

京都大学工学部 正員 家村 浩和  
 京都大学工学部 正員 五十嵐 晃  
 京都大学大学院 学生員 ○伊藤 彰浩

1. はじめに

大地震時には、構造物は弾性限を超えて塑性域に及ぶ挙動を示すため、非線形性を有する弾塑性復元力を考慮した設計が必要となる。そこで本研究では、耐震設計において採用すべき弾性強度と粘りの組み合わせを検討する手段として、諸地震動記録の必要強度スペクトルを算出した。得られた結果と現行の耐震設計基準との比較から、新たな弾塑性耐震設計法を提案した。

2. 弾塑性応答と必要強度スペクトル

バイリニア型の復元力特性を持つ弾塑性系の地震応答に関し、最大変位 $x_{max}$ と降伏強度 $P_Y$ の関係について次のような特性がある。図1(a)に示すように、比較的短周期範囲では、初期周期が相等しい弾性応答と弾塑性応答の両者の入力エネルギー（三角形OAB、四角形OCDEの面積で表される

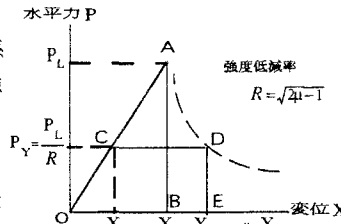


図1(a). エネルギー一定則

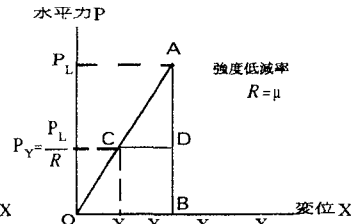


図1(b). 変位一定則

が、降伏強度の大きさに関わらずほぼ同量になる。これは、「エネルギー一定則」と呼ばれる。一方、同図(b)に示すように、比較的長周期範囲では、弾塑性系が示す最大変位は、初期周期の相等しい弾性系の示す最大変位とほぼ等しくなる。これは、「変位一定則」と呼ばれる。これらの法則を適用すれば、弾性応答量から弾塑性応答量を推定できるが、これはあくまで静的な考え方でしかない。そこで、動的な弾塑性解析として、必要強度スペクトルを算出した。算出方法は、図2

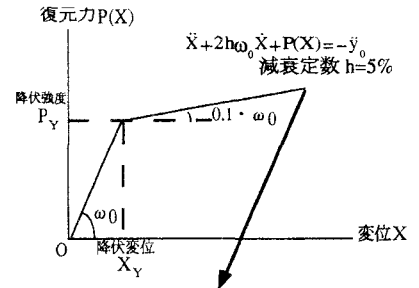


図2. 仮定した弾塑性復元力モデル(バイリニア型)

に示すバイリニア弾塑性モデルを仮定し、固有周期 $T$ は0.1~5.0秒の範囲、降伏強度 $P_Y$ は加速度の単位に直して50~5000ガルの範囲をカバーするようにそれぞれ100通り、合計100×100=10000通りのモデルを設定した。いま、各モデルに地震波を入力し、変位時刻歴応答から最大変位 $x_{max}$ を求め、これを降伏変位 $x_Y$ で割って塑性率 $\mu$ を計算すれば、 $T$ 軸・ $P_Y$ 軸・ $\mu$ 軸から成る三次元空間において、10000個の点群 $(T, P_Y, \mu)$ がプロットできる。塑性率 $\mu$ の値が等しい点を互いに結んでできる曲線を、 $T$ - $P_Y$ 座標平面に投射したものが必要強度スペクトルである。これは、地震時における構造物の被害・損傷の程度を表す塑性率をパラメータとした必要弾性強度スペクトルであり、弾塑性耐震設計法を検討する際には、非常に有効な手段であると言える。

3. 諸地震動記録の必要強度スペクトル

従来の地震動記録である米国インベリアルバレー地震(1940年)のエルセントロ記録(NS成分)、近年の強震記録である兵庫県南部地震(1995年)の神戸海洋気象台記録(NS成分)について、必要強度スペクトルの算出結果をそれぞれ図3、図4に示した。なお両図中には、道路橋示方書(平成2年)の震度法による設計強度も重ねて示した。

エルセントロ記録をみると、震度法で規定する強度0.2Gの設計では、0.2秒以下の短周期帯では塑性率5~10、0.2秒以上の周期帯では塑性率5以下の値となっている。一方、神戸海洋気象台記録において強度0.2G上をみる

と、0.8秒以下の周期帯で塑性率5以上、中でも特に0.4秒以下の短周期帯では塑性率20以上の値となっている。1970年以前の建造物の許容塑性率が5以下程度の小さい値であったことを考慮すれば、降伏強度が0.2G程度で周期0.8秒以下の建造物は、兵庫県南部地震によって崩壊しても当然であることがわかる。

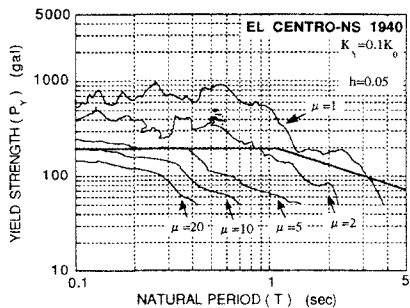


図3. エルセントロ記録の必要強度スペクトル

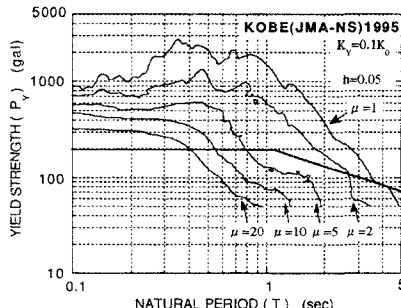


図4. 神戸海洋気象台記録の必要強度スペクトル

#### 4. 地震時保有水平耐力の照査用震度の修正提案

兵庫県南部地震後の復旧仕様(平成7年)で規定している設計強度と神戸海洋気象台記録の必要強度スペクトルを比較したものを図5に示す。塑性率 $\mu=1$ (弾性系)の必要強度スペクトルと設計基準線は、全周期帯においてよく一致している。しかし、塑性率を大きくとった弾塑性系をみると、長周期帯では設計基準線の方が、短周期帯では必要強度スペクトルの方が上回る値となり、両者間でずれを生じている。設計基準では、弾塑性系( $\mu > 1$ )の強度は、エネルギー一定則に基づき、塑性率の値に応じて弾性系( $\mu=1$ )の強度を低減している。ここで、強度の低減度合いを強度低減率 $R$ と定義すれば、エネルギー一定則の場合、 $R = \sqrt{2\mu - 1}$ となる。本研究では、復旧仕様における設計基準のうち、弾性系の強度はそのまま採用したが、弾塑性系の強度については新たに修正提案したものを図6に示した。弾性系のスペクトルがピークを示す周期 $T_p$ (この場合0.7秒とする)以上の周期帯( $T > T_p$ )では、変位一定則を適用し、強度低減率には $R = \mu$ を用いた。周期 $T_p$ 以下の周期帯( $T < T_p$ )では、強度低減率 $R = 1 + (\mu - 1)T/T_p$ を用いた。このように、固有周期別に強度低減率を定めて提案した設計基準線は、必要強度スペクトルによく一致しており妥当性を有するものと考えられる。

#### 5. まとめ

兵庫県南部地震によって大被害を受けた建造物のほとんどは、設計強度0.2Gで設計・建設されているので、これを復旧仕様で規定する弾性系強度2.0Gにまで、弾性設計法で単純に引き上げようとする、10倍もの強度が必要となる。しかし、このようなことは構造部材や基礎が大きくなりすぎる、あるいは経済的負担が甚大となることから極めて不適当である。そこで、必要強度スペクトルから強度に見合う塑性率を求めて賦与する、すなわち抵抗力が大きく減少しない粘りをもたせることで、降伏後も一気には壊れず、構造系全体で粘っていくはずであるというのが、弾塑性設計法の基本的考えである。

【参考文献】 T.Paulay and M.J.N.Priestley : " SEISMIC DESIGN of REINFORCED CONCRETE and MASONRY BUILDINGS ", WILEY INTERSCIENCE 1991

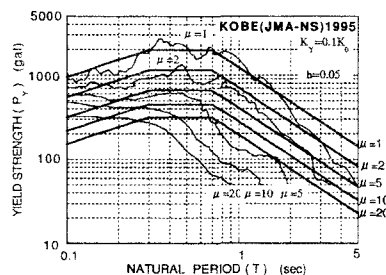


図5. 保有耐力照査用震度との比較

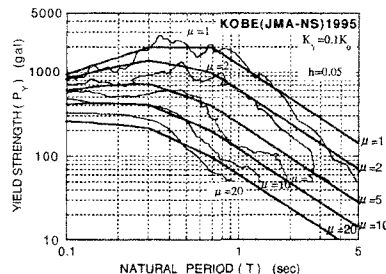


図6. 修正提案する保有耐力照査用震度