

正会員 山田 稔 (神戸大学)  
 正会員 ○ 河村 廣 (神戸大学)

1. 序

地震動特性とRC耐震要素(曲げ降伏型柱:LC型と剪断崩壊型耐震壁:SW型)の履歴面積疲労崩壊特性とを有限共振原理で結合させ、限界地震マグニチュード・震源距離関係や変形振幅、崩壊時間等の解析法と計算例を示し、RC建物の耐震設計上の諸原則を明らかにすることが本論の目的である。内容としては、筆者らの既報文献<sup>1)2)</sup>の延長線上にある。

2. 有限共振原理

筆者らが過去に提唱した共振原理は<sup>3)</sup>等価粘性減衰定数 $h_e$ が小の場合、応答を過大評価することになるので、 $h_e \rightarrow 0$ の場合との連続性を考慮したより一般的な有限共振原理をここでは導入する<sup>4)</sup>。

本原理は、共振状態が有限波数 $N_w$ だけ過渡的に継続するものと考え、地動振幅に対する系の共振応答倍率 $\beta$ を

$$\beta = (1 - e^{-2\pi h_e N_w}) / 2h_e \quad \text{--- (1)}$$

で表わすものである。尚ここでは、 $N_w = 1.5$ とおいた式(2)及び、その代数式への近似式(3)を用いることとする。

$$\beta = (1 - e^{-3\pi h_e}) / 2h_e \quad \text{--- (2)}$$

$$\beta = \frac{0.6}{h_e + \frac{0.4}{\pi}} \quad \text{--- (3)}$$

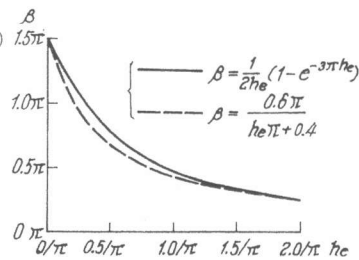


図-1 共振応答倍率の近似化

式(2)、(3)の比較を図-1に、式(2)と粘弾性系のEl Centro波応答スペクトル<sup>5)6)</sup>との比較を図-3に示す。

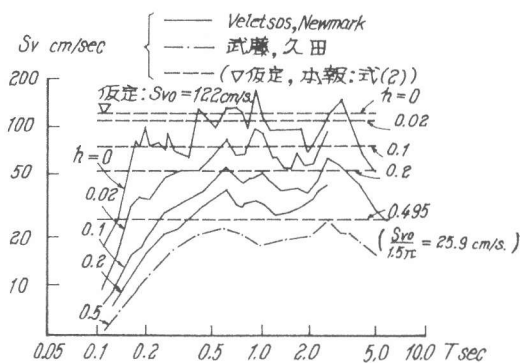


図-2 応答スペクトルの比較

3. 地震動特性

地震動の速度振幅と周期の関係を図-3の如く考える。<sup>2)7)</sup>

折点周期 $T_G, T_{0m}$ は各々地盤の卓越周期、震源卓越周期であり、各々の区間において、加速度振幅 $\alpha_0$ 、速度

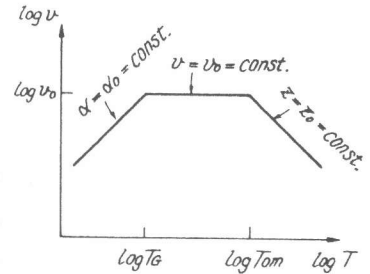


図-3 理想化地震動特性

振幅 $v_0$ 、変位振幅 $z_0$ を一定とする。 $\alpha_0, v_0, z_0$ は、有限共振原理により、式(2)で $\beta = 1$ を与える $h_e$ 、即ち $h$ (0.495故に約0.5)を有する粘弾性系の応答スペクトルとも見做せる。一方、我国では地震のマグニチュード $M$ を坪井式<sup>8)</sup>で決めており、当式での最大変位振幅を図-3の $z_0$ と等置し、更に、気象庁の調査結果<sup>9)</sup>を参照して $z_0$ が全国平均値の $T_G/0.3$ 倍大きくなるものとしよう。<sup>2)</sup>その結果、 $z_0$ (cm)は、 $M$ と震源距離 $\Delta$ (km)と $T_G$ によって、

$$\log z_0 = M - 1.73 \log \Delta - 3.17 + \log(T_G/0.3) \quad \text{--- (4)}$$

で表わされる。更に、震源卓越周期 $T_{0m}$ は、大凡、

$$\log T_{0m} = aM + b \quad \text{--- (5)}$$

で表わされることがわかっており、図-3、式(4)(5)より

$$\log v_0 = (1-a)M - 1.73 \log \Delta - b + \log T_G - 1.85 \quad \text{--- (6)}$$

$$\log \alpha_0 = (1-a)M - 1.73 \log \Delta - b - 1.05 \quad \text{--- (7)}$$

で、 $v_0, \alpha_0$ が与えられる。ここで、 $a=0.5, b=-2.91$ とおき、河角式 $I = 2 \log \alpha_0 + 0.694$ <sup>10)</sup>

で震度 $I$ を過去の地震<sup>16)</sup>について求め比較すれば図-4の如くなる。

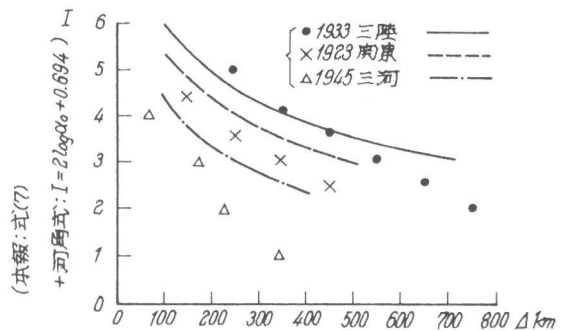


図-4 震度階・震央距離関係の比較

又、有限共振原理では、地震主要動の継続時間中、1セット波数 \$Nw\$ の共振状態が間断なく繰返されると考えるので、継続時間 \$t\_0\$ を定量化する必要がある。ここでは、\$M\$ によって  $\log t_0 = 0.5M - 2.28$  (8) で与えられるとする。

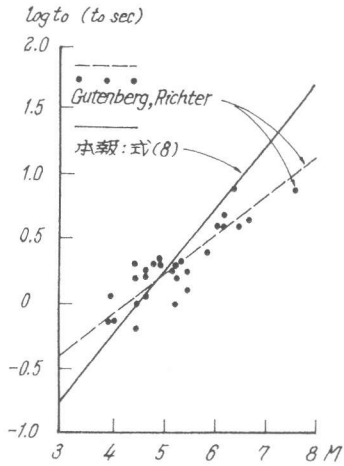


図-5 地震継続時間・M関係

Gutenberg, Richterらの観測値、提案式と比較すれば、<sup>11)</sup> 図-5の如くなる。

#### 4 有限共振応答式

筆者ら提唱による共振容量を用い、<sup>2)12)</sup> 有限共振原理を適用すれば、\$C\_{RA}\$、\$C\_{RV}\$ を共振加速度、速度容量として、

$$m\alpha_0 = C_{RA} / (1 - e^{-3\pi he})^{-0.9}; \sqrt{m} v_0 = C_{RV} / (1 - e^{-3\pi he})^{-0.9}$$

の有限共振応答式を得るが、\$he\$ が一定とは限らず、近似式(3)を用いることとし、\$he\$ の定義式を代入して、

$$m\alpha_0 = \frac{1}{1.2\pi} \cdot \frac{A}{\delta a} + 0.2123 Q_a (=C'_{RA}) \quad (11)$$

$$\sqrt{m} v_0 = \frac{1}{1.2\pi} \cdot \frac{A}{\sqrt{Q_a \delta a}} + 0.2123 \sqrt{Q_a \delta a} (=C'_{RV}) \quad (12)$$

の有限共振応答式を得ることができる。但し、\$A\$ は履歴面積、\$Q\_a\$、\$\delta a\$ は荷重及び変形の振幅を表わす(図-6参)。

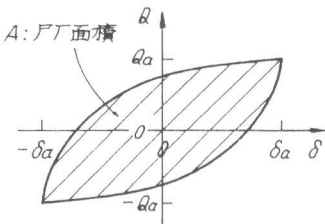


図-6 荷重・変形履歴ループ

\$C'\_{RA}\$、\$C'\_{RV}\$ は、有限共振加速度、速度容量とも称すべき物理量となる。

更に、式(9)、(10)、(11)、(12)に図-3、式(6)(7)の地震動特性を関係させれば構造物の応答性状が解析可能となり、構造物の疲労崩壊特性と式(8)の地震継続時間とを併せ考えれば、最終的に、限界地震 \$M\_{cr} - d\_{cr}\$ 関係を求めることができるのである。<sup>1)2)</sup>

#### 5 構造物の履歴面積疲労崩壊特性

##### 5-1 曲げ降伏型柱：LC型要素

LC型要素については既に詳述してあるので、<sup>13)</sup> ここでは結果のみを示す。図-7は断面及び応力分布を、図8.9は \$M-\Phi\$、\$Q-\delta\$ の各履歴特性を示す。破線は Bauschinger 効果を考慮して剛性を低下させたものである。降伏時の \$M\_y\$、\$\Phi\_y\$、\$Q\_y\$、\$\delta\_y\$ は、

$$\frac{M_y}{F_c b d^2} = \left\{ \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{N}{F_c b D} \right) \frac{N}{F_c b D} + \beta_{sp} (1 - dc_1 - dt_1) \right\} \quad (13)$$

$$D \Phi_y = 2 s \epsilon_y / (1 - dc_1 - dt_1) \quad (14)$$

$$Q_y / F_c b D = 2 (M_y / F_c b D^2) / (H/D) \quad (15)$$

$$\delta_y = \frac{1}{6} D \Phi_y (H/D) H \quad (16)$$

スリップ時の \$M\_s\$、\$Q\_s\$

$$\frac{M_s}{F_c b D^2} = (1 - K') \beta_{sp} (1 - dc_1 - dt_1) / 2 \quad (17)$$

$$\text{但し } N / F_c b D = (1 + K') \beta_{sp} \quad (18)$$

$$Q_s / F_c b D = 2 (M_s / F_c b D^2) / (H/D) \quad (19)$$

で与えられる。ここに \$\beta\_{sp}\$ は次式で与えられる。

$$\beta_{sp} = (s \sigma_y / F_c) / (a / b D) \quad (20)$$

等価粘性減衰定数 \$he\$、共振加速度容量 \$C\_{RA}\$ は、

$$he = \frac{5+9s}{8\pi} \left( 1 - \frac{1}{\mu_a} \right) \quad (21)$$

$$C_{RA} = 2 Q_y he \quad (22)$$

$$\text{但し、 } s = Q_s / Q_y \quad (23), \quad \mu_a = \delta_a / \delta_y \quad (24)$$

となる。

疲労崩壊特性は、図-10の如く次式で与えられる。

$$\frac{4 \times 10^{-8}}{1 - \frac{1}{8} \log N_B} \cdot \frac{N}{F_c b D} - dc_1 = D \Phi_a \quad (25)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{H \frac{1}{2} D (\Phi_a - \Phi_y)}{\delta_y} (= \delta_a / \delta_y) \quad (26)$$

(担し、ヒンジ領域 = \$\frac{1}{2} D\$ とする)

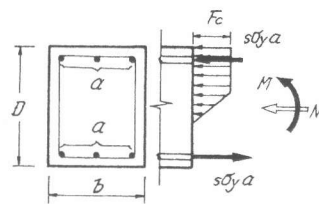


図-7 断面と応力分布

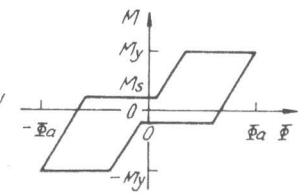


図-8 \$M-\Phi\$履歴特性

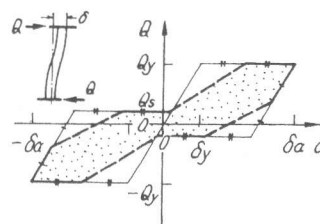


図-9 \$Q-\delta\$履歴特性

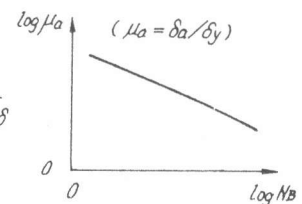


図-10 \$\mu\_a - N\_B\$ 関係

##### 5-2 耐震壁：SW型要素

SW型要素の一方向荷重変形関係は、図-11.12の如く次式で与えられる。<sup>14)</sup>

$$Q_y = \frac{1}{2} F_c L t \sin \theta \cos \theta \quad (27)$$

$$\delta_y = 2 \times 10^{-3} L / \cos^2 \theta \quad (28)$$

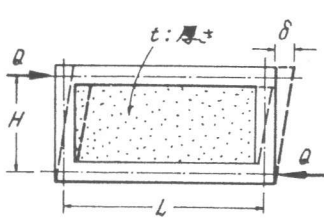


図-11 RC耐震壁

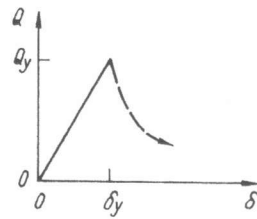


図-12 Q・delta関係

繰返し載荷の場合、漸増変形振幅であればピーク値が図-12のQ・delta関係上を辿るものとし、delta\_yで崩壊が生じる限界変形型の疲労崩壊特性を有するものとする。

履歴面積特性は、スリップ性とOverlap性を考慮し、iサイクル目について(図-13参)

$$S_i = \frac{1}{2} S_{i-1} + (\xi_i^2 - \xi_{i-1}^2) \quad (13)$$

とおくことができる。本式を展開すれば、

$$S_i = \xi_i^2 - \frac{i-1}{2k} \left( \frac{\xi_i^2 - k}{2k} \right) \quad (14)$$

となるが、iが小の場合と大の場合に各々次式の如く近似化できる。(但し、 $S_i = A_i / Q_y \delta y$ ,  $\xi_i = \delta_i / \delta y$ )

$$i : \text{小} \quad S_i = \xi_i^2 - \frac{1}{2} \xi_{i-1}^2 \quad (15)$$

$$i : \text{大} \quad S_i = \xi_i^2 - \xi_{i-2}^2 \quad (16)$$

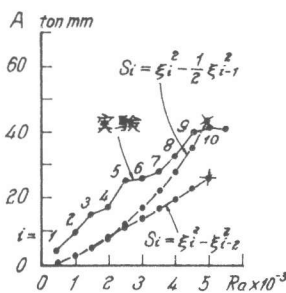


図-14 履歴面積比較(DR=0.0005)

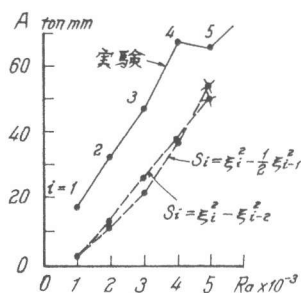


図-15 履歴面積比較(DR=0.001)

図-14, 15の如く定ピッチ漸増変位振幅時の実験結果<sup>15)</sup>と比較対照すれば、式(15)は、 $i \leq 5$ 、式(16)は $i \geq 10$ において有効と見做せよう。

## 6. 限界地震Mer-dcr関係, 応答変位振幅, 崩壊時間

### 6-1 解析方法

LC型要素については、NBをパラメトリックに選定することにより、式(13)より応答変位振幅、又、等価線形固有周期のNB倍として崩壊時間、更に、式(14), (15), (16)又は(17)又は(18), 式(9)等を用いて限界地震Mer-dcr関係を求めることができる。

SW型要素については、式(14), (15)を式(14)に代入

し、前者については $\xi_i = (\sqrt{2}\xi_i + \xi_{i-1}) / (\sqrt{2} + 1)$ 、後者については、 $\xi_i = (\xi_i + \xi_{i-2}) / 2$ の近似化を施せば、 $i \leq 5$ 、 $i \geq 10$ の各々の場合について、

$$\xi_i = 2.899(C'_{RA}/Q_y)(1 - 0.4814^i) \quad (17)$$

$$\xi_i = 4.713(C'_{RA}/Q_y)(1 - 0.8452^i) \quad (18)$$

を得る。 $\xi_i = 1$ が崩壊条件であるから、その時のi即ちNBをパラメーターとして、LC型要素と同様に、崩壊時間、応答変位振幅、そして、限界地震Mer-dcr関係を求めることができる。

### 6-2 計算例

LC型要素を、

図-16, 17の如く仮定し、素材について

は、 $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,

$\sigma_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$ ,  $s_e y$

$= 1.75\%$ とおく。軸圧Nは地震重量Wでもあり、

$N = W = 120 \text{ ton}$ を想定すると、降伏震度 $k_y (= Q_y / W)$ は0.275となる。

SW型要素は、図

-18の如く仮定し、

コンクリートはI.C型要素と同じ、壁筋

の存在は無視する。

地震重量Wは、1,833 ton,

916 ton, 458 tonの3種を想定し、 $k_y$ を0.275, 0.55, 1.10とする。

LC型, SW型各々について限界地震Mer-dcr関係を図示したのが図-19である。図中 $T_g \geq$ とあるのは、 $T_g$ が等価固有周期より大の場合で、有限共振加速度容量を制御因子として求めたことを意味し、LC型で $T_g = 0.5 \text{ sec}$ とあるのは、有限共振速度容量式により算出したものである。

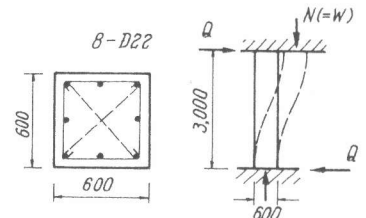


図-16 柱断面

図-17 柱部材

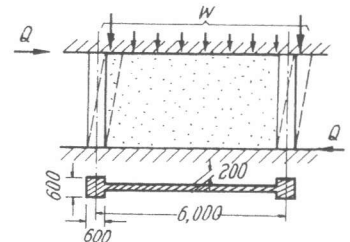


図-18 RC耐震壁

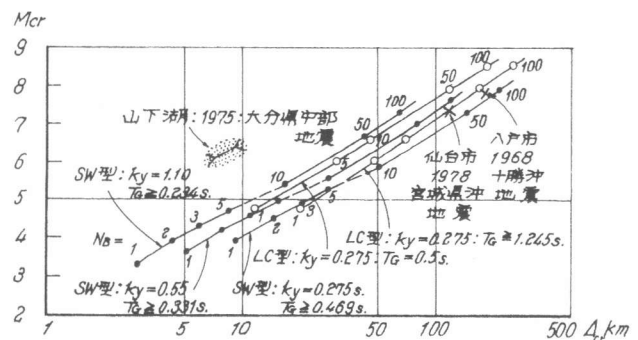


図-19 限界地震Mer-dcr関係

LC型 ( $k_y = 0.275$ )、SW型 ( $k_y = 0.55$ )の変位振幅  $\delta a$  と崩壊時間  $t_b$  の関係 (✕印) とそれに到る過程を、サイクル数をパラメーターとして図-20に示す。

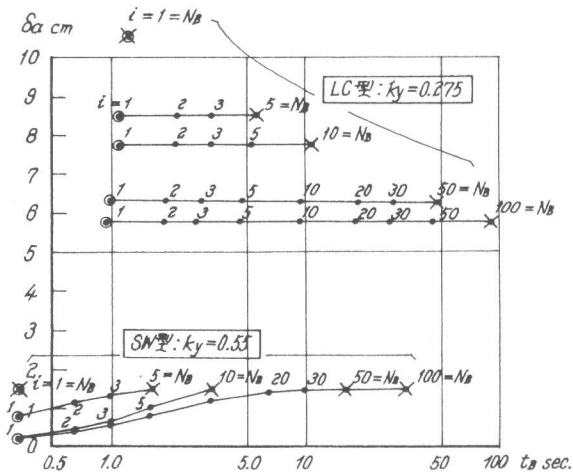


図-20 変位振幅、崩壊時間及び過程

## 7. 考察—耐震設計上の諸原則—

参考迄に八戸市における1968年十勝沖地震、山下池における1975年大分県中部地震、仙台市における1978年宮城県沖地震を図-19の  $M_{cr} - \Delta_{cr}$  関係にplotした。定量的に詳細な検討は別稿に譲るとしても、大分県中部地震で極めて危険側に出ていることは、式(4)、(6)、(7)が直下型地震や震央近傍で過大な評価を与えることによるものであろう。実震害との比較は無理としても、図-19、20はRC耐震要素の特徴を示しており、以下に、RC建物耐震設計原則として列挙しよう。

- (1) SW型要素は、 $\Delta$  が小、即ち直下型地震や、震央近傍でより大きな耐震性を有する。
- (2) LC型要素は、地盤種別の影響を受け易く、固い地盤程耐震性が大となる。
- (3) 同一降伏震度の場合、極めて軟弱な地盤や震央付近を除いて、LC型の方がSW型よりも耐震性が高い。
- (4) LC型要素の方が変形振幅が大きく、周期も長い。
- (5) LC型とSW型を混合した場合は、変形振幅特性の小なるSW型の降伏震度を単一の場合より減少させることにより、結局、各型要素一種の場合よりも耐震性は低下する。
- (6) LC型の耐震性を決する主因子は、 $k_y$ 、 $h_e$  (特に  $s$ ) 及び地盤の  $T_g$  である。
- (7) SW型の耐震性を決する主因子は、 $k_y$  である。

## 8. 結

本報では有限共振原理(式(1)(2)(3))を導入し、地盤の地震動特性(式(4)(6)(7))、有限共振応答式(式(9)(10)(11)(12))及び曲げ降伏型柱(LC型)、耐震壁(SW型)の履歴面積疲労崩壊特性(LC型:式(13)~(15)、SW型:式(16)~(18))を結合させることにより、図-16、17のLC型、図-18のSW型各要素の、限界地震  $M_{cr} - \Delta_{cr}$  関係(図-19)、変形振幅-崩壊時間関係(図-20)を得た。図-19、20よりRC耐震要素の耐震特性を列挙することができ(7章(1)~(7))、これらは、RC建物の耐震設計、計画上の基本的な原則を与えるものである。

## 文 献

- 1) 山田稔、河村廣：鉄筋コンクリート(RC)構造の力学的特質、建築構造の耐震性、日建近畿支部、Nov.1977、pp.224~260。
- 2) 山田稔、河村廣：構造物の極限耐震性、第5回日本地震工学シンポジウム講演集、Nov.1978、pp.1361~1368。
- 3) 山田稔、河村廣：極限耐震設計法の基本構想、日建論報、第240号、昭51.2、pp.39~50。
- 4) 山田稔、河村廣：有限共振原理に基づく履歴系構造物の地震応答解析、日建論報、投稿中。
- 5) Veletsos, A.S., Newmark, N.M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc., 2WCCE, 1960, pp.895~912
- 6) 武藤清監修、久田俊彦編：超高層建築2、構造編、鹿島出版会、昭46.1, pp.79~82。
- 7) 山田稔、河村廣：極限耐震設計と設計用地震動、日建論報、投稿中。
- 8) 坪井忠二：地震動の最大振幅から地震の規模Mを定めることについて、地震、2巻、7巻3号、1954.10、pp.185~198。
- 9) 気象庁地震課(吉田弘、勝又護)：気象庁地震観測官署の地盤調査、験震時報、第37巻、第3号、1972、pp.113~115。
- 10) Kawasumi, H.: Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity through out Japan as Inferred from the Seismic Activity in Historical Times, Bull., Earthq. Res. Inst., 29, 1951, pp.469~482。
- 11) Gutenberg, B., Richter, C.F.: Earthquake Magnitude, Intensity, Energy, and Acceleration (2nd Paper), Bull., Seism. Soc., America Vol. 46, 1956, pp.105~145。
- 12) 山田稔、河村廣：構造素材及び要素の共振疲労特性(I)、日建論報、第260号、昭52.10、pp.35~45。
- 13) 山田稔、河村廣：鉄筋コンクリート建物の耐震安全性について(2)、日建論報、第209号、昭48.7、pp.21~30。
- 14) 山田稔、河村廣：構造素材及び要素の共振疲労特性(IV)、日建論報、第269号、昭53.7、pp.73~83。
- 15) 山田稔、河村廣、森高英雄：鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(IX)、日建近畿支部研報、昭50.6、pp.53~56、同上(X)、日建大会梗概、昭50.10、pp.1177~1178、同上(XI)、日建近畿支部研報、昭51.6、pp.89~92、同上(XII)、日建大会梗概、昭51.10、pp.1589~1590、同上(XIII)、日建近畿支部研報、昭52.5、pp.97~100。
- 16) 金井清、小堀輝二、蛭田捨太郎：地震・振動学、建築学大系11、彰国社、p.37、3~6図。