# 論文　等価１質点系及び多質点系モデルによる地震応答解析をもとに検証した靭性指標式

伊藤　嘉則[*1]・楠　浩一[*2]

**要旨**：3，7，11 層 RC 造建物を対象に模擬地震波を入力波とする地震応答解析を行い，応答結果（応答靭性指標値と応答塑性率の関係）と耐震診断基準で与えられている靭性指標式の関係を調べた。検証に先立ってはエネルギー一定則そのものが成立する割合（本論文では，応答結果が靭性指標式を超過するデータ数と定義）を調べたところ，等価 1 質点系モデルの 91%に対し多質点系モデルでは 59%まで低下していた。そうした結果に対して，多質点系モデルにおける各層の変形分布が靭性指標式の推定精度に与える影響を検証し，その傾向を定量的に把握するための回帰式を示した。

**キーワード**：靭性指標，多質点系せん断型モデル，地震応答解析，模擬地震波

## 1. はじめに

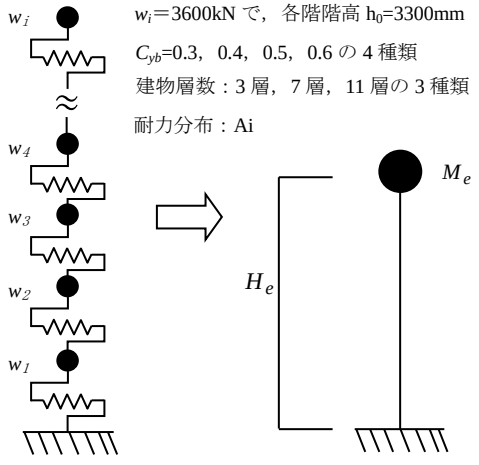
鉄筋コンクリート（以下，RC とする）造による既存建築物の耐震性能は文献 1)の耐震診断基準などで判定され，そのうちの 2 次診断では式(1)で示す靭性指標値（$F$ 値）によって建物の変形性能を評価することができる。

$$F = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\phi} \tag{1}$$

ここで，$\phi = 0.75(1 + 0.05\mu)$ で $\mu$ は塑性率

式(1)はNewmarkのエネルギー一定則が基本概念となっており，地震応答と関連づけた $F$ 値に関わる多くの研究もエネルギー一定則が成り立っていることを前提にしている。その際，1質点に縮約したモデルが用いられ，ピロティ建物などの弱層を有する層崩壊型建物を取り上げた例は幾つかあるものの[2), 3)]，多質点系モデルを用いてエネルギー一定則の妥当性を含めて検証した研究は多いとは言えないまま現在に至っている。多層骨組では相対的に弱い層の変形が大きくなるという特徴があり，特に2次診断で想定している柱降伏型は梁降伏型に比べてその傾向が顕著に現れる。したがって，地震入力エネルギーを1つの層で吸収すれば良い1質点系と異なり複数層で均等分配されるはずの地震入力エネルギーを弱層が多く負担することになるので，極端な層崩壊型の建物でなくても変形分布によってはエネルギー一定則が成立していないことが予測される。他方，近年の耐震設計では性能表示型が求められており，同設計法では応答値を精度良く評価する必要がある。そうした中，柱部材や梁部材のせん断強度 $Q_s$ と曲げ強度 $Q_m$ に関わる推定精度が再検証[4)]されていることなどを勘案すると，式(1)がエネルギー一定則を適合していないと $Q_s / Q_m$ の比をもとに判定する $F$ 値の信頼性も失われることになる。

以上の背景に対して，1質点系を前提に成立していたNewmarkのエネルギー一定則を基本概念とした耐震診断基準の靭性指標式において，多質点系モデルではそれがどの程度成立しているかの観点に立ち模擬地震波を入力波とする地震応答解析を行った。得られた応答結果については，応答値（応答靭性指標値と応答塑性率）と式(1)の関係に着目する。なお，本論文の最終目的は多質点系モデルに対する式(1)の推定精度を検証することにあるが，エネルギー一定則そのものが成立する割合（具体的には3章で示すが，応答結果が式(1)を超過するデータ数を表わしている）をはじめに調べた。その上で，各層の変形分布が式(1)の推定精度に与える影響を検証し，その傾向を定量的に把握するための検討結果を述べることとしている。




**図－1　多質点系及び等価１質点系せん断型モデル**

*1 建材試験センター中央試験所　構造グループ長代理　修士（工学）　(正会員)
*2 東京大学地震研究所　准教授　博士（工学）　(正会員)

## 2. 解析の概要

### 2.1 対象建物の条件

解析対象の建物は柱曲げ降伏が先行する純ラーメンRC造建物とし，3層，7層，11層の3種類を取り上げ，**図－1**に示す多質点系せん断型モデルを用いた。ただし，等価1質点系に縮約した場合についての検証も併せて行った。なお，11層建物は文献1)の適用範囲外である上，一般に中層建物では3次診断が必要となるケースも多いが，鉄骨鉄筋コンクリート造を対象とした耐震診断基準では高さ45mまでの建物が適用範囲であることを踏まえ検討対象に加えた意図がある。その際，既存建築物の中には高さ方向の重量分布などが不均一な建物が多数あることも想定されるが，本論文では最も単純な建物条件を採用している。具体的には，各層平面寸法として10m×30mを想定し，各層階高 $h_0$=3.3m 及び各層重量 $W_i$=3600kN（面積換算で12kN/m$^2$）を一定とした。

建物の骨格曲線は，**図－2**に示すひび割れ点及び降伏点（降伏変形角は全層で $R_{yi}$=1/150rad）から構成されるトリリニア型とする。各層のひび割れ耐力 $Q_{ci}$ はAi分布から求まる各層の降伏耐力 $Q_{yi}$ に対して $Q_{ci}=Q_{yi}/3$ を，各層ひび割れ時の剛性 $K_{ci}$ は各層降伏点時の等価剛性 $K_{yi}=Q_{yi}/\delta_{yi}$ に対して $K_{ci}=3K_{yi}$ とした。各層の降伏耐力 $Q_{yi}$ は式(2)より求めるが，式中の地域係数 $Z$ 及び振動特性係数 $R_t$ はともに1とし，1層の降伏せん断力係数 $C_{yb}$ を0.3，0.4，0.5，0.6とする4種類を設定した。

$$Q_{yi}=C_{yi}\cdot\Sigma W_i \tag{2}$$

$C_{yi}$ : i層の降伏せん断力係数で $C_{yi}=Z\cdot R_t\cdot A_i\cdot C_{yb}$

$\Sigma W_i$ : i層より上層階の建物重量合計値

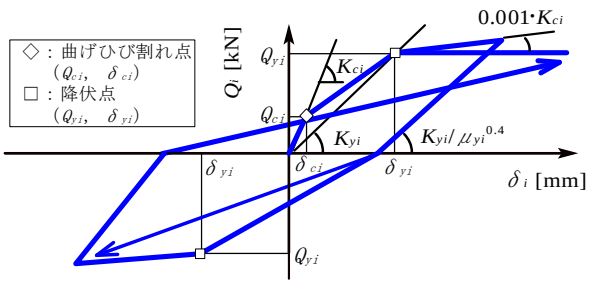
$A_i$ : $1+\left(1/\sqrt{\alpha_i}-\alpha_i\right)\cdot 2T/(1+3T)$

$T=0.02H$ で $H$ は建物高さ，$\alpha_i$ はi層以上の階の建物重量/建物総重量

等価1質点系への縮約は，各層階高 $h_0$ 及び質量 $m_0$ が一定なので1次の固有振動モードとして逆三角形分布を仮定すれば，等価高さ $H_e$ 及び等価質量 $M_e$ がそれぞれ

$$H_e=\frac{2N+1}{3N}\cdot H=\frac{2N+1}{3}\cdot h_0 \tag{3a}$$

$$M_e=\frac{1.5(N+1)}{(2N+1)}\cdot M=\frac{1.5N\cdot(N+1)}{(2N+1)}\cdot m_0 \tag{3b}$$




**図－2　解析に用いる復元力特性**

で与えられるので，降伏耐力 $Q_{yi}$ 及び降伏変位 $\delta_y$ をそれぞれ式(4a)及び式(4b)より求める。ここで，Nは建物層数，$g$ は重力加速度，$R_y$=1/150rad。また，ひび割れ耐力 $Q_c$ は $Q_y/3$ とする。

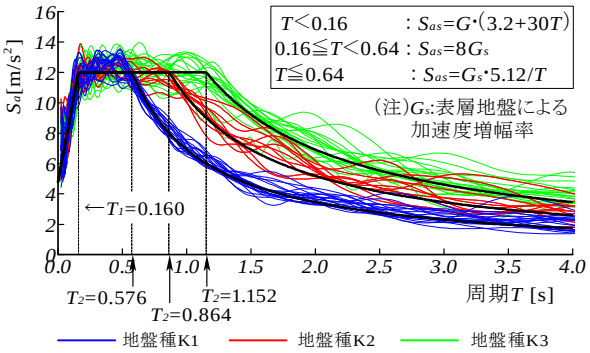
$$Q_y=C_y\cdot M_e\cdot g \tag{4a}$$

$$\delta_y=H_e\cdot R_y \tag{4b}$$

履歴則は剛性低下型とするが，降伏点に達するまでは原点指向型としている。降伏後の2次剛性は全層ともに初期剛性 $K_{ci}$ に対して0.001 $K_{ci}$ を，除荷時の剛性は除荷剛性低下指数を0.4とする $K_{yi}/\mu_{yi}^{0.4}$ とした。ここで，$\mu_{yi}$ は各層の塑性率である。数値積分はWilsonのθ法を用い，刻み時間は0.001秒とした。減衰は，初期減衰定数を5%（弾性応答解析を実施する際も5%とする）とする瞬間剛性比例型である。

### 2.2 入力に用いた模擬地震波

入力地震波は，**図－3**に示す平成12年建設省告示1461号で規定される減衰定数5%に対応する解放工学的基盤における加速度スペクトル[5]を目標に作成した模擬地震波とし，極めて稀に発生する地震動を対象とした。表層地盤による加速度増幅率は，第1種，第2種，第3種地盤の3種類（以下，それぞれ記号：K1，K2，K3）とし，簡略法の算定式を用いた。位相特性は乱数，包絡関数はJennings型，継続時間は60秒とした。これらは地盤種ごとに20波ずつとするが，ばらつきを有する波形として文献6)の解析の際に作成した地震波を用いている。**図－3**中には作成した模擬地震波の加速度応答スペクトルを，**表－1**には地盤種ごとに求めた告示スペクトルとの比に関する基本的統計値を示した。




**図－3　作成された合計60波の加速度応答スペクトル（極めて稀に起こる地震，減衰定数5%）**

**表－1　作成模擬地震波の基本的統計値**

| 範囲 | 項目 | 第1種 K1 | 第2種 K2 | 第3種 K3 |
|---|---|---|---|---|
| 0.01≦$T$≦4.0 | 平均値 | 1.01 | 1.02 | 1.02 |
| | 標準偏差 | 0.138 | 0.137 | 0.154 |
| | 変動係数 | 0.137 | 0.134 | 0.151 |

（注）解析対象建物の1次の固有周期は0.32s～0.77sの範囲にあり，統計値の算出は0.01～4.0s間（スペクトルの刻み時間は0.01s）を求めた。

## 3. 本論文の検討の進め方

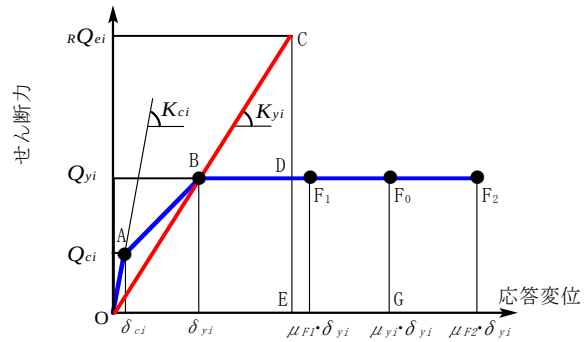
### 3.1 Newmark のエネルギー一定則について

**図－4(a)** の模式図で示す Newmark のエネルギー一定則は，弾性応答せん断力 ${}_R Q_{ei}$ と降伏耐力 $Q_{yi}$ の比から塑性変形量 $\mu_{yi}\cdot\delta_{yi}$ を評価できるという考えにある。したがって，式(1)の左辺を $F = {}_R Q_{ei} / Q_{yi}$ と置けば式(5)が得られる。なお，以下の記号において，左下添え字の R は地震応答解析から得られた値，右下添え字の i は i 層を表わす。

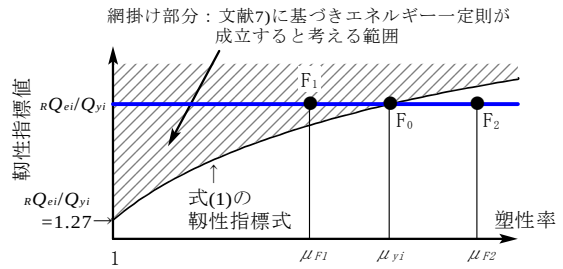
$$ {}_R\mu_{yi}\cdot\delta_{yi} = \frac{1}{2}\left[\left(\phi\cdot\frac{{}_R Q_{ei}}{Q_{yi}}\right)^2 + 1\right] \qquad (5) $$

${}_R\mu_{yi}$ ：i 層の応答塑性率，$\delta_{yi}$ ：i 層の降伏変位，
${}_R Q_{ei}$ ：i 層の弾性応答せん断力
$Q_{yi}$ ：i 層の降伏耐力

式(5)にもとづけば，設計で想定する塑性変形量が $\mu_{yi}\cdot\delta_{yi}$ のとき**図－4(a)** 中の△BCD の面積は□EDF₀G の面積と等しい。しかし，実際の地震外乱により生じた塑性変形量が $\mu_{F1}\cdot\delta_{yi}$（点 F₁）又は $\mu_{F2}\cdot\delta_{yi}$（点 F₂）に位置したときは式(5)が成立せず，応答変位を適切に把握できていないことになる。ただし，点 F₁ であれば設計で想定した変形量より小さい応答（$\mu_{F1}\cdot\delta_{yi} < \mu_{yi}\cdot\delta_{yi}$）なので安全側と判断できる一方で，点 F₂ では設計で想定する変形量を超過（$\mu_{F2}\cdot\delta_{yi} > \mu_{yi}\cdot\delta_{yi}$）したことになるので危険側の設計を行ったと考える。これらを靭性指標値と塑性率の関係で模式化したものが**図－4(b)** であり，同図をもとに 3.2 節で示す応答靭性指標値と必要靭性指標値によりエネルギー一定則の成立性を検証する。なお，前述の Newmark のエネルギー一定則は完全弾塑性型の骨格曲線が基本モデルとなっており，トリリニア型骨格曲線を取り扱うに当たって耐震診断基準では式(1)で示したように修正係数 $\phi$ が適用されている。これを工学的に考えると，**図－4(a)** における△OAB の面積により点 OBF₀ で構成される完全弾塑性型に比してエネルギー吸収が期待でき $\phi$ による $F$ 値の割り増しが行われていると解釈できる。これにより，本論文で式(1)を検討するに当たって弾性応答せん断力を求める際の弾性剛性も原点と降伏点を結ぶ等価剛性 $K_{yi}$ を用いて算定する。




(a) せん断力と応答変位の関係の概要




(b) 靭性指標値と塑性率の関係の概要

**図－4　Newmark のエネルギー一定則に関わる模式図**

### 3.2 エネルギー一定則の成立性の判断基準について

はじめに，弾塑性応答解析により各層の最大応答変位 ${}_R\delta_i$ を求める。${}_R\delta_i$ は正負絶対値のうち大きい方の値とし，${}_R\delta_i$ を当該層の降伏変位 $\delta_{yi}$ で除した値 ${}_R\delta_i / \delta_{yi}$ を応答塑性率 ${}_R\mu_{yi}$ と定義する。つぎに，弾性応答解析により弾性応答せん断力 ${}_R Q_{ei}$ を求め，当該層の降伏耐力 $Q_{yi}$ との比 ${}_R Q_{ei} / Q_{yi}$ を応答靭性指標値 ${}_R F_{yi}$ と定義する。

他方，応答解析から得られた ${}_R\mu_{yi}$ に対してエネルギー一定則を成立させるための必要弾性せん断力 ${}_{req}Q_{ei}$ は ${}_{req}Q_{ei} = Q_{yi}\cdot\sqrt{2\,{}_R\mu_{yi} - 1}\,/\,\phi$ より求めることができる。これを本論文では，${}_{req}Q_{ei} / Q_{yi}$ で表わした靭性指標値に換算（以下，必要靭性指標値 ${}_{req}F_i$ と定義する）して検討する。このとき，エネルギー一定則の成立性だけを考えるならば ${}_R F_{yi} = {}_{req}F_i$ となる必要があるが，元来[7]，式(1)は応答結果の下限を包絡（厳密には，文献 7)では $F$ 値の逆数を用いているので，この場合は応答結果の上位包絡となる）する形をもって構築された式であるので，その意味からは**図－4(b)** において ${}_R F_{yi}$ と ${}_R\mu_{yi}$ をもとにプロットされる応答結果は式(1)の上側にあれば良い。したがって，本論文におけるエネルギー一定則の成立性は，式(6a)及び式(6b)により判別する。なお，式(6a)のように応答結果（${}_R F_{yi}$ と ${}_R\mu_{yi}$ の関係）が式(1)を超過するデータ割合を以下，超過率と呼ぶ。

$$ {}_R F_{yi} \geqq {}_{req}F_i \quad \text{：エネルギー一定則が成立} \qquad (6a) $$

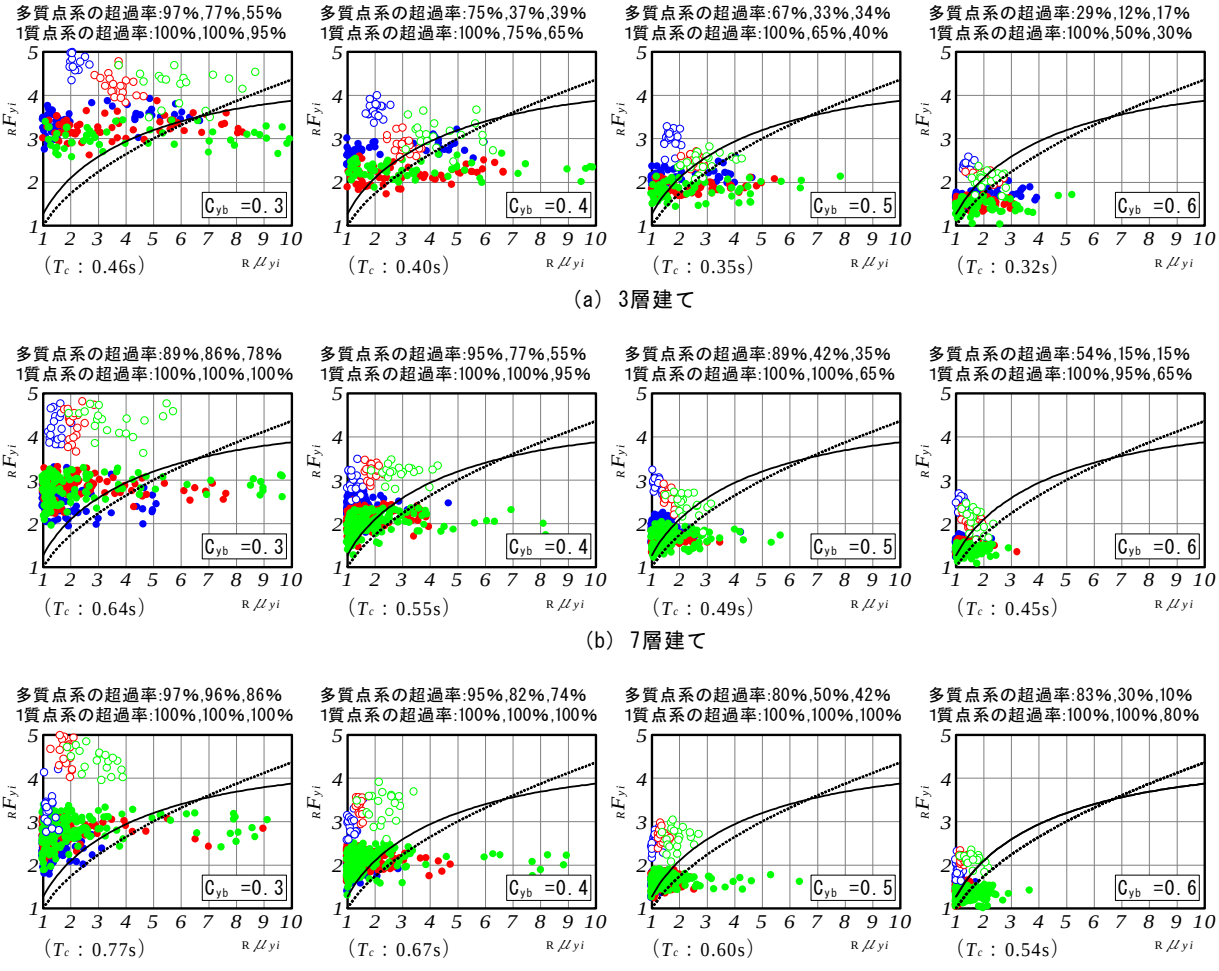
$$ {}_R F_{yi} < {}_{req}F_i \quad \text{：エネルギー一定則が不成立} \qquad (6b) $$

## 4. 解析結果（応答結果が靭性指標式を超過する割合）

**図－5** に，応答靭性指標値 ${}_R F_{yi}$ と応答塑性率 ${}_R\mu_{yi}$ の関係を示す。図は，等価 1 質点系及び多質点系モデルの結果を重ねてプロットしており，図中には式(1)の靭性指標式を黒実線で図示するとともに $\phi$ =1 による Newmark の原式も参考として黒点線で示してある。また，各図欄外には，超過率を地盤種 K1，K2，K3 の順に示した。

図において，凡例白抜きによる等価 1 質点系モデルの解析結果を見ると，多くは式(1)の上側にプロットされていた。その際，式(1)の下側にプロットされたデータも式(1)をわずかに下回る程度であった。地盤種及び建物層数などの違いを考慮せず全データから求めた超過率は

91%であり，Newmark の原式に修正係数 $\phi$ による割り増しをしてもエネルギー一定則が概ね成立していることが確認できた。しかしながら，凡例塗り潰しによる多質点系モデルを見ると，多くの応答結果は式(1)の下側にプロットされエネルギー一定則が成立していなかった。全データから求まる超過率についても，等価 1 質点系の 91%から 59%まで低下していた。**表－2** は，降伏せん断力係数 $C_{yb}$ の違いを考慮せずに建物層数及び地盤種ごとに取りまとめた超過率であり，参考として等価 1 質点系の結果も示してある。表より，地盤種が超過率に与える影響を見ると，建物層数の違いに関わらず地盤種 K1 の超過率が最も高く地盤種 K3 が最も低い値にあり，軟弱地盤になるにつれ超過率は低下する傾向にあった。これを定量的にまとめると，地盤種 K1, K2, K3 の順に 79%, 53%, 45%となる。ついで，建物層数の影響を見ると，超過率は地盤種の違いに関わらず 3 層建物が最も低く 11 層建物が最も高い値にあり，建物層数が高くなるにつれ超過率は増加する傾向にあった。これを定量的にまとめると，3 層，7 層，11 層の順に 48%，61%，69%となる。加えて，**表－3** に示すように建物層数及び地盤種の違いを考慮せず $C_{yb}$ ごとの超過率をまとめたところ，$C_{yb}$ が大きくなるにつれ超過率が低くなる傾向にあった。したがって，軟弱地盤に建つ短周期の建物ほど式(1)の超過率は低くなることが明らかとなった。なお，式(1)の下側にプロットされるデータの中には ${}_R\mu_{yi}$ が塑性率 5 を超える実用上あまり有効でない範囲の結果も含まれている。しかし，式(5)の概念からすれば ${}_R\mu_{yi}$ が大きくなればそれに伴い弾性応答せん断力も大きくなっているはずである。また，${}_R\mu_{yi}$ が 5 以下においても式(1)の下側にプロットされるデータが散見されることから，${}_R\mu_{yi}$ が大きいことだけが必ずしもエネルギー一定則を不成立にしている要因にはなっていない。いずれにしても本論文の検討はあくまでも各層の応答値（${}_RF_{yi}$ と ${}_R\mu_{yi}$ の関係）が**図－4**(b)中のどこにプロットされるかを調べることにあり，その結果をもとに式(1)の推定精度を調べる目的に対しては ${}_R\mu_{yi}$ に適用範囲を設けて検討する必要性はないと考えている。




（注）凡例塗り潰しは多質点系を，凡例白抜きは等価 1 質点系を示す。
（注）各図欄外の $T_c$ は，固有値解析から求めた1次の固有周期を表わす。

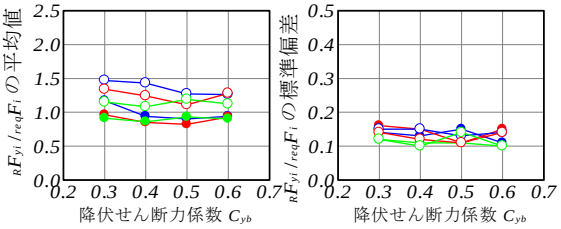
**図－5　応答靭性指標値 ${}_RF_{yi}$ と応答塑性率 ${}_R\mu_{yi}$ の関係**

表－2　超過率（建物層数及び地盤種の影響）

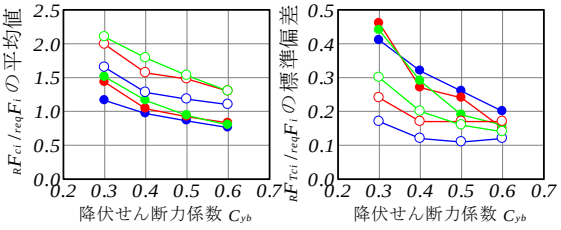
| 層数 | 地盤種K1 | | 地盤種K2 | | 地盤種K3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 等価1質点 | 多質点 | 等価1質点 | 多質点 | 等価1質点 | 多質点 |
| 3 | 100% | 67% | 73% | 40% | 58% | 36% |
| 7 | 100% | 82% | 99% | 55% | 81% | 46% |
| 11 | 100% | 89% | 100% | 64% | 95% | 53% |

表－3　超過率（$C_{yb}$の影響）

| モデル | $C_{yb}$=0.3 | $C_{yb}$=0.4 | $C_{yb}$=0.5 | $C_{yb}$=0.6 |
|---|---|---|---|---|
| 等価1質点 | 98% | 92% | 86% | 78% |
| 多質点 | 65% | 50% | 35% | 22% |



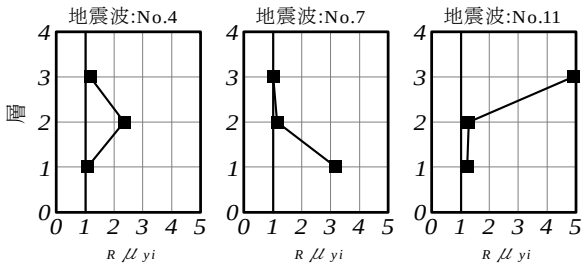

(a)弾性剛性を降伏点とした際の
弾性応答せん断力から得られた結果



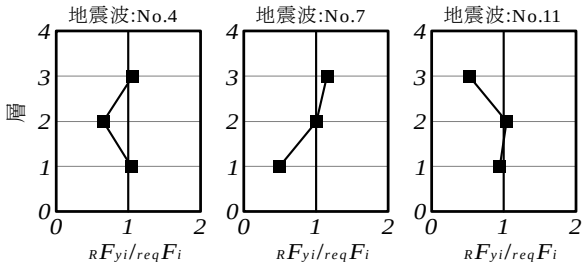

(b)弾性剛性をひび割れ点とした際の
弾性応答せん断力から得られた結果

（注）凡例塗り潰し：多質点系モデル
凡例白抜き：等価１質点系モデル
●：3層建物，●：7層建物，●：11層建物

図－6　$_RF_{yi}/_{req}F_i$ 及び $_RF_{ci}/_{req}F_i$ の比に関する基本的統計値と $C_{yb}$ の関係




(a) $_R\mu_{yi}$の高さ方向分布




(b) $_RF_{yi}/_{req}F_i$の高さ方向分布

図－7　各層応答塑性率及び $_RF_{yi}/_{req}F_i$ の高さ分布
（3 層建物，$C_{yb}$=0.6，地盤種 K3 による代表例）

## 5. 式(1)の推定精度

### 5.1 $_RF_{yi}/_{req}F_i$ に関わる基本的統計値

本章では式(1)の推定精度を検証するが，応答靭性指標値と必要靭性指標値の比で表わされる $_RF_{yi}/_{req}F_i$ が推定精度を表わす一つの尺度となる。なお，文献 1)の解説中には弾性応答せん断力を求める際の弾性剛性としてひび割れ点時の剛性 $K_{ci}$ を用いた解析結果が示されている。弾性剛性の採り方については文献 1)の初期の制定（1978 年版）を含め明確なことが言及されておらず曖昧になっている。そこで，弾性剛性をひび割れ点とした場合の弾性応答せん断力（これにより得られる応答靭性指標値を記号 $_RF_{ci}$ とする）も求め，$_RF_{yi}$ との比較を含めて検証する。

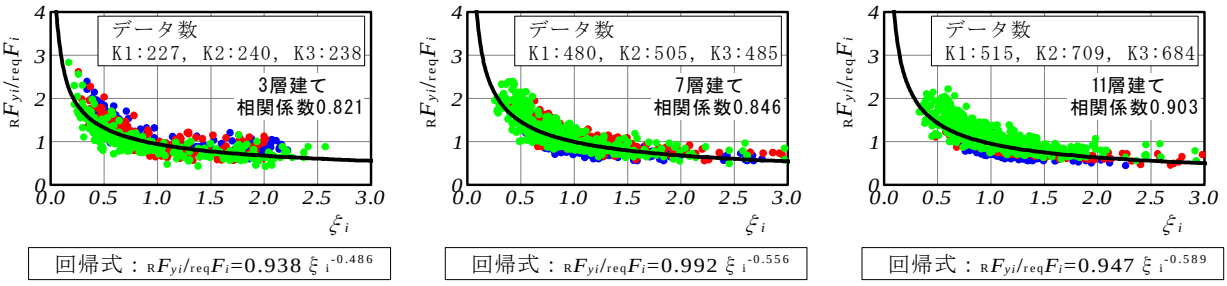
**図－6(a)** 及び**図－6(b)** に $_RF_{yi}/_{req}F_i$ 及び $_RF_{ci}/_{req}F_i$ に関する平均値及び標準偏差を，建物層数をパラメタに降伏せん断力係数 $C_{yb}$ との関係で図示した。図より，全体を通して見ると，**図－6(a)** 及び**図－6(b)** ともに等価 1 質点系モデルの方が多質点系モデルより平均値が高い傾向にある。そうした中，多質点系モデルに着目すると，全体的な平均値は $_RF_{ci}/_{req}F_i$ の方が $_RF_{yi}/_{req}F_i$ より高い傾向にあるが，$_RF_{yi}/_{req}F_i$ の平均値は 1.0 に近く，$C_{yb}$ による差もなく，標準偏差で判断されるばらつきも少ない傾向にあった。したがって，推定精度なる観点からは $_RF_{yi}$ を用いて靭性指標値を表わした方が式(1)との適合性は高いと言える。なお，**図－4(a)** によれば，弾性剛性をひび割れ点としたときの降伏変位は $Q_{yi}/K_{ci}$ で与えられるので，式(1)で想定している降伏変位の考え方と異なる。それゆえ，式(1)に対してはひび割れ点を弾性剛性と取り扱う手法は工学的にも説明できず，耐震診断基準で与えられている靭性指標式に限っては降伏点時の等価剛性を弾性剛性としてみなすことの方が適切と考える。

### 5.2 $_RF_{yi}/_{req}F_i$ と変形集中度の関係

5.1 節の結果より $_RF_{yi}/_{req}F_i$ に着目し，多質点系モデルにおける各層変形分布との関係を含めた検討を行う。

**図－7(a)** は，地盤種 K3 における代表地震波 3 波による一例で示した応答塑性率 $_R\mu_{yi}$ の高さ分布であり，3 層建物，$C_{yb}$=0.6 のケースを取り上げている。図において，同じ地盤種 K3 でもばらつきを含めて作成した模擬地震波に対して変形分布は様々にあり，同一建物条件であっても変形が集中する層が各々異なっている。具体的には，地震波 No.4 では中間層，No.7 では最下層，No.11 では最上層に，それぞれ変形が集中している。

ついで，**図－7(b)** には**図－7(a)** に対応する $_RF_{yi}/_{req}F_i$ の高さ分布を図示した。図より，$_RF_{yi}/_{req}F_i$ が 1 以下となるデータの多くは変形が集中した層であることが伺える。その際，変形集中度の度合いによって $_RF_{yi}/_{req}F_i$ も異なる値にある。そこで，$_R\mu_{yi}$ の全層合計値に対する比（以下，変形集中度：$\xi_i$ とする）を式(7)より求め，$_RF_{yi}/_{req}F_i$ と $\xi_i$ の関係を調べた。ここで，N は建物層数。




図－8　$_{R}F_{yi}/_{req}F_{i}$ と式(7)による変形集中度 $\xi_i$ の関係

$$\xi_i = \frac{{}_R\mu_{yi}}{\sum_{i=1}^{N} {}_R\mu_{yi}} \cdot N \qquad (7)$$

図－8は，${}_R F_{yi} / {}_{req} F_i$ と $\xi_i$ の関係について，建物層数ごとに図示したものであり，$C_{yb}$ による区別はしていない。なお，この図で塑性率が 1 以下は検討から除外される。図中の横軸 $\xi_i$ =1.0 は全層にわたり変形が均等分布，$\xi_i$ が大きくなるほど変形が特定層に集中することを意味するが，いずれも $\xi_i$ の増大とともに ${}_R F_{yi} / {}_{req} F_i$ が双曲的に小さくなっている。その際，地盤種の違いも見られず，建物層数ごとに求めた曲線回帰式も建物層数による差がなく相関係数も 0.82 以上あった。そこで，地盤種及び建物層数を区別せずに全データに対して曲線回帰式を求めたところ式(8)が得られた。同式を用いることで，式(7)による変形集中度が式(1)の推定精度に与える影響を簡易に把握することができる。

$$ {}_R F_{yi} / {}_{req} F_i = 0.95\xi^{-0.5} \qquad (8)$$

## 6. まとめ

1 質点系モデルを前提に成立していたエネルギー一定則を基本概念とした耐震診断基準の靭性指標式において，多質点系モデルではそれがどの程度成立しているかの観点に立ち，模擬地震波を入力波とする地震応答解析を行った。その結果，以下の知見が得られた。

(1)　等価 1 質点系の応答値（応答靭性指標値と応答塑性率）が式(1)を超過する割合は 91%あったのに対し，多質点系では 59%まで低下していた。

(2)　本論文では，弾性応答せん断力を求める際の弾性剛性は原点と降伏点を結ぶ等価剛性とした。他方，比較検証として原点とひび割れ点時の剛性を弾性剛性とした場合の弾性応答せん断力も求めた。その結果，降伏点時の等価剛性から求まる弾性応答せん断力を用いて応答靭性指標値を把握したときの方が，式(1)の推定精度は高い傾向にあることが明らかとなった。

(3)　式(1)の推定精度を表わす 1 つの尺度として応答靭性指標値と必要靭性指標値の比 ${}_R F_{yi} / {}_{req} F_i$ を取り上げ，各層変形分布との関係を調べた。その結果，変形がより集中する層において ${}_R F_{yi} / {}_{req} F_i$ が小さくなる傾向にあり，その傾向を定量的に把握できる回帰式として式(8)を示した。

## 参考文献


1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針･同解説，2001

2) 郷戸康生，高柳友喜，岡田恒男：RC 造建物の高さ方向における強度・靭性の不連続性が耐震性能に与える影響（その 1 及びその 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.273-276，2000

3) 高田瑞恵，川瀬喬久，石川慎也，市之瀬敏勝：1 層を弱層とする多層 RC 建物の耐震診断，日本建築学会東海支部研究報告集，第 50 号，pp.169-172，2012.2

4) 田才晃，楠浩一，向井智久，福山洋，他：RC 部材性能の評価精度を検証可能な実験データベースの構築と検証結果（その 1～その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.563-570，2014

5) 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所・日本建築行政会議監修：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015

6) 伊藤嘉則，五十田博：表層地盤の増幅特性係数を考慮して作成した模擬地震波の地震動指標と 6 階建て鉄筋コンクリート造建築物の最大応答変位との関係，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.715-720，2015

7) 梅村魁，岡田恒男，大森信次，宮沢正躬：中低層 RC フレーム構造に要求される保有耐力と保有塑性率，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1871-1872，1977