応答スペクトル値の減衰定数による変化の仕方を、加速度応答スペクトルに対し減衰定数0.02を基準として(3)式で与えている。

$$\frac{S_a(h_{eq})}{S_a(0.02)} = \frac{8}{6 + 100h_{eq}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

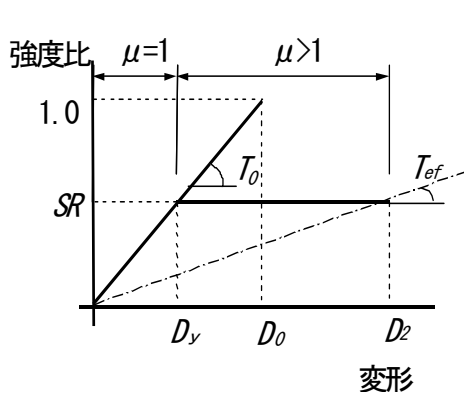


図-1 理想化した弾性・弾塑性
応答と有効周期

この(3)式を応答変位スペクトルにそのまま準用し、(2)式とあわせて、想定塑性率 μ での等価粘性減衰 h_{eq} と減衰定数0.02の応答変位スペクトルの比として(4)式が得られる。

$$\frac{S_D(h_{eq})}{S_D(0.02)} = \frac{0.4\sqrt{\mu}}{1.4\sqrt{\mu}-1} \quad \dots\dots\dots (4)$$

2) 鉄筋コンクリート構造の弾塑性応答変位

設計用応答スペクトルとして、2%減衰で速度応答スペクトルが特性周期 T_g で折れ曲がるバイリニアードとなる形状のものとする。このときの応答変位スペクトルを図-2に示す。 T_g 以下の周期では周期の2次式、 T_g 以上では周期の1次式で表せる。ここでは、弾塑性応答変位をこの特性周期 T_g と初期弾性周期 T_0 、最大応答変形時の等価周期 T_{ef} とで領域分けして考える。

a) $T_0 > T_g, T_{ef} > T_g$

変位応答スペクトルは図-3(a)に示したように直線で表せるので、周期の伸びによる変形の増大値 D_1 は周期の伸びに比例し、弾性応答値 D_0 より、(1)式を参考に(5)式で求まる。

$$D_1 = D_0 \cdot T_{ef} / T_0 = D_0 \cdot \sqrt{\mu} \quad \dots\dots\dots (5)$$

応答変位は、等価粘性減衰の増大により減少するので、(4)(5)式の積より(6)式を得る。

$$D_2 = D_1 \cdot \frac{0.4\sqrt{\mu}}{1.4\sqrt{\mu}-1} = D_0 \cdot \frac{0.4 \cdot \mu}{1.4\sqrt{\mu}-1} \quad \dots\dots\dots (6)$$

(6)式で与えられる D_2 は仮定した塑性率 μ に対して与えられるものであり、これは図-1中の $D_2 = D_y \cdot \mu$ と等しくなければならない。一方、図-1を参照すると、降伏変形と強度比 SR (降伏強度/弾

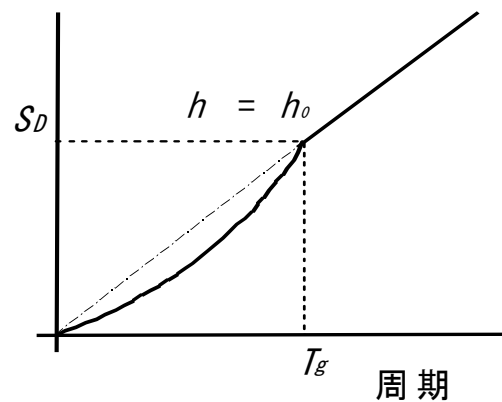
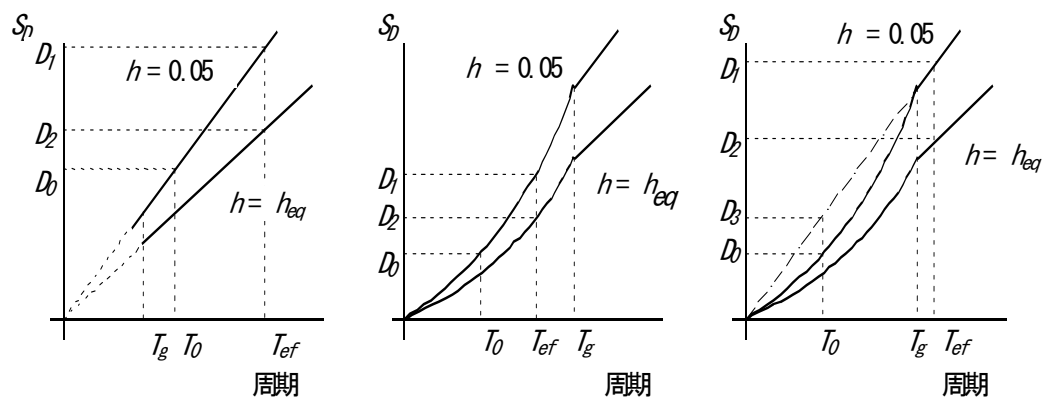


図-2 設計用応答変位スペクトル

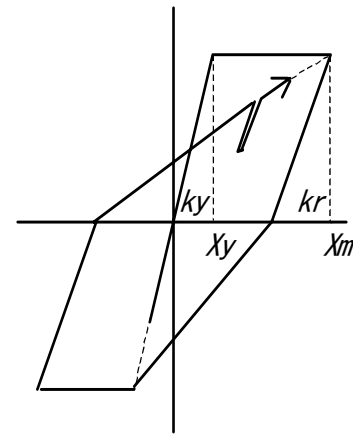


(a) $T_0 > T_g, T_{ef} > T_g$ (b) $T_0 < T_g, T_{ef} < T_g$ (c) $T_0 < T_g, T_{ef} > T_g$

図-3 等価線形化法による非線型応答変位

表-1 使用した地震動と最大値

地震動名	地震動の最大値			平滑応答スペクトルの最大値			特性周期 T_g sec
	加速度 cm/sec ²	速度 cm/sec	変位 cm	加速度 cm/sec ²	速度 cm/sec	変位 cm	
El Centro NS	341.7	33.45	10.86	1209.8	109.67	36.27	0.57
El Centro EW	210.1	36.92	19.78	783.7	96.57	54.05	0.77
Taft NS	152.7	15.72	6.69	542.0	45.32	25.43	0.53
Taft EW	175.9	17.71	9.15	591.2	48.28	20.53	0.51
Tokyo 101 NS	74.0	7.63	4.38	201.8	22.63	6.57	0.70
Sendai 501 NS	57.5	3.46	1.94	226.8	10.52	3.02	0.29
Sendai 501 EW	47.5	3.82	2.14	215.2	13.61	3.31	0.40
Osaka 205 EW	25.0	5.08	4.14	124.2	13.35	7.41	0.68
Hachinohe NS	225.0	34.08	11.44	817.5	96.56	40.42	0.74
Hachinohe EW	182.9	35.81	13.26	803.2	119.11	47.93	0.93
Tho30-1FL NS	258.2	36.17	14.52	942.4	146.37	35.60	0.98
Tho30-1FL EW	202.6	27.57	9.11	955.7	82.12	33.23	0.54
Castaic EW	310.7	16.26	2.59	1014.3	57.56	9.08	0.36
Managua NS	317.5	29.48	6.66	1735.2	103.89	24.98	0.38
Los Angeles NS	249.9	27.27	12.65	874.8	106.10	55.75	0.76
Santa Barbara EW	128.4	18.79	5.24	344.3	62.86	20.35	1.15



$$Kr = \sqrt{Xy / Xm}$$

図-4 使用したバイリニア-復元力特性モデル

性応答せん断力) の関係は、

$$D_y = D_0 \cdot SR \quad \dots\dots\dots (7)$$

(6),(7) 式より、

$$\mu = \frac{(0.4 / SR + 1)^2}{1.96} \quad \dots\dots\dots (8)$$

応答変位比 DR (最大弾塑性応答/弾性応答変位)は(9)式により求まる。

$$DR = \frac{D_2}{D_0} = \frac{\mu D_y}{D_0} = \frac{(0.4 + SR)^2}{1.96SR} \quad \dots\dots\dots (9)$$

b) $T_0 < T_g$ 、 $T_{ef} < T_g$

この場合、応答変位スペクトルは、図-3(b) に示したように、周期の2次式であるので、(5) 式の代わりに (10)式を用いる事により、a)と同様に(11)式で求められる。

$$D_1 = D_0 (T_{ef} / T_0)^2 = D_0 \cdot \mu \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$DR = \frac{SR}{(1.4 - 0.4 / SR)^2} \quad \dots\dots\dots (11)$$

(11)式は極値を持ち、 $SR < 0.286$ では意味を持たない。

c) $T_0 < T_g$ 、 $T_{ef} > T_g$

図-3 (c)に一点鎖線で示した仮定の応答変位スペクトル上の点 D_3 と、 D_0 の関係は、周期比 TR(初期周期 T_0 /特性周期 T_g)の関係として(12)式で与えられる。

$$D_3 / D_0 = 1 / TR \quad \dots\dots\dots (12)$$

これより、DR は、

$$DR = \frac{(0.4 + SR)^2}{1.96SR} \cdot \frac{1}{TR} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$T_0 < T_g$ の時の SR は、(11)(13)式の最小側の包絡値となる。

3) 応答解析との比較

得られた結果の精度検証のため、文献¹⁾で示した数値計算結果と比

較を行う。数値計算に用いた地震動記録を表-1に、鉄筋コンクリート造を表すために使用したバイリニア-型の復元力特性を図-4に示す。地震動記録は、文献¹⁾で示した手法で応答スペクトルをスムーズ化し、加速度応答スペクトル一定、速度応答スペクトル一定、変位応答スペクトル一定領域の3つの領域に理想化し、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_g (文献¹⁾では T_1)として地震動の周波数特性を代表させた。同表中に各地震動記録の特性周期 T_g を示した。数値計算は、スムーズ化した加速度応答スペクトル値より求まるせん断力に対し系の耐力を0.9、0.8、0.7、0.6、0.5、0.4、0.3、0.2、0.1、0.05倍と変化させて応答解析を行った。減衰は弾性時に2%とし、瞬間剛性比例減衰とした。

図-5 に数値計算結果と(9),(11),(13) 式によって求めた等価線形化法による解析値としての強度比 SR と応答変位比 DR の関係を示した。今回導いた等価線形化法による数式の値は、 $T_0 < T_g$ で SR が 0.3 以下の場合を除き、数値計算結果を包絡する形状となっている。かなり低めの推定値となっている $T_0 = 1/3 \cdot T_g$ の時で SR が 0.3 以下の場合には塑性率 8 以上となり、実用上応答値を推定しても無意味な領域である。

以上より、ここで導いた弾塑性応答変位推定式は、鉄筋コンクリート構造物の応答変位推定式として十分実用の範囲にあるといえる。

3. 等価線形化法を用いた一般化弾塑性応答変位推定式

1) 減衰の評価と設計用応答スペクトル

建物の応答変位では地盤との相互作用の効果が無視できない場合も多い。地盤-建物連成系において、相互作用効果による周期の伸びに伴う変形の増大と、減衰の増加による変位の減少が考えられる。このうち前者は、入力の変位による影響は別として、系全体として変形が増大したとしても、建物部分での変形は増大しないと考えられる。一方、連成系の減衰定数は周期が0.5秒以下では10%を超えることもあり¹⁸⁾、これによる応答変位の減少はかなり大きくなると思われる。これらの略算法については文献¹⁸⁾に述べられており、地盤が軟らかいほど減衰が大きく、同じ周期ならば鉄筋コンクリート構

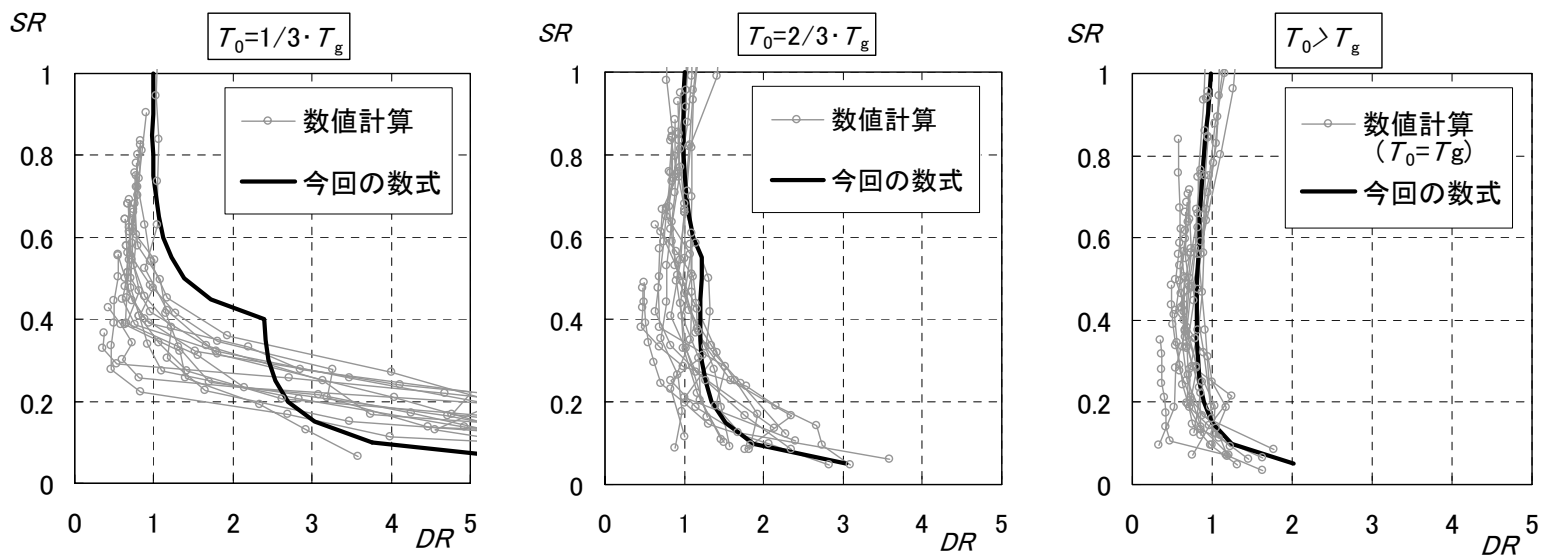


図-5 数値計算結果と解析値の強度比と応答変位比の関係の比較

造の方が鉄骨構造よりも硬いので、減衰が大きくなるとされている。このことは設計上考慮すべきであるが、ここでは、設計用応答スペクトルに減衰5%のものを用い、かつ加速度応答スペクトルにおいて短周期領域を頭打ちとすることでこの効果が暗黙的に含まれているものとして、別途考慮しないこととする。

弾塑性応答における等価粘性減衰は、前章では柴田の提案式¹⁷⁾としているが、これは鉄筋コンクリート構造を対象として定められているので、ここではこれを拡張した(14)式を用いる。

$$h_{eq} = \beta \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_0 \quad \dots \dots \dots (14)$$

ここで、 h_0 は弾性時の粘性減衰、 β は等価粘性減衰指数とし、構造種別により定める値である。この式は、 $\sqrt{\mu}$ の関数であり、基本的に戻り剛性が $\sqrt{\mu}$ に比例するときのものである。純ラーメン鉄骨構造のように戻り剛性が弾性剛性となるような場合には純粋な意味での等価粘性減衰式としては適応しない。実際、各種履歴モデルに対

する等価粘性減衰の算定式を導いた例¹⁹⁾や、バイリニアールモデルの数値計算結果から、周期域で分けた1次式で与えている例もある²⁰⁾。しかし、ある程度で頭打ちになる等価粘性減衰の傾向を表す式としては適用性が高いと考えられ、ここではこの式を用いるものとする。 β の値は、実験結果等と対応させて定めるべきであるが、ここでは以下の値を想定している。

- 0.01 せん断型鉄筋コンクリート構造
- 0.1 曲げせん断耐震壁有りフレーム構造
- 0.15 接合部スリップ型鉄筋コンクリート構造
- 0.2 純ラーメン鉄筋コンクリート構造
- 0.25 純ラーメン鉄骨構造

これらの値を用いた等価粘性減衰と塑性率の関係を、地動のなした仕事が等価ダッシュポットのなした仕事に等しいと言うエネルギーの釣り合いから求めた平均等価粘性減衰²¹⁾の数値計算結果と比較して図-6に示す。解析は1質点系応答解析とし、用いた地震動は、表-1に示したもののうち T_g の異なる3種の地震動記録、El Centro NS、

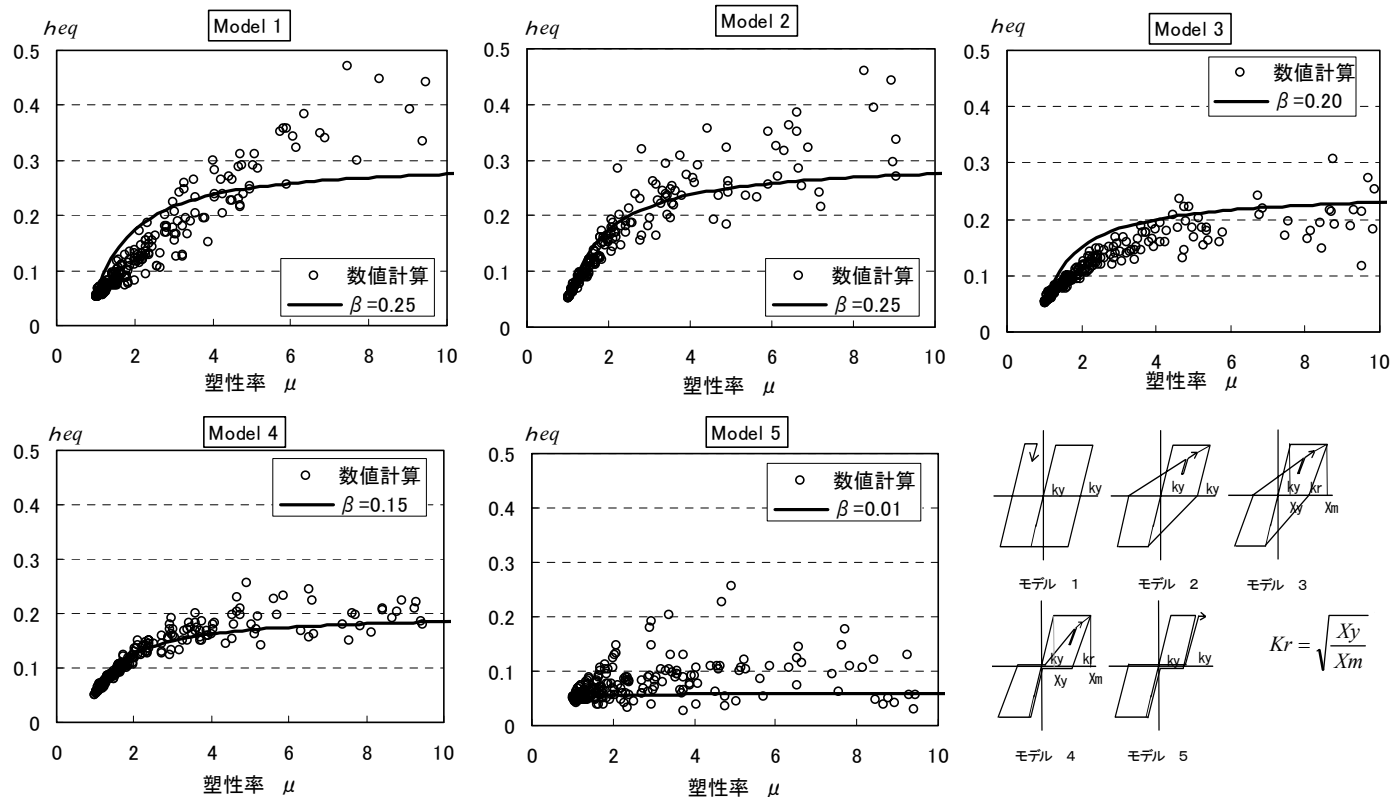


図-6 設定した等価粘性減衰と数値計算の平均等価粘性係数の比較

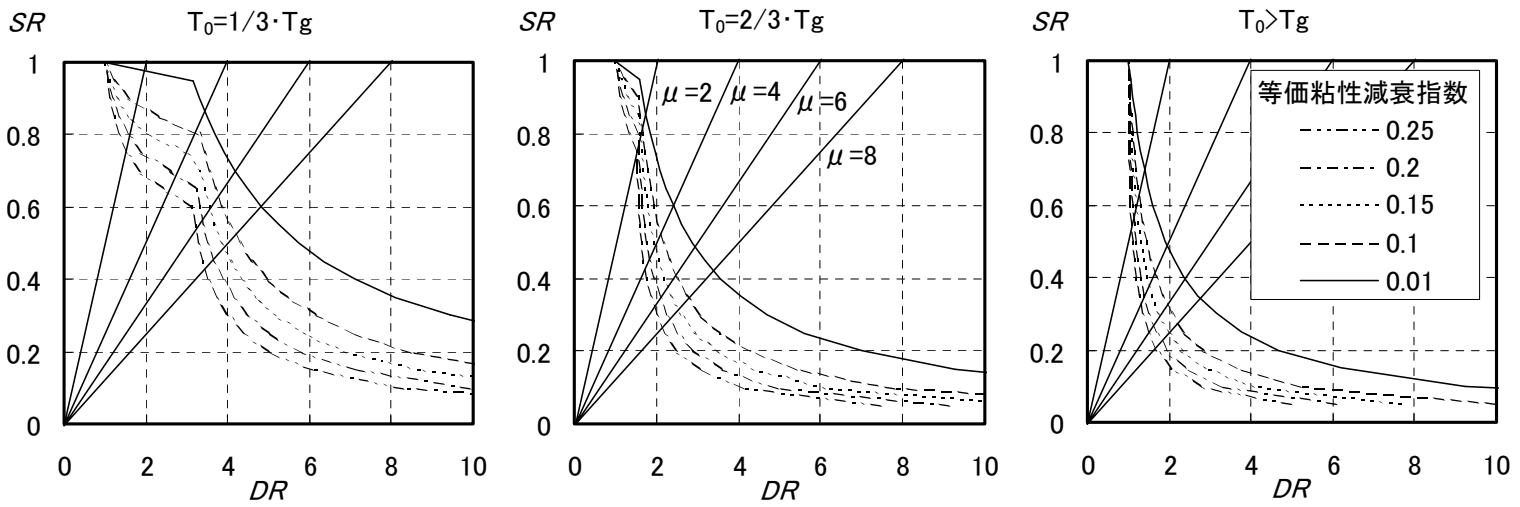


図-7 弾塑性応答推定値

Hachinohe EW、Sendai501 NS の3種とした。復元力特性は、図中に示した5種のバイリニアールモデルとし、第2勾配は弾性剛性の0.1%と5%の2種とした。初期周期は用いた地震動の特性周期 T_g に対し、1/3、2/3、1、2、3倍のものと5秒の計6種とした。耐力は、前章と同様に10段階に設定した。減衰は弾性時5%とし、瞬間剛性に比例させた。数値計算結果はばらつきが大きい、今回提案した等価粘性減衰定数はその傾向を表していると言えよう。

設計用応答スペクトルは、応答変位スペクトルが図-2の形状とし、減衰は前項より5%とする。等価粘性減衰が増加することによる応答スペクトルの変化は、文献²⁰⁾²²⁾より次式を使う。

$$\frac{S_D(h_{eq})}{S_D(0.05)} = \frac{2.25}{1.75 + 10h_{eq}} \quad \dots\dots\dots (15)$$

これに、 $h_0=0.05$ とした(14)式を代入すると、

$$\frac{S_D(h_{eq})}{S_D(0.05)} = \frac{9\sqrt{\mu}}{(9 + 40\beta)\sqrt{\mu} - 40\beta} \quad \dots\dots\dots (16)$$

2) 等価線形化法による弾塑性応答推定式

(4)式の変わりに(16)式を用いることにより、応答変位比 DR を求める(9)(11)(13)式はそれぞれ(17)(18)(19)式となる。

a) $T_0 > T_g, T_{ef} > T_g$

$$DR = \frac{(9 + 40\beta SR)^2}{SR(9 + 40\beta)^2} \quad \dots\dots\dots (17)$$

b) $T_0 < T_g, T_{ef} < T_g$

$$DR = \frac{SR(40\beta SR)^2}{(9SR + 40\beta SR - 9)^2} \quad \dots\dots\dots (18)$$

(18)式は極値を持ち、 $SR < 9/(9 + 40\beta)$ では意味を持たない。

c) $T_0 < T_g, T_{ef} > T_g$

$$DR = \frac{(9 + 40\beta SR)^2}{SR(9 + 40\beta)^2} \cdot \frac{1}{TR} \quad \dots\dots\dots (19)$$

$T_0 < T_g$ の時の SR は、(18)(19)式の最小側の包絡値となる。

3) 弾塑性応答値

これらの結果をまとめ、強度比 SR と応答変位比 DR の関係を、特性周期 T_g で無次元化した初期周期別に示したのが図-7である。周期の長い系のほうが等価粘性減衰の差による応答の差が少ない。また、前章で示した2%減衰の設計用応答スペクトルを用いたものに比べ $DR < 1$ となる応答変位一定則の成り立つ範囲が少ない。

4. 構造特性係数の評価

1) 構造特性係数の算定式

理想化されたバイリニアール系の復元力において塑性率は DR 、 SR の関数として(20)式で与えられる。

$$\mu = DR / SR \quad \dots\dots\dots (20)$$

図-7には、 $\mu=2, 4, 6, 8$ の関係が書き込まれている。この図における SR を、基準法における構造特性係数 D_s と読み替えれば、曲線との交点が、各等価粘性減衰係数に対応する特性を持つ構造物の初期周期が与えられたときに、その系の持つ変形能力(許容塑性率)に応じた D_s 値となる。

(17)(18)(19)式に(20)式を代入することにより SR を D_s と読み替えたときの構造特性係数 D_s が許容塑性率 μ 、等価粘性減衰指数 β 、周期比 TR の関数として次のように求められる。

a) $T_0 > T_g, T_{ef} > T_g$

表-2 応答変位に基づく構造特性係数 D_s

β	0.01				0.1				0.15				0.2				0.25			
	$TR \backslash \mu$	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6
≥ 1	0.7	0.49	0.4	0.34	0.63	0.41	0.32	0.27	0.59	0.38	0.29	0.25	0.56	0.35	0.27	0.22	0.53	0.32	0.25	0.21
0.7	0.84	0.59	0.48	0.41	0.79	0.51	0.4	0.34	0.77	0.47	0.36	0.31	0.74	0.44	0.34	0.28	0.72	0.41	0.31	0.26
0.3	0.99	0.91	0.74	0.64	0.88	0.82	0.67	0.56	0.84	0.75	0.64	0.52	0.79	0.69	0.61	0.49	0.75	0.64	0.58	0.46

$$D_s = \frac{360\beta + 9(9 + 40\beta)\sqrt{\mu}}{81\mu + 720\mu\beta - 1600\beta^2 + 1600\mu\beta^2} \dots\dots\dots(21)$$

b) $T_0 < T_g$ 、 $T_{ef} < T_g$

$$D_s = \frac{9\mu(9 + 40\beta) + 360\beta\sqrt{\mu}}{81\mu + 720\mu\beta - 1600\beta^2 + 1600\mu\beta^2} \dots\dots\dots(22)$$

c) $T_0 < T_g$ 、 $T_{ef} > T_g$

$$D_s = \frac{360\beta + 9(9 + 40\beta)\sqrt{\mu TR}}{81\mu TR + 720\mu\beta TR - 1600\beta^2 + 1600\mu\beta^2 TR} \dots\dots\dots(23)$$

$T_0 < T_g$ の時の D_s は、(22)(23)式のうち小さい方の値となる。これらは煩雑な式となっているが、実用上は表計算プログラムなどで

簡易に算定できるため、問題は少ないと考えられる。

2) 応答変位に基づく構造特性係数

周期比 TR 、変形能としての許容塑性率 μ 、エネルギー吸収能力としての等価粘性減衰指数 β をパラメータとして(21)(22)(23)式により求めた構造特性係数 D_s を表-2 に示す。現行の耐震基準で慣用されている値に比べ、応答変位一定領域となる $TR \geq 1.0$ で許容塑性率の大きい場合では小さめ、応答変位一定則の成り立たない $TR \leq 0.5$ では大き目の値になっている。

構造特性係数 D_s を、周期比 TR 、等価粘性減衰指数 β 、許容塑性率 μ をパラメータとして図示したのが、図-8~10 である。これらの図より、構造特性係数 D_s は各パラメータに対し以下の傾向のあることが認められる。

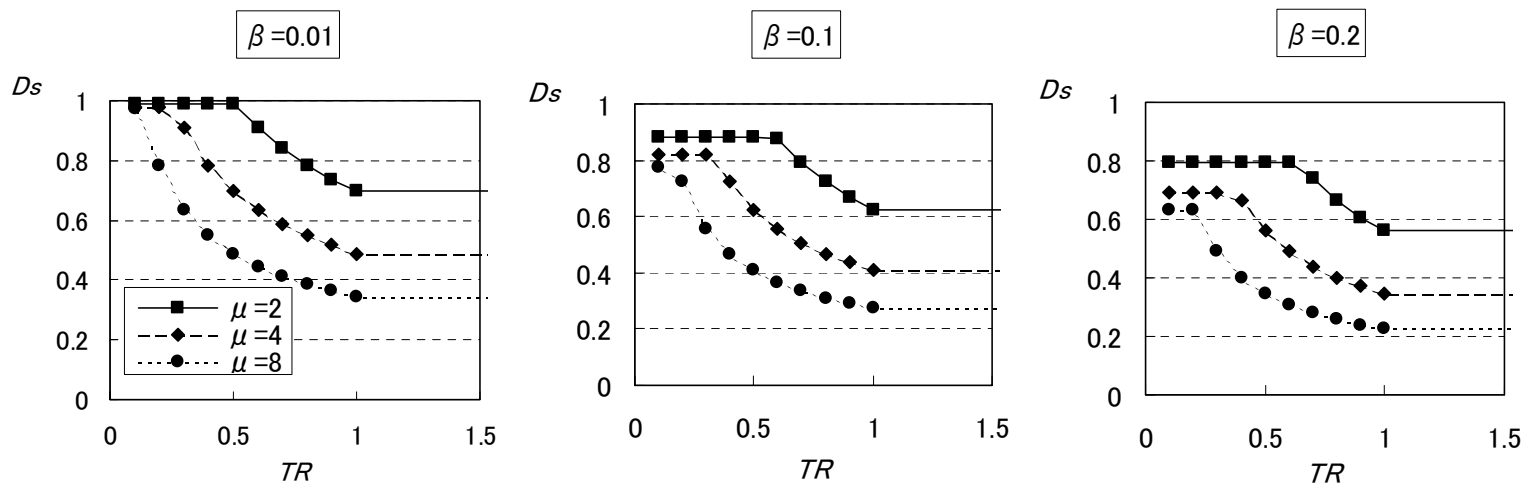


図-8 応答変位に基づく構造特性係数 D_s と周期比 TR の関係

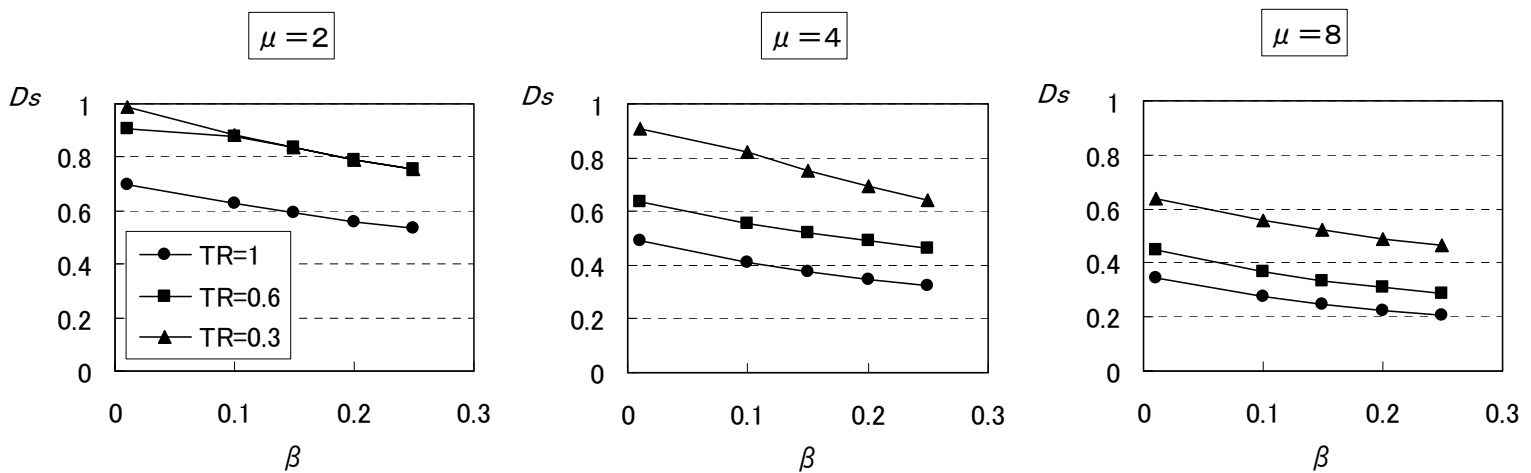


図-9 応答変位に基づく構造特性係数 D_s と等価粘性指数 β の関係

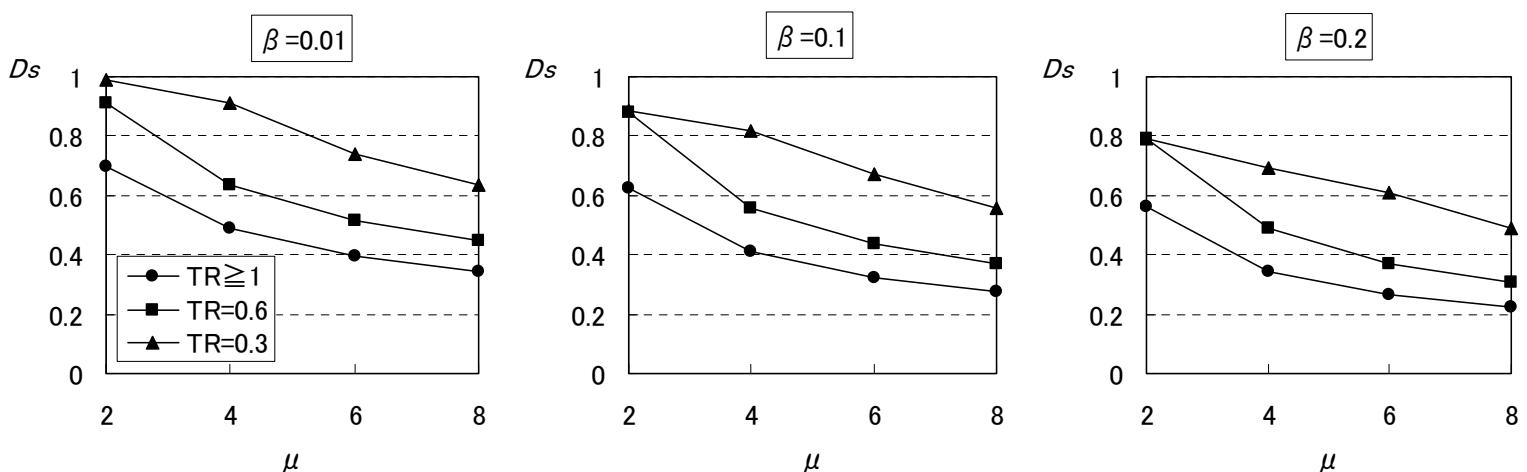


図-10 応答変位に基づく構造特性係数 D_s と許容塑性率 μ の関係

- 1) 周期比 TR の減少に伴い、上限はあるものの双曲線的に増大する。
- 2) 等価粘性指数 β の増大に伴い、ほぼ直線的に減少する。
- 3) 許容塑性率 μ の増大に伴い、ほぼ直線的、もしくは上限値を持った指数関数的に減少する。

これらの傾向を考慮して工学的判断により(21)~(23)式をより単純な形にすることも可能である。

3) 実構造物への適用

これまでの算定は、理想的なバイリニアアの復元力特性を持つ系に対するものである。鉄骨フレーム構造のようにおおむねバイリニアアの復元力特性を持つ系に対してはそのまま適用が可能であるが、鉄筋コンクリート構造のようにトリリニアアの復元力特性を示す系には直接適用できない。多層鉄筋コンクリート試験体の振動台実験結果をバイリニアアの復元力を持つ等価1質点系に置換して検討した結果²³⁾では、エネルギー的に等価なバイリニアア系とするため、初期周期を弾性剛性の1/2として評価し、最大応答変形の傾向がバイリニアアの復元力を持つモデルを用いて解析した結果と対応することが示されている。これより、エネルギー的に等価なバイリニアア系に置換することで実構造物に適用できると考えられる。

曲げ降伏型フレーム構造の鉄筋コンクリート構造の場合、図-11に示したように、降伏点剛性 K_y の初期剛性 K_0 に対する剛性低下率は0.4~0.25程度である²⁴⁾。エネルギー的に等価なバイリニアア系に置換したときの等価初期剛性 ${}_eK_0$ は初期剛性 K_0 の0.6~0.4倍となり、平均的に0.5倍とすると、等価な初期周期 ${}_eT_0$ は弾性周期 T_0 の $\sqrt{2}$ 倍となる。また、トリリニアア系での降伏点に対する塑性率は、バイリニアア系の見かけの塑性率 μ に対し $\mu/2$ となる。このことより、フレーム系の鉄筋コンクリート構造物においては、弾性周期を $\sqrt{2}$ 倍した等価初期周期 ${}_eT_0$ と、降伏点変位に対する許容塑性率 μ に対して2倍の等価許容塑性率 μ' を用いて構造特性係数 D_s を算定すれば良い。壁の多い構造物の場合には、降伏点剛性低下率が低いので、等価な初期周期の弾性周期に対する伸びが小さくなる。これらを適切に評価

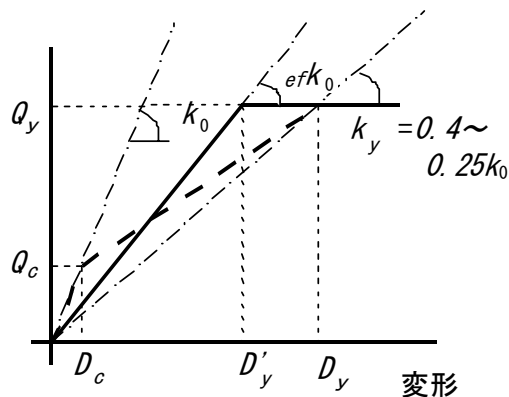


図-11 トリリニアアモデルの扱い

して同様に構造特性係数 D_s を算定すれば良いが、今後より詳細な検討が必要であろう。

5. 結論

本論では理想的なバイリニアアの復元力を持つ系に対し、与えられた設計用応答スペクトルに対して、等価線形化法を用いて弾塑性応答変位推定式を求め、その応答変位の推定値を用いて構造特性係数を定める方法を提案した。ここで求めた構造特性係数は以下の傾向のあることが認められた。

- 1) 周期比 TR の減少に伴い、上限はあるものの双曲線的に増大する。
- 2) 等価粘性指数 β の増大に伴い、ほぼ直線的に減少する。
- 3) 許容塑性率 μ の増大に伴い、ほぼ直線的、もしくは上限値を持った指数関数的に減少する。

また、本論の結果を鉄筋コンクリート造のようなトリリニアア型の復元力を持つ系に適用するための方策を示した。

参考文献

- 1) 島崎和司, 和田 章: 鉄筋コンクリート構造の地震時水平変位, 日本建築学会構造系論文報告集, No.444, pp.95~104, 1993
- 2) Bonacci, John Francis: Experiments to study seismic drift of reinforced concrete structures, Ph.D Thesis, University of Illinois, 1989
- 3) 島崎和司, 和田 章: 高層鉄筋コンクリート造建物の設計用ベースシア係数の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, No.458, pp.99~108, 1994
- 4) 島崎和司, 和田 章: 高層鉄筋コンクリート造建物の設計用せん断力分布の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, No.458, pp.89~98, 1994
- 5) 島崎和司, 和田章: 高層鉄筋コンクリートラーメン建物の応答変位に着目した断面設定法, 日本建築学会構造系論文報告集, No.466, pp.115~123, 1994
- 6) 島崎和司: 応答変位に基づく設計法の枠組の提案, 日本建築学会学術講演梗概集, B-1, pp.63~64, 1997
- 7) 緑川光正: 性能規定型の建築構造基準とは、建設省建築研究所平成9年度秋季講演会テキスト, pp.91~96, 1998
- 8) 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, 1997年
- 9) 日本建築学会: 免震構造設計指針(1989), pp.88~92, 1989
- 10) 長橋純男: 最大瞬間入力エネルギーによる地震動強さの評価、日本建築学会学術講演梗概集, B, pp.329~330, 1992
- 11) 矢花修一, 萩原豊, 石田勝彦: エネルギースペクトルを用いた履歴型非線形系の応答変位推定, 日本建築学会学術講演梗概集, B, pp.831~832, 1991
- 12) 中村友紀子, 壁谷沢寿海: 等価減衰を考慮したスペクトルによる応答の推定, 構造工学論文集, Vol.44B, pp.313~318, 1998
- 13) 衣笠秀行, 野村設郎, 狩野貴子: RC構造物のエネルギーに基づく設計法開発のための基礎研究、その2、設計限界変形 δD を保証する必要耐力 P_y , 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.755~756, 1995
- 14) 壁谷沢寿海: 最大塑性応答変位を支配する地震動パラメータ、活断層による地震と地震荷重, 1996年日本建築学会大会振動部門PD, pp.11~12, 1996
- 15) 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)、日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.587~588, 1986
- 16) 島崎和司: 等価線形化法を利用した応答変位の推定式と D_s の評価、日本建築学会学術講演梗概集, B-1, pp.71~72, 1998
- 17) 柴田明徳: 等価線形解析による非線形地震応答の解析に関する一考察、東北大学建築学報, 第16号, pp.27-39, 1975
- 18) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp.32-41, 1990
- 19) Otani, Shunsuke: Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, Journal of the Faculty of Engineering, pp.125-159, The University of Tokyo, 1981
- 20) 日本建築学会: 地震荷重-地震動の予測と建築物の応答, pp.129-140, 1992
- 21) 柴田明徳: 最新耐震構造解析、森北出版, pp.139-140, 1981
- 22) 荒川総一郎, 松島豊, 北川良和, 山崎裕, 川村壮一, 水野二十一: 公団住宅の入力評価に関する研究(その2-設計指針案の概要)、日本建築学会学術講演梗概集, B, pp.777~778, 1984
- 23) 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)、日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.23~24, 1985
- 24) 青山博之: 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