

京都大学大学院工学研究科 正会員 小野紘一
 京都大学大学院工学研究科 正会員 杉浦邦征
 京都大学大学院工学研究科 学生員 ○ 宮田弘和

1. はじめに 降伏以後の構造物のねばりを考慮した設計法を取り入れた耐震設計法が普及しつつあり、設計者にも設計に用いる手法の選択を委ねる性能設計が着目されつつあるが、できるだけ簡素化された設計法が整備されることが望ましく、耐震設計でも動的解析以前に静的解析法である保有水平耐力照査法の精度向上が望まれる。非定常な地震動に対する保有水平耐力照査法の適用性は、その基本仮説・エネルギー一定則の妥当性に依存するので、本研究では、地震時弾塑性応答の変動を、同じ加速度応答スペクトルを有する模擬地震動群を用いて評価し、静的解析と動的解析の整合性について検討した。

2. 模擬地震動作成 設計時の地震荷重レベルを動的解析によって得ることを目的として、スペクトル適合法による波形発生法を用いた(図1)。ここでは、目標スペクトルに加速度応答スペクトルが適合するように正弦波を重ね合わせ合成した入力加速度波形の時刻歴を何回かの振幅修正を繰り返しながら作成することとなる。この合成法は、時刻歴波形のフーリエ変換を利用した方法であり、時間関数のフーリエ変換が振幅スペクトルと位相スペクトルに分解できることから、付与すべき地震動特性を振幅スペクトルと位相スペクトルの形として表現し、三角関数の重ね合わせにより地震動の時刻歴波形を合成するものである。地震動の時刻歴 $f(t)$ を次のように正弦波を重ねた式で表す。

$$f(t) = \sum_{i=1}^N A(\omega_i) \cos(\omega_i t - \phi_i)$$

ここに、 t 、 $A(\omega)$ 、 ω 、 ϕ 、 N はそれぞれ時間、振幅、角振動数、位相差、正弦波の個数である。模擬地震動発生に際して参照した目標応答スペクトルは、図2に示すような道路橋示方書¹⁾に規定された加速度応答スペクトル S_a (3種地盤用レベル2地震動を対象)とした。また、この加速度を角振動数で除することで近似的に求まる擬似速度応答スペクトル S_v も用いた。加速度波形の振幅スペクトルは応答スペクトルに含まれて評価されるが、位相スペクトルに関しては何らかの仮定が必要である。本研究では、位相差分スペクトルが加速度波形の包絡形状に類似しているとの報告²⁾を参照して波形発生を行なった。つまり、重ね合わせる各正弦波の位相は、包絡関数の形状を位相差の確率密度関数と仮定し、その累積確率を求め、各波数の位相差を求めた。初期乱数の違いにより同じ目標スペクトルを有する相異なる波形を100個作成した。ここでは、得られた波形の加速度応答スペクトルと目標スペクトルとが実用上十分な精度で一致するまで各正弦波の振幅調整を繰り返す必要があるが、この収束の判定基準として誤差の2乗平均を2%としてスペクトル適合波形を作成した。模擬波形の一例を図4に示す。このように、正弦波の重ね合わせによる時刻歴加速度波形が得られ、図5はその正弦波間の位相差分布の一例を示している。位相差分布に関しては、その形状が包絡線関数とほぼ一致していることが認められる。また、100個の模擬地震動の最大値頻度分布を図6に示す。ここで、最大加速度は、加速度応答スペクトルが同じであっても485galから716galの間で大きくばらつき、地震動の最大加速度のみが構造物の応答を支配する一要因とは断定しがたいことが分かる。一方で、最大速度の分布は、109kineから189kineと絶対値としてのばらつきは比較的小さいことが伺える。ただし、変動係数(=S/M、S:標準偏差、M:平均値)で比較すると、最大加速度、最大速度ともに10%レベルである。

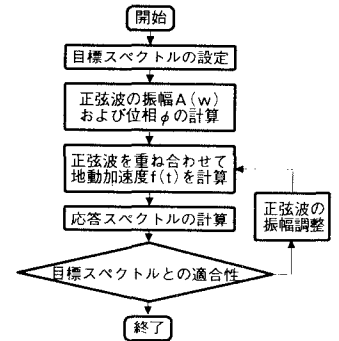


図1 模擬波形作成手順

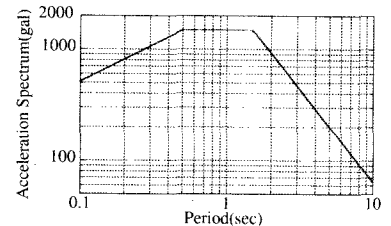


図2 目標スペクトル

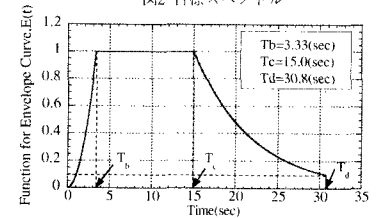


図3 包絡線関数

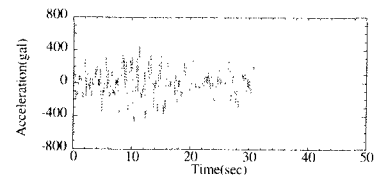


図4 加速度時刻歴

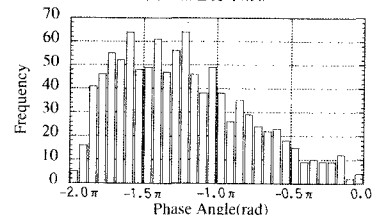


図5 位相差分スペクトル

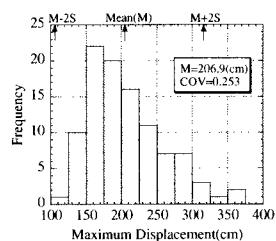
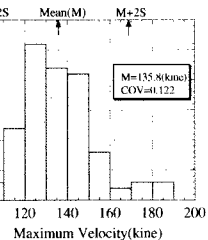
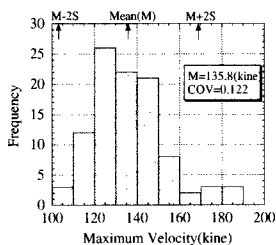


図6 最大値頻度分布

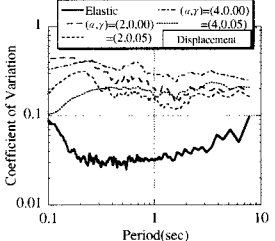
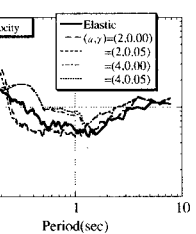
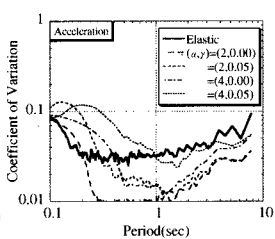


図7 変動係数 (Sa)

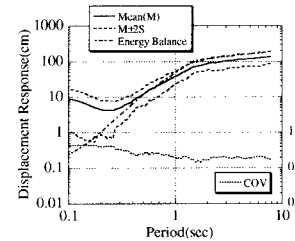
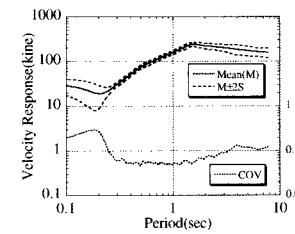
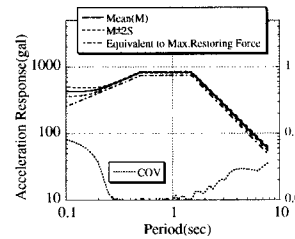


図8 Sa 弾塑性性応答 ($\alpha, \gamma = (2.0, 0.00)$)

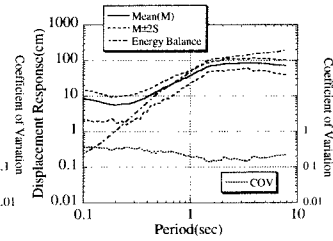
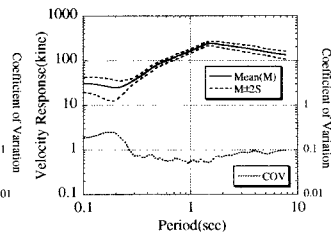
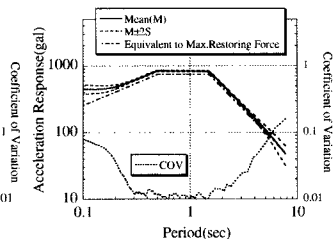


図9 Sv 弾塑性性応答 ($\alpha, \gamma = (2.0, 0.00)$)

3. 弾塑性性応答解析 模擬地震動に対する弾塑性性応答計算には、1 質点弾塑性系モデルを用いて行なった。また、数値解析においては Bilinear 型の履歴性状を仮定した。この bilinear 型は、降伏耐力と塑性 2 次係数によって表される。降伏耐力としては最大弾性復元力の 1/2, 1/3, 1/4 の 3 ケース、ならびに塑性 2 次係数が、弾性係数の 0.00, 0.01, 0.05 の 3 ケースを設定し数値計算を行なった。100 個の相異なる模擬地震動の加速度波形を用いた 1 質点系の弾性ならびに弾塑性性応答性状について、応答値の平均および変動係数に基づき、以下に結果およびその考察を示す。また、加速度応答を示す図には、最大復元力を加速度換算した結果を、変位応答を示す図には、各 α の値に対してエネルギー一定則に基づいて予測した最大応答変位をそれぞれ比較のために示す。弾塑性系の加速度応答は、構造物が塑性化する（耐力には上限がある）ため、弾性応答レベルに比べ、構造物の降伏耐力相当の加速度応答レベルまで低く抑えられる。その結果として、変動係数は弾性応答時のそれより小さく、約 0.01 となっている。また、塑性 2 次係数が大きくなると、より弾性的な応答となるため、それぞれの加速度応答を比較してわかるように、加速度応答の平均値が大きくなるとともに変動係数も微増する傾向にある。一方、速度応答の変動係数は、周期が 0.3 秒以上では平均的に 10% レベルにあり、値としては比較的大きくなっているが、弾性と弾塑性系において変動の傾向が変わらないことがわかる。一方、Sv を目標とした模擬波形による弾塑性性応答を比較すると、Sa が目標の模擬波形と同様の応答を示しており、模擬波形作成の際に目標とするスペクトルの違いが応答に及ぼす影響はほとんどみられない。また、保有水平耐力照査の重要な仮説であるエネルギー一定則による最大応答変位予測を検証するために、参照曲線を変位応答図中に示した。変位応答のばらつきが大きいことは、保有水平耐力照査で保有変形能に比べて地震荷重は低減できるとする仮説の適用が大きな誤差を伴うことを意味する。エネルギー一定則による予測変位と比べると、 $\alpha = 2$ の場合において周期が 0.3 秒以上では比較的良好に一致していると考えられるが、それ以下の周期では応答結果とのずれが顕著に見られ、より危険側の予測となっている。応答で安全となるには構造物の周期が約 0.7 秒以上、さらに、応答のばらつきも考慮して安全側となるには、周期がおおよそ 1.5 秒以上にならないことがわかる。 $\alpha = 4$ つまり降伏耐力レベルを 1/4 とし塑性率 8.5 に相当する復元力に対しては、図に示す通り、変位応答のばらつきが大きく、低降伏耐力の場合においてはエネルギー一定則による変位予測は難しいといえる。また、応答変位の変動係数が大きく、エネルギー一定則、強いては保有水平耐力照査法の妥当性を失わせている。

4. まとめ 保有変形能の大きな構造物に対して大きく地震荷重を低減させるのは、これら応答のばらつきをより詳細に検討し、その結果を反映させた部分安全係数の導入などにより信頼性を高める必要がある。

参考文献 [1]道路橋示方書・耐震設計編, 1996.12 [2]大崎順彦:新地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.5