

防衛大学校土木工学教室 学生員○石郷岡 靖夫

” 正員 大野 友則

” 正員 石川 信隆

1. 緒言 1985年9月のメキシコ大地震における構造物の震害では、長周期の地震波による共振現象が崩壊の原因となったことが報告されている。従来の耐震基準では、このような共振による崩壊という状態についてはあまり考慮されておらず、ただ山田、河村が共振崩壊を基準にした極限設計について提案しているにすぎない。一方、最適耐震設計に関する研究としては、山田らが等価線形化法と応答スペクトルを用いた目標塑性率に基づく設計法を提示しているが、極限状態まで考慮した最適極限耐震設計に関する研究はほとんど見当たらない。本研究は、上記の観点から、最適極限耐震設計法の開発を企図したもので、まず等価線形化法に基づいて、弾塑性応答時における共振極限応答解析法を確立した。次にこの共振極限応答解析法を利用して、塑性率を制約とした最適極限耐震設計法の開発を行った。

2. 共振極限応答解析 (1) 等価線形化法に基づく解析式 多質点系構造モデルに対する弾塑性地震応答解析の基本式は、一般に次式で表わされる。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = -M(1)\ddot{U}$$

ただし、M=質量マトリクス、C=減衰係数マトリクス、Q=復元力マトリクス、 \ddot{U} =入力地震加速度、 \ddot{X} 、 \dot{X} 、 X =それぞれ加速度、速度、変位ベクトルである。ここで、各質点の復元力特性は硬化型のバイリニアモデルとする。いま、式(1)で表わされる弾塑性応答が、定常入力 $\ddot{U} = \ddot{U}_{max} \cos \xi t$ に対し周期的であるとすれば、等価線形化法を用いて近似的に解を求めることができる。ここで、等価線形化法にモード解析法を適用すると、応答は次のような線形化式で表わすことができる。

$$\ddot{\psi}_s + 2h_{as}\omega_{as}\dot{\psi}_s + \omega_{as}^2\psi_s = -\beta_s \ddot{U}_{max} \cos \xi t$$

ただし、 $\ddot{\psi}_s$ 、 $\dot{\psi}_s$ 、 ψ_s =S次の基準座標の加速度、速度、変位、 h_{as} =S次の近似減衰定数、 ω_{as} =S次の近似固有円振動数、 β_s =S次の刺激係数、 \ddot{U}_{max} =最大入力加速度、 ξ =入力波の円振動数である。ここで、 h_{as} 、 ω_{as} は等価線形化法に基づく見掛けの固有周期の考え方から、次のように表わされる。

$$h_{as} = h_s / \sqrt{\eta}$$

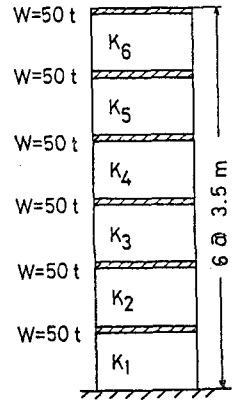
$$\omega_{as} = \omega_s \sqrt{\eta}$$

ただし、 h_s =S次の等価減衰定数、 ω_s =弾性時におけるS次の固有円振動数、 η =(塑性時剛性/弾性時剛性)である。

(2) 共振極限応答変位 式(2)において、構造物の共振極限状態として $\xi = \omega_{as}$ とおき、S次の最大基準変位 ψ_{smax} を求めると次式が得られる。

$$\psi_{smax} = \frac{R_d \beta_s \ddot{U}_{max}}{2 h_{as} \omega_{as}^2}$$

ただし、 $R_d = 1 - e^{-h_{as}\omega_{as}t_d}$ 、 t_d は入力地震波の継続時間である。各質点の応答変位は、振動形の重ね合



E=2.1x10^7 (t/m^2)
dy=2.5x10^4 (t/m^2)
eta=0.5
h=0.02

図-1 6質点系構造モデル

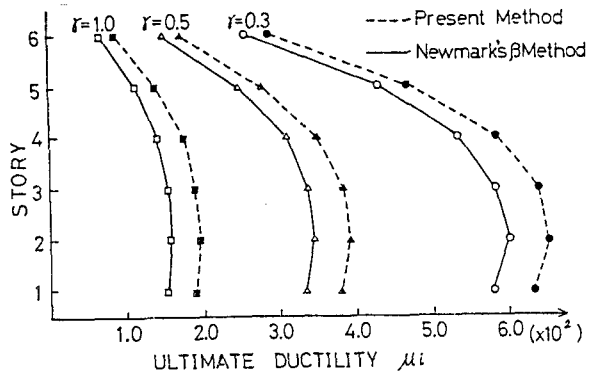


図-2 各層の極限塑性率

わせより、 $X = U\phi$ (U はモードマトリクス)で表わされるが、本研究で対象としている中低層構造物の応答においては1次振動が卓越することに着目し、ここでは1次振動のみを考慮する。式(5)を用いて各質点の共振極限応答を層間変位 ($Z_i = X_i - X_{i-1}$)で表わすと次のようになる。

$$Z_i = \frac{R_d (v_i - v_{i-1}) \beta_i \ddot{U}_{max}}{2 \eta a_i \omega a_i^2} \quad (6)$$

(3) 極限塑性率の算定 塑性率 μ は $\mu = (\text{応答変位} / \text{降伏変位})$ で定義されるので、式(6)から各層の極限塑性率 μ_i が次式のように求められる。

$$\mu_i = \frac{R_d (v_i - v_{i-1}) \beta_i}{2 \eta a_i \omega a_i^2 \gamma_i} K_{ri}^{-1/2} \quad (7)$$

ただし、 $\omega a_i = \omega a / \sqrt{K_i / m_i}$ (=無次元化固有円振動数), $\gamma_i = Q_y / m_i \ddot{U}_{max}$ (降伏強度係数), $K_{ri} = K_i / K_1$ (i 層の剛性比)である。ここで、式(7)で表わされる極限塑性率の妥当性を検証するため、Newmarkの β 法による時刻歴応答解析値との比較を行った。例題として、図-1に示すモデルを用い、 i 層の剛性比を $K_{ri} = 1 - 0.1(i-1)$ として計算を行った。図-2に示す結果から、両者は比較的よく一致していることがわかる。また各層の極限塑性率は、1層目の降伏強度係数 γ が小さくなる(柱の強度が小さくなる)にしたがい、当然大きくなる傾向を示している。

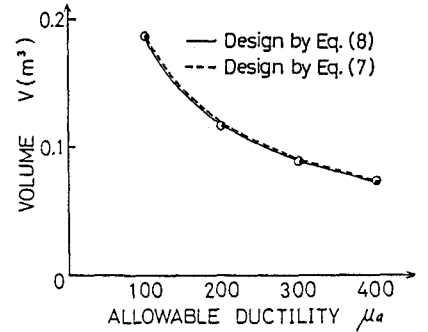


図-3 最適設計による体積変化

3. 最適極限耐震設計法 最適極限耐震設計とは、極限塑性率が、極限状態における耐震安全性基準として設定したある許容値以下となるように制約したうえで構造物の全重量を最小にする設計をいう。ここで、塑性率に直接影響をおよぼす各層の剛性 K_i を設計変数とし、式(7)で定義された極限塑性率を制約条件として用いれば、次のような非線形計画問題として表わすことができる。

$$\begin{aligned} W &= b \sum_{i=1}^n K_i^{-1/2} \rightarrow \min \\ \mu_i &= C K_i^{-1/2} \leq \mu_a \quad (8) \\ b &= 0.8 (3.5^5 / 24E)^{1/2} \hat{r}_i^{-1/2} \\ C &= 3.12 (1/24E)^{3/2} 3.5^{5/2} \sigma_y \end{aligned}$$

式(8)をTaylor級数展開し、1次項までとることによりSLP (逐次線形計画法)を利用した解法が可能となる。設計例として、同じく図-1の6層ラーメンを用いた。図-3, 4が設計結果で、図-3は許容塑性率に対する構造体積の変化、

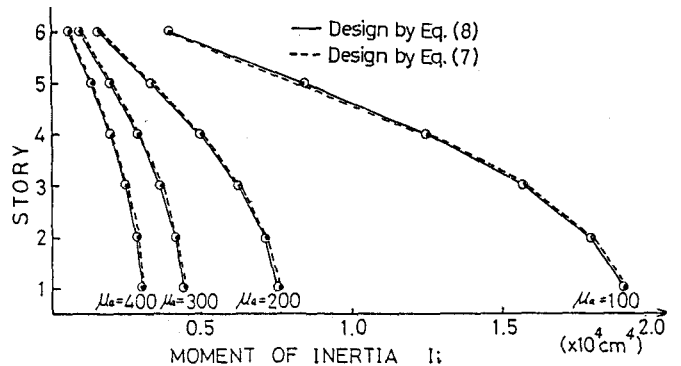


図-4 各層の断面配分

図-4は得られた各層の剛性配分を断面2次モーメント配分に変換したものである。ここで破線は、目的関数を考慮せずに単に式(7)を用いて各層の塑性率を一定値 ($\mu_i = \mu_a$)として行った設計結果である。実線で表わした最小重量設計の結果における各層の塑性率がすべて許容塑性率に達していることから、両者はまったく同じ設計結果になっている。

4. 結論 (1)大地震時における共振極限応答解析法を確立し、容易に極限塑性率を算定することが可能となった。(2)極限塑性率を制約とする最適耐震設計法を開発することができた。(3)最小重量設計による結果は全層とも許容塑性率に収束することが判明した。

[参考文献] 1)山田, 河村; 有限共振原理に基づく履歴系構造物の地震応答解析, 建築学会論報, No. 287, 昭55. 1, pp65-76. 2)山田, 家村, 古川, 坂本; 目標塑性率に基づく最適弾塑性設計法に関する研究, 土論, No. 341, 1984. 1, pp87-95. 3)武島, 大野, 西岡; 不規則入力波に対する弾塑性構造物の線形的応答評価, 土論, No. 344/I-1, 1984. 4, pp253-262.