

性能等価スペクトルに基づく木造建物の地震荷重評価

正会員 林 康裕^{*1}
同 鈴木祥之^{*2}

木造建物 限界耐力計算 性能等価応答スペクトル
地震荷重 兵庫県南部地震 鳥取県西部地震

1. はじめに

林は、建築物の有する耐震性能を等価な外力に換算した性能等価応答スペクトルの概念を提案しており¹⁾、これと応答スペクトルの形で表された観測地震動や地震荷重を比較することで、設計用地震荷重値の妥当性について検討する事ができると考えている。本研究では、木造建物を限界耐力計算法によって設計する際の地震荷重について、性能等価加速度応答スペクトルを用い、兵庫県南部地震や鳥取県西部地震の観測記録や被害経験を踏まえた考察を行う。

2. 木造建物の性能等価加速度応答スペクトル

地震観測記録や地震荷重の加速度応答スペクトル S_a と直接的に比較可能な様に、木造建物の耐震性能をそれと等価な性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} ¹⁾(減衰定数5%)に変換する。 S_{ae} への変換には、本研究で検討対象としている限界耐力計算法の計算過程を用いる。

まず、2階建て木造建物を想定し、図1の様な等価高さ $H=4.5m$ の1質点系(等価質量 M_e)に縮約したモデルを考える。復元力特性は、既往の木造構造要素の実験データベース²⁾を参考に、降伏変形 $R_y=1/100$ の完全弾塑性型のスケルトンカーブで表す。降伏せん断力係数 $C_y(=Q_y/Mg : Q_y$ は降伏せん断力、 Mg は建物総重量)は、 $0.2 \sim 1.0$ まで 0.1 刻みで変化させる。また、最大応答変形角 R の時、塑性の程度を表す係数 $D_f=R/R_y$ 、減衰定数 $h=0.05+0.2(1-1/D_f)^{0.5}$ とし、加速度低減率は $F_h=1.5/(1+10h)$ とする。以上より、 $m=M_e/M$ とおけば、最大応答変形角 R に対する等価建物固有周期 T と T に対応する性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} は次式で表される。

$$T=2\pi(mHR/C_yg), \quad S_{ae}=Q_y/(M_e F_h)=c_y g/(mF_h)$$

ただし、以下の計算では $m=0.75$ と設定した。

3. 地震被害と耐震性能

まず、性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} を兵庫県南部地震や鳥取県西部地震の観測記録の加速度応答スペクトル S_a と比較して図2に示す。多数の倒壊木造建物が発生した兵庫県南部地震の観測記録に対する最大応答変形角 R は、降伏せん断力係数 C_y に関係なく $1/20 \sim 1/10$ でほぼ一定となっている。この結果より、変形性能の向上が木造建物の倒壊防止に重要である事が分かる。一方、鳥取県西部地震の S_a も、震源に近いTTRH02(日野)ではJMA神戸のNS成分と同様な傾向を示している。そして、周辺の日野郡日野町で木造建物の倒壊家屋が無かった事は、変形性能が高かった可能性を示唆している。しかし、他の観測記録では様相が大きく異なっている。特に、JMA境港の観測波の S_a

には、2秒前後に地盤の非線形増幅効果に起因すると考えられるピークがあり、 S_{ae} との比較から、耐力も変形性能も十分でない木造家屋に大きな被害が生じた事が分かる。なお、当該地点は第3種地盤であり、 $C_y=0.2$ の木造建物の最大応答変形角 R は約 $1/15$ で、兵庫県南部地震の観測波とほぼ同程度の応答になっている。

4. 木造建物の地震荷重に関する考察

次に、限界耐力計算で用いる地表面の加速度応答スペクトル S_a と比較して図3に示す。図3(a),(b)は精算法(平12建告第1457号第7.二)の略算式¹⁾を用いて算定した場合、図3(c)は簡略法(同第7.二)の地盤増幅係数 G_s を用いた場合である。略算式は、地盤が弾性時の1次周期 T_{10} とインピーダンス比 α_0 を用いて、表層地盤を砂質土あるいは粘性土と仮定して地盤増幅係数 G_s を評価する方法である。なお、図3(a),(b)からも明らかな様に、表層地盤の土質種別の違いは、周期1秒以下で C_y が大きな建物に影響する。

簡略法による2種地盤の加速度応答スペクトルは、精算法で $T_{10}=0.75s$ と長く設定し、地盤増幅率も大きくなる様に $\alpha_0=0.3$ と設定した場合と概ね対応している。従って、 C_y が小さく固有周期の長い木造建物に対しては、簡略法による2種地盤の地震荷重レベルは、精算法の上限値以上の設定となっている。その一方で、簡略法を用いると、 $C_y>0.6$ と耐力の大きな建物は $R<1/30$ となり、十分な変形性能を要求していない。次に、表層地盤を粘性土、弾性時の周期 $T_{10}=0.5s$ 、 $\alpha_0=0.3$ として略算される精算法による加速度応答スペクトル(図3(a)の太い点線) S_a は、JMA神戸の加速度応答スペクトル S_a にも近く、約 $1/1/20 \sim 1/30$ の最大応答変形角 R の S_{ae} に対応している。2種地盤上の木造建物の地震荷重として、簡略法を部分的に下回っているが、被害経験や精算法による地震荷重値と比較すれば、十分に大きな加速度応答スペクトル値であると言える。

4. まとめ

木造建物を限界耐力計算法によって設計する際に用いる地震荷重値について、建物の性能等価加速度応答スペクトルを用いて考察した。そして、木造建物の倒壊を防ぐには、最大変形角 $1/20$ 以上の変形性能の確保が重要である事を指摘するとともに、簡便な地震荷重設定を行う事を考え、適切な加速度応答スペクトル値について検討した。

(参考文献)1) 林康裕：設計用入力地震動はどうあるべきか、「建築基準法改正後の実務設計がどう変わったか、その実例と解説」、日本建築学会近畿支部・建築業協会関西支部、87-94、2002.2. 2) 後藤正美：構造要素のデータベースの試み、木構造と木造文化の再構築、日本建築学会特別研究委員会・日本建築学会近畿支部、152-157、2001.

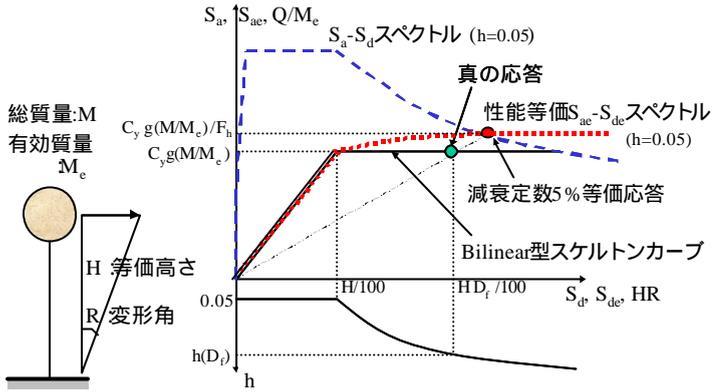
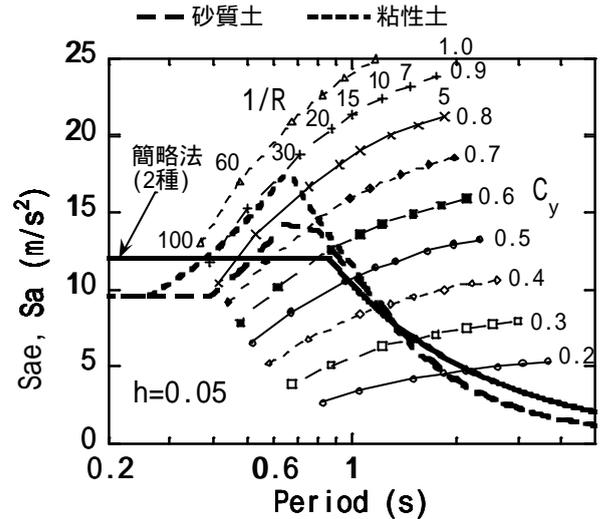
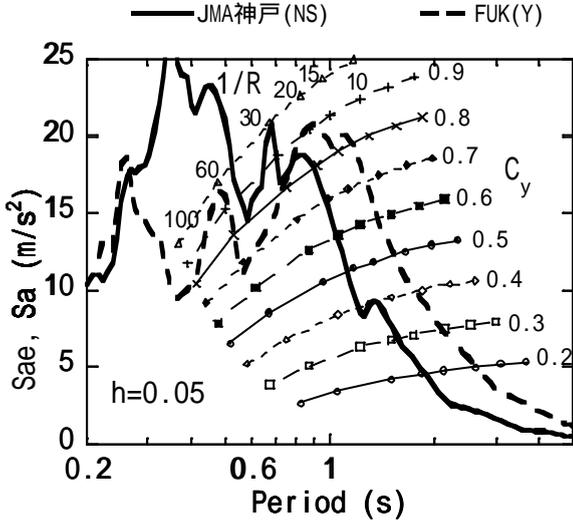


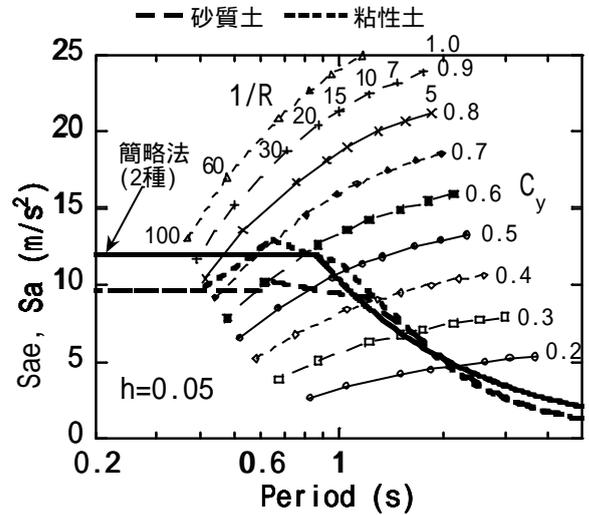
図1 木造建物の性能等価応答スペクトル (h=5%)



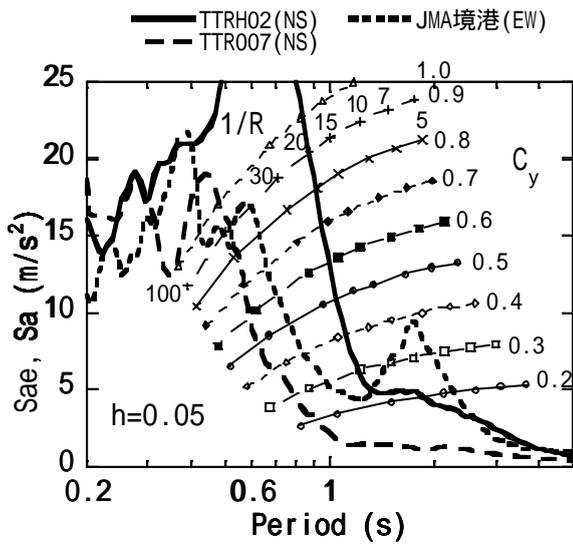
(a) 精算法略算式 ($\alpha_0=0.3, T_{10}=0.5s$)



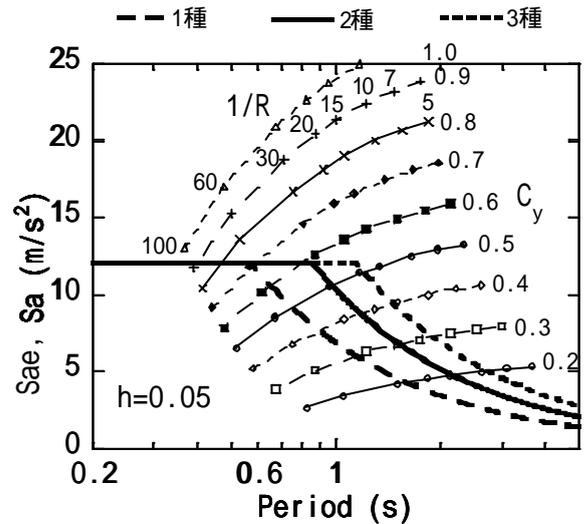
(a) 兵庫県南部地震



(b) 精算法略算式 ($\alpha_0=0.3, T_{10}=0.75s$)



(b) 鳥取県西部地震



(c) 簡略法

図2 観測地震動の加速度応答スペクトルとの比較

図3 限界耐力計算における地震荷重(安全限界)との比較

*1 京都大学防災研究所 助教授・工博

*1 Assoc. Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

*2 京都大学防災研究所 教授・工博

*2 Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University