

2016 年鳥取県中部の地震を対象とした木造建物の最大応答変形角評価式の検討

西川 隼人¹・野口 竜也²・西村 武³・宮島 昌克⁴・香川 敬生⁵

¹ 正会員 福井工業大学工学部建築土木工学科 准教授 (〒910-8505 福井県福井市学園 3 丁目 6 番 1 号)
E-mail: nishikawa@fukui-ut.ac.jp

² 正会員 鳥取大学工学研究科社会基盤工学専攻 助教 (〒680-8552 鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地)
E-mail: noguchit@cv.tottori-u.ac.jp

³ 学生会員 鳥取大学大学院持続性社会創生科学研究科 (〒680-8552 鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地)
E-mail: M18J6023B@edu.tottori-u.ac.jp

⁴ 正会員 金沢大学理工研究域地球社会基盤学類 教授 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail: miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

⁵ 正会員 鳥取大学工学研究科社会基盤工学専攻 教授 (〒680-8552 鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地)
E-mail: kagawa@cv.tottori-u.ac.jp

本研究では地震観測点以外の地点を対象に地震動を推定せずとも、直接的に木造建物の最大応答変形角を評価する手法を提案した。まず、性能等価加速度応答スペクトルと加速度応答スペクトルの関係をもとに最大応答変形角の評価式を導き出した。続いて、2016 年に鳥取県中部で発生した地震を対象に断層最短距離や微動 H/V の固有振動数などをパラメータとした最大応答変形角評価式を回帰分析により求めた。その結果、地震観測記録から計算した最大応答変形角と評価式から計算した値がよく対応した。

Key Words: the 2016 central tottori earthquake, wooden building, maximum response deformation angle, microtremor

1. 序論

木造建物は近年の M6 前後の規模の地震でも、地震動により多数の被害が生じている。中には甚大な被害が生じた木造建物もあることから、地震防災上、地震動と木造建物の被害の関係を把握しておくことが極めて重要である。構造物の地震被害の程度を表す指標の一つに応答変形角（あるいは層間変形角）があり、評価する方法として個別要素法による手法¹⁾、地震応答解析による手法²⁾、応答スペクトルを用いた手法³⁾などが利用されている。しかし、これらの手法では地震波形や応答スペクトルなど地震動に関する情報が必要となるため、地震観測点以外では応答変形角を評価するための地震動を推定する必要があり、評価対象地点が多くなると膨大な時間と労力を要する。

本研究では地震観測点以外の地点を対象に地震動を推定せずに震源からの距離や地盤特性などから直接的に木造建物の最大応答変形角を評価する手法を提案する。最大応答変形角の評価は林³⁾が提案した性能等価加速度応答スペクトルを基本とする。性能等価加速度応答スペクトルは限界耐力計算⁴⁾に基づいて建物の耐震性能を等価

な地震動で表したものであり、加速度応答スペクトルとの対応から簡便に木造建物の最大応答変形角を評価することが可能である。また、地震動の応答スペクトルから直接、最大応答変形角を評価できることから、構造物被害に影響を及ぼす地震動の周期を把握することが可能であり、新潟県中越地震や長野県北部の地震などの被害地震における地震動と構造物被害の関係を把握する際に利用されている^{5) 6)}。

本稿では 2016 年に鳥取県中部で発生し、震源付近の木造建物に倒壊などの被害をもたらした地震 ($M_{MM}=6.6$, 震源深さ=11km) を例に、震源からの距離や地盤特性と関連する常時微動の水平・鉛直スペクトル比⁷⁾ (以降、微動 H/V) などから木造建物の最大応答変形角を簡便に評価する式を求めた。

2. 最大応答変形角評価式の導出

(1) 基盤面の加速度応答スペクトル

地震波の主要動区間で振幅に大きな変動がないとする場合、この区間における地震波の加速度応答波の自乗平

均値は次式で表わされる。

$$\sigma^2 = \frac{1}{T_d} \int_{-\infty}^{\infty} H(f)^2 F(f)^2 df \quad (1)$$

ここに σ^2 は加速度応答波の二乗平均値、 $H(f)$ は加速度応答の伝達関数、 $F(f)$ は地震波のフーリエスペクトル、 T_d は地震波主要動の継続時間である。

Cartwright and Higgins⁸⁾に従うと、 σ とその最大振幅 S_0 の期待値の関係は次の式で表わされる。

$$E[S_0] = p \cdot \sigma \quad (2)$$

式(2)の左辺は地震波の加速度応答最大値 S_0 の期待値、 p はピークファクターであり、次式によって与えられる。

$$p = \sqrt{2 \ln N} + \gamma / \sqrt{2 \ln N} \quad (3)$$

$$N = T_d \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} f^2 F(f)^2 df}{\int_{-\infty}^{\infty} F(f)^2 df}} \quad (4)$$

式(4)の f は振動数、 γ はオイラー定数(=0.5772)である。

式(1)の継続時間 T_d を無視した場合、固有振動数 f_e における基盤の加速度応答波形の最大値は次式で表される。

$$S_{ab}(f_e) = p \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} H(f)^2 S(f)^2 P(f)^2 df} \quad (5)$$

$S_{ab}(f_e)$ は固有振動数 f_e の基盤の加速度応答波形の最大値、 $S(f)$ は震源スペクトル、 $P(f)$ は地震波の震源から基盤までの伝播経路特性である。 $S(f)^2$ は Boore の研究⁹⁾を参考に次式で与える。

$$S(f)^2 = \frac{C^2 M_0^2 (2\pi f)^4}{(1 + f^2/f_c^2)^2} \quad (6)$$

C はラディエーションパターンなどからなる定数、 M_0 は地震モーメント、 f_c は震源スペクトルのコーナー振動数である。

$H(f)^2$ は次式で与えられる。

$$H(f)^2 = \frac{f_e^4 + 4h_e^2 f_e^2 f^2}{(f_e^2 - f^2)^2 + 4h_e^2 f_e^2 f^2} \quad (7)$$

h_e は加速度応答の減衰定数である。

$P(f)^2$ は次式で与えられる。

$$P(f)^2 = \frac{1}{X^2} \exp\left(-\frac{2\pi f X}{Q_s V_s}\right) \quad (8)$$

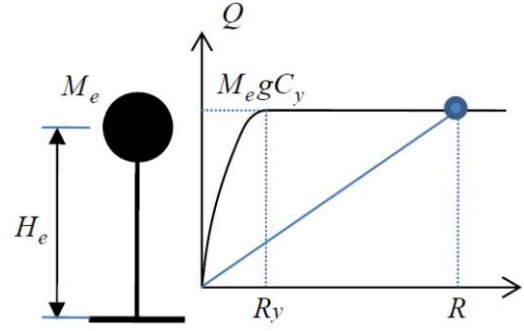


図-1 木造建物モデルと復元力特性¹⁰⁾

X は震源距離、 Q_s はS波の減衰に関する Q 値、 V_s はS波速度である。 Q_s が振動数 f に比例すると仮定して $Q_s = Q_0 \times f$ と定義し、式(8)に代入すると振動数 f に依存しない次式となる。

$$P(f)^2 = \frac{1}{X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \quad (9)$$

また、地震の規模が大きい場合、式(6)の $S(f)^2$ は次式のように近似でき、振動数 f に依存しない。

$$S(f)^2 = C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4 \quad (10)$$

式(9)、(10)より式(5)の $S(f)^2$ と $P(f)^2$ は振動数の依存しないことから、無限積分の対象は $H(f)^2$ のみとなる。 $H(f)^2$ の無限積分値を留数定理により求め、式(9)、(10)を式(5)に代入すると以下のように表される。

$$S_{ab}(f_e) = p \sqrt{\frac{(4h_e^2 + 1)f_e C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{4h_e X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right)} \quad (11)$$

式(11)の固有振動数 f_e は図-1 の木造建物モデルのパラメータを用い、以下の関係式¹⁰⁾により求める。

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} \quad (12)$$

C_y は木造建物のベースシア係数、 g は重力加速度、 μ は有効質量比、 H_e は建物の等価高さ、 R は建物の最大応答変形角である。なお、式(12)は R が後述する降伏変形角よりも大きい場合に成り立つ式であるが、 R が降伏変形角よりも小さい場合にも成り立つと仮定する。

式(12)を式(11)に代入して、 $S_{ab}(f_e)$ を二乗すると式(13)が得られる。

$$S_{ab}(f_e)^2 = p^2 \frac{(4h_e^2 + 1) C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{8\pi h_e X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} \quad (13)$$

(2) 地表面の加速度応答スペクトル

固有振動数 f_e に対する地盤増幅率を $G(f_e)$ とすると、固有振動数 f_e の地表の加速度応答最大値 $S_d(f_e)$ の二乗値は次式で表される。

$$S_a(f_e)^2 = S_{ab}(f_e)^2 \times G(f_e)^2 \quad (14)$$

$$S_a(f_e)^2 = p^2 \frac{(4h_e^2 + 1) C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{8\pi h_e X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} G(f_e)^2 \quad (15)$$

ここで地盤増幅率 $G(f)$ を以下の経験式¹¹⁾により定義する。

$$\log G(f) = a(f) + b(f) \log V_{s30} \quad (16)$$

$a(f)$, $b(f)$ は回帰係数, V_{s30} は表層 30m の平均 S 波速度である。 $a(f)$, $b(f)$ は連続した値でないため, $\log G(f)$ を以下の式で回帰する。

$$\log G(f) = a_1 + a_2 \log f^2 + a_3 \log V_{s30} \quad (17)$$

図-2 に翠川他¹¹⁾で示されている式(16)と同タイプ

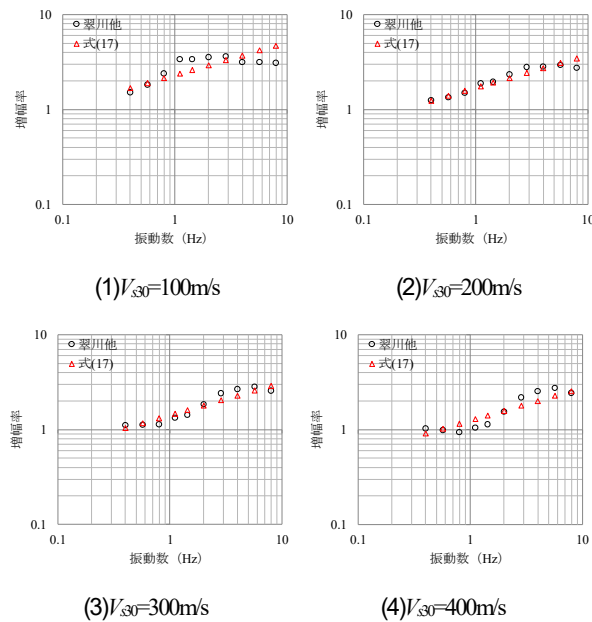


図-2 翠川他¹¹⁾と式(17)の地盤増幅率の対応

の式で求めた $G(f_e)$ と式(17)で回帰して得られた $G(f_e)$ の対応を示す。同図から明らかなように翠川他¹¹⁾の式による $G(f_e)$ と式(17)による値が対応している。式(17)は V_{s30} をパラメータとしているが、微動 H/V から $G(f_e)$ を評価するために式(17)を藤本他¹²⁾の研究を参考に第 3 項の V_{s30} の常用対数値を微動 H/V の固有振動数 f_m やピーク振幅 α_m で表されるものとして、以下のように変形する。

$$\log G(f) = a_1 + a_2 \log f^2 + a_3 \log f_m + a_4 f_m + a_5 \log \alpha_m \quad (18)$$

(3) 最大応答変形角の評価式

続いて、本研究の評価対象である最大応答変形角 R の評価式を $S_d(f_e)$ と性能等価加速度応答スペクトル $S_{ae}^{10)}$ の関係 ($S_d(f_e)^2 = S_{ae}^2$) をもとに求めた。

建物の性能を等価な地震荷重に換算した性能等価加速度応答スペクトル $S_{ae}^{10)}$ の二乗値は次式で表される。

$$S_{ae}^2 = \frac{C_y^2 g^2}{\mu^2 F_h^2} \quad (19)$$

F_h は加速度低減率¹⁰⁾であり、次式で表される。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10\{0.2(1 - \sqrt{R_y/R}) + 0.05\}} \quad (20)$$

R_y は降伏変形角である。式(20)に示すように F_h は最大応答変形角 R から計算されるパラメータであることから、今後の検討を容易にするために F_h^2 が以下の式で表されるものとする。

$$F_h^2 = \frac{A}{\sqrt{R}} \quad (21)$$

A は定数である。図-3 に式(20)と式(21)の誤差二乗和が最小の場合 ($A=0.078$) の両者の対応を示す。同図から分かるように、式(20)と式(21)の値がよく対応している。式(21)を式(19)に代入すると S_{ae}^2 は以下のように表される。

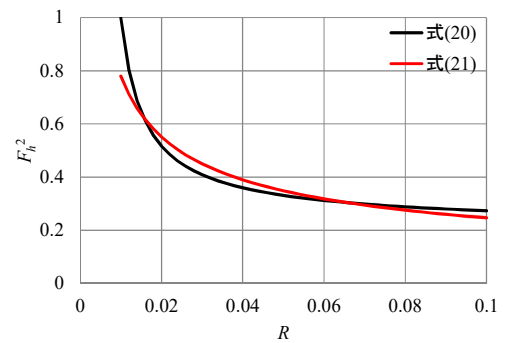


図-3 式(20)と式(21)による F_h^2

$$S_{ae}^2 = \frac{C_y^2 g^2 \sqrt{R}}{\mu^2 A} \quad (22)$$

式(15)の $S_d(f_e)^2$ と式(22)の S_{ae}^2 が等しい場合に最大応答変形角が得られることから、式(15)と式(22)をまとめた次式をもとに、最大応答変形角の評価式を導く。

$$p^2 \frac{(4h_e^2 + 1) C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{8\pi h_e X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} G(f_e)^2 = \frac{C_y^2 g^2 \sqrt{R}}{\mu^2 A} \quad (23)$$

地震波形を対象とした場合のピークファクター p は $3 \sim 4^{13)}$ 程度であることから定数とする。減衰定数 h_e は定数であり (5%)，今回，同一の建物を対象とするため， C_y ， H_e ， μ も定数とする。また，同じ地震を対象とすること，放射特性係数や地震波の伝播速度なども同じ値と仮定することにより， M_0 ， f_c ， C も定数とする。

以上の定数の項をまとめ，式(23)両辺の常用対数を求めて次式のようにまとめる。

$$\log R = \log c - \log X^2 - \log\{(\exp(1))\} \frac{2\pi X}{Q_0 V_s} + 2\log G(f_e) \quad (24)$$

c は定数である。式(24)に式(18)を代入して回帰式とする。さらに回帰係数 $c_1 \sim c_5$ を導入して式(24)を整理すると以下ようになる。

$$\log R = c_1 - \log X^2 + c_2 X + c_3 \log f_m + c_4 f_m + c_5 \log \alpha_m \quad (25)$$

また，震源近傍での地震動の頭打ちを考慮するために，式(25)の X^2 の項に定数 s を導入して，最終的に次式を最大応答変形角の評価式とする。

$$\log R = c_1 - \log(X^2 + s) + c_2 X + c_3 \log f_m + c_4 f_m + c_5 \log \alpha_m \quad (26)$$

3. 地震観測記録に基づく最大応答変形角評価式の検討

(1) 解析対象地震と地震観測点

図-4 に本研究で対象とする 2016 年に発生した鳥取県中部の地震 ($M_{ML}=6.6$ ，震源深さ=11km，最大震度 6 弱) の震央と解析対象とした全地震観測点の分布，図-5 に震源近傍の地震観測点分布を示す。地震観測点の内訳は気象庁 2 地点，鳥取県 34 地点，鳥取大学の地震観測点 1

地点，K-NET9 地点，KiK-net5 地点の計 51 地点である。

(2) 微動 H/V と 1 次固有周期分布

図-6 に震源近傍の地震観測点の微動 H/V，図-7 に全解析対象観測点の微動 H/V の 1 次固有周期の分布を示す。震源近くに位置する K-NET 倉吉 (TTR005) の微動 H/V では 0.25 秒付近に明瞭なピークが見られるが，自治体観測点の三朝町大瀬では明瞭なピークが見られない。上記の 2 観測点よりも北側の自治体観測点の北栄町土下，湯梨浜町龍島の微動 H/V を見ると，1 次固有周期が 0.6 ～0.85 秒にあり，ピークが明瞭である。また，図-7 の固有周期分布をみると鳥取県中部から西部の海岸付近の地震観測点で周期が長い傾向が見られる。

(3) 地震観測記録から求めた加速度応答スペクトルと最大応答変形角

図-8 に震源近傍の地震観測点の加速度応答スペクトル S_a と性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} を示す。加速度応答スペクトルは地震波形の全区間を対象に計算した。 S_a と S_{ae} の特徴を見ると，北栄町土下では固有周期 1.2 秒から 1.4 秒付近で明瞭なピークが見られる。微動 H/V の 1 次固有周期 0.85 秒よりも S_a のピーク周期が長くなっており，地盤の非線形化の影響が考えられる。固有周期 1 秒以下の S_a の振幅が小さいため， $C_y=0.6$ 以上では S_a と S_{ae} が交わっていないが， $C_y=0.1 \sim 0.5$ の S_{ae} は S_a と交わっており， R が $1/60 \sim 1/10$ となっている。湯梨浜町龍島は NS 成分の固有周期 0.58 秒にピークが見られるほか，1 次ピークが固有周期 1.2 秒付近に見られる。この 2 つのピークの影響により， $C_y=0.1 \sim 1.0$ の S_{ae} と S_a に交点が存在し， R が $1/60 \sim 1/20$ となっている。

K-NET 倉吉の S_a はピークが固有周期 0.1 ～0.2 秒にあり，固有周期 0.1 ～0.5 秒の振幅が相対的に大きい。NS，EW 両成分とも固有周期 0.4 秒～0.8 秒の振幅の影響により， $C_y=0.3 \sim 1.0$ の場合の R が $1/100 \sim 1/60$ となっている。また，EW 成分では $C_y=0.1$ の場合の R が $1/60 \sim 1/30$ となっており，耐震性の低い建物に対して，被害をもたらすと考えられる。三朝町大瀬は NS 成分では固有周期 0.1 ～0.5 秒，EW 成分は 0.1 ～0.6 秒の振幅が相対的に大きく， $C_y=0.7$ 以下では S_a と S_{ae} に交点が見られる。 $C_y=0.1$ の場合の R は $1/60 \sim 1/30$ でやや大きい， $C_y=0.2 \sim 0.7$ では R が $1/100 \sim 1/60$ であり，木造建物に大きな被害が生じなかったと考えられる。

図-9 に最大応答変形角 R の分布図を示す。図-9 を見ると $C_y=0.1$ の場合，震央付近の 6 地点で R が $1/60 \sim 1/30$ となっており，耐震性が非常に低い木造建物では中破から大破程度の被害が生じた可能性がある。また，震央から離れた地点でも微動 H/V の固有周期が長い観測点では R が大きくなっている地点もある。これは $C_y=0.1$ の場合，

周期の長い地震動の影響が大きくなるためである。 $C_j=0.3$ の場合の分布図を見ると、 R が 1/30 以上の地点が見られるが、全体的には $C_j=0.1$ よりも R が小さい。 $C_j=0.6, 1.0$ になると更にこの傾向が顕著となっており、耐震性が高くなるにつれて、木造建物の損傷程度が小さくなっていることが分かる。

(4) 観測記録と評価式による最大応答変形角の比較

地震観測記録から求めた最大応答変形角や震源距離、微動 H/V を用いて、回帰分析により式(26)の各係数を求めた。最大応答変形角は $C_j=0.1\sim1.0$ を対象に計算し、NS, EW 成分から求めた値の大きい方の値を用いた。震源距離 X は断層最短距離と定義し、Kubo et al.による断層モデル¹⁴⁾をもとに計算した。解析対象観測点の断層最短距離の範囲は 2.6~55.7km である。

表-1 に C_j ごとに評価した式(26)の回帰係数 $c_1\sim c_5, s$ および相関係数と標準偏差を示す。相関係数と標準偏差は地震観測記録から求めた最大応答変形角(観測値)と式(26)で求めた予測値の常用対数値を線形の式で回帰して得られた値である。また、図-10 に最大応答変形角の観測値と式(26)で求めた予測値の対応を示す。表-1 から $C_j=0.1, 0.2$ の相関係数は 0.9 前後という高い値となっている。他の C_j の相関係数は 0.785~0.875 であり、観測値

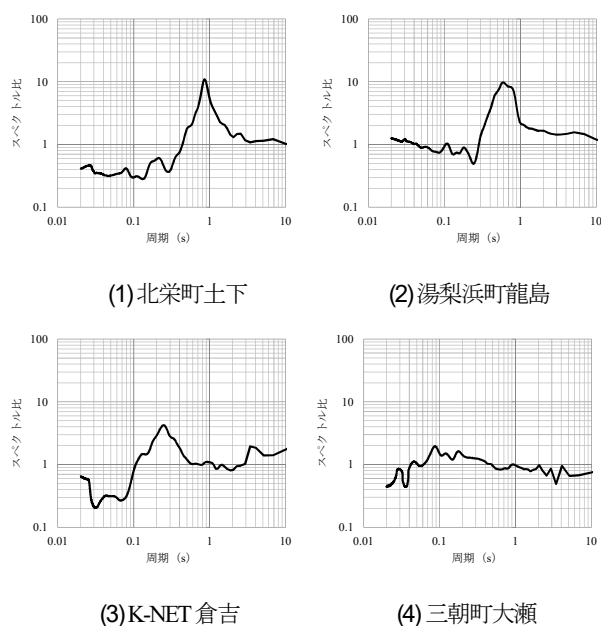


図-6 微動 H/V

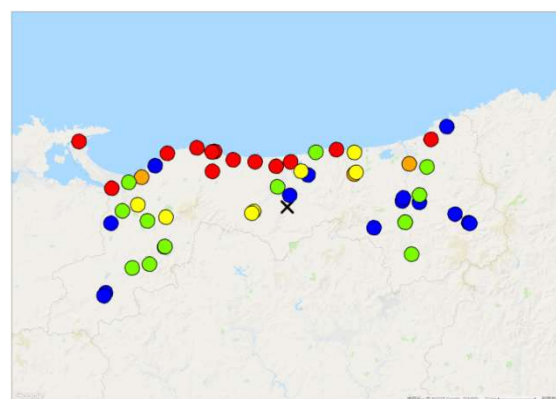


図-7 微動 H/V の 1 次固有周期分布 (●: 0.2 秒未満, ●: 0.2 秒以上 0.4 秒未満, ●: 0.4 秒以上 0.6 秒未満, ●: 0.6 秒以上 0.8 秒未満, ●: 0.8 秒以上)

と予測値の相関が良好であることから、式(26)を木造建物の最大応答変形角の評価、予測に利用できるものと考えられる。

4. まとめ

本研究では地震観測点以外の地点を対象に地震動を推定せずに震源からの距離や地盤特性などから直接的に木造建物の最大応答変形角を評価する手法を提案するとともに、2016 年に鳥取県中部で発生した地震を対象として、最大応答変形角の評価式を求めた。まず、性能等価加速度応答スペクトルと加速度応答スペクトルの関係をもとに最大応答変形角の評価式を導き出した。続いて、2016 年に鳥取県中部で発生した地震を対象に断層最短距離や微動 H/V の固有振動数などをパラメータとした最大応答変形角評価式を求めた。その結果、地震観測記録から計算した最大応答変形角と評価式から計算した値

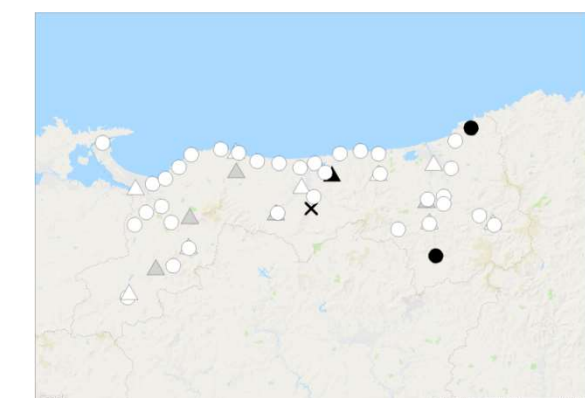


図-4 震央と地震観測点の分布 (●: 気象庁, ○: 鳥取県, ▲: 鳥取大学, △: K-NET, ▲: KiK-net)

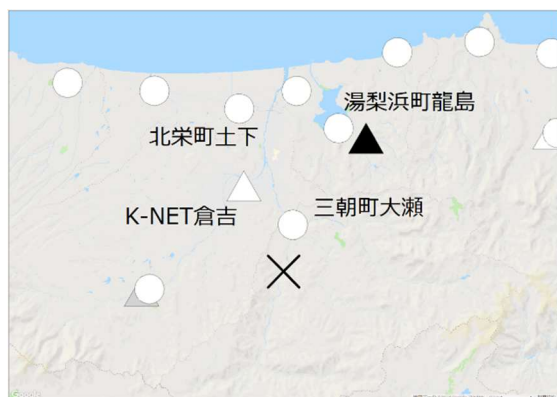
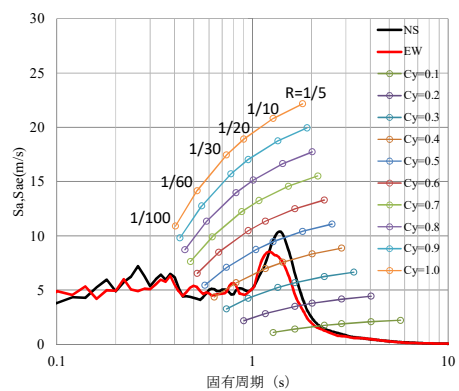
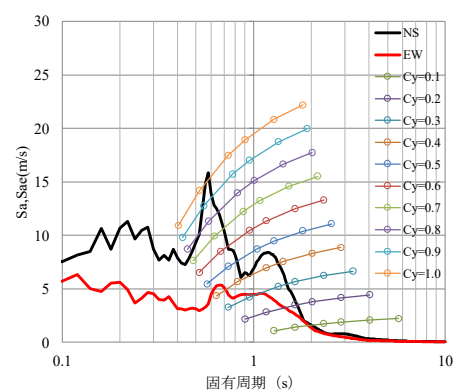


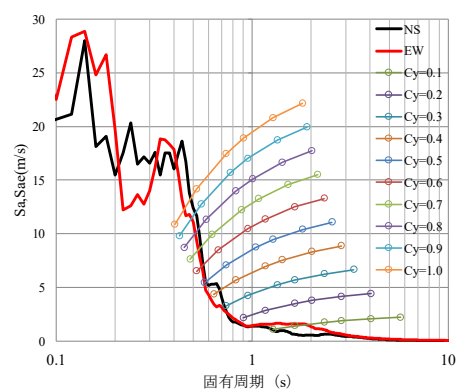
図-5 震源付近の地震観測点分布



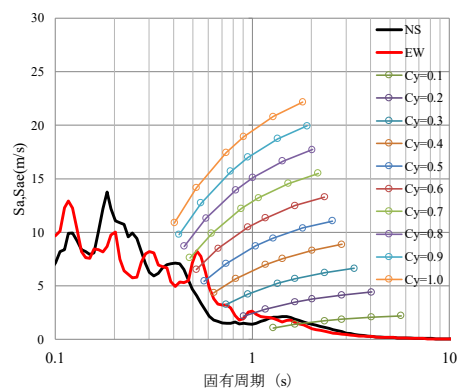
(1) 北栄町土下



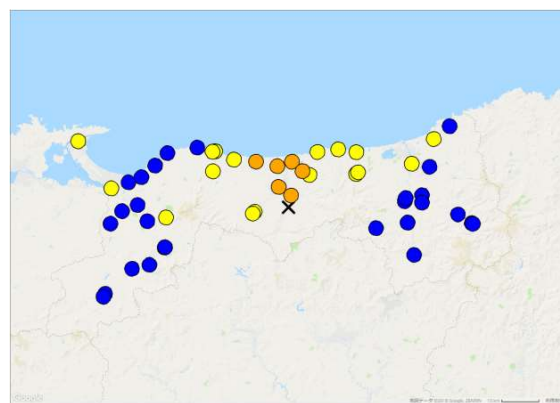
(2) 湯梨浜町龍島



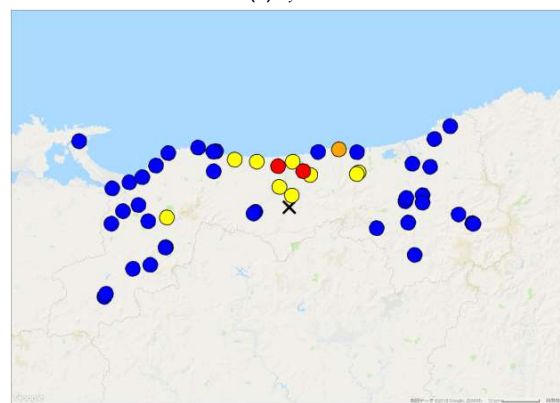
(3) K-NET 倉吉



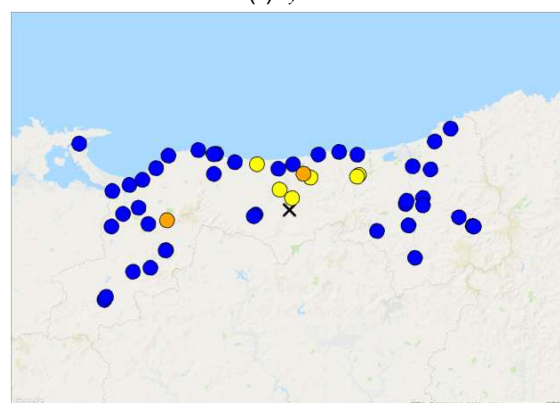
(4) 三朝町大瀬



(1) $C_j=0.1$



(2) $C_j=0.3$



(3) $C_j=0.6$



(4) $C_j=1.0$

図-9 最大応答変形角の分布 (●1/120 未満, ●1/120 以上 1/60 未満, ●1/60 以上 1/30 未満, ●1/30 以上)

図-8 加速度応答スペクトルと性能等価加速度応答スペクトル

表-1 式(26)の回帰係数と相関係数, 標準偏差

Cy	c1	c2	c3	c4	c5	s	相関係数	標準偏差
0.1	0.295	0.018	-0.384	-0.049	-0.053	32.6	0.901	0.249
0.2	0.230	0.012	0.050	-0.093	0.206	58.8	0.898	0.261
0.3	0.075	0.013	0.281	-0.111	0.299	65.7	0.875	0.276
0.4	0.022	0.009	0.412	-0.101	0.296	74.5	0.828	0.317
0.5	-0.040	0.001	0.402	-0.079	0.630	169.9	0.821	0.323
0.6	0.161	-0.002	0.588	-0.092	0.437	301.3	0.785	0.340
0.7	-0.253	0.006	0.616	-0.093	0.376	106.5	0.794	0.328
0.8	-0.273	0.002	0.741	-0.098	0.478	134.1	0.794	0.343
0.9	-0.424	0.001	0.768	-0.085	0.447	135.4	0.801	0.328
1.0	-0.591	0.003	0.763	-0.085	0.473	94.0	0.804	0.340

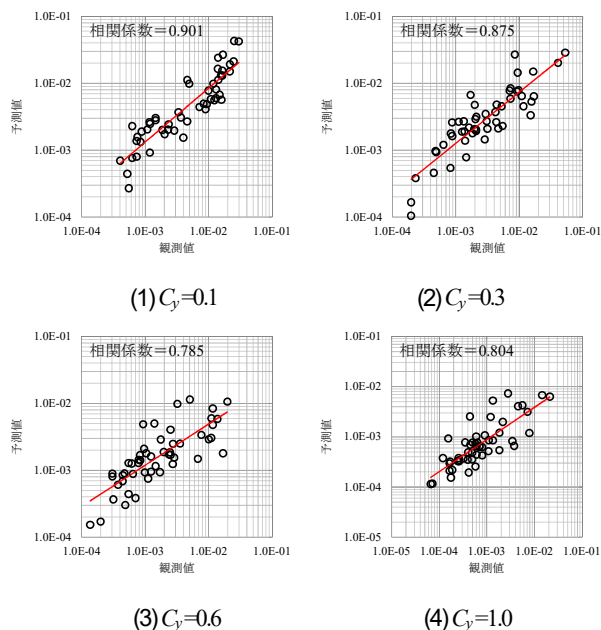


図-10 最大応答変形角の観測値と予測値の対応

がよく対応した。

今後は、今回求めた最大応答変形角の評価式を用いて、2016年鳥取県中部の地震の最大応答変形角分布を推定し、実被害との対応を調べる予定である。また、他の被害地震を対象とするだけでなく、地盤特性を表すパラメータとして、表層地盤の平均S波速度を用いた場合の評価式も検討するつもりである。

謝辞：本研究では気象庁、鳥取県、国立研究開発法人防災科学技術研究所のK-NET, KiK-net観測記録を使用させて頂きました。また、本研究は科学研究費補助金（研究種目：基盤研究B, 課題番号：18H01677, 研究代表者：宮島昌克）の補助を受けて実施しました。記してお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 中川貴文：大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発，建築研究資料，第128号，2010。
- 2) 大崎順彦：建築振動理論，彰国社，1996。
- 3) 林 康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価，第11回日本地震工学シンポジウム論文集，

pp.651-656, 2002。

- 4) 建設省：平成12年建設省告示第1457号，2000。
- 5) 新井 洋，関口 徹，時松孝次：2004年新潟県中越地震における小千谷市の地盤・地震動特性と住宅建物被害，第8回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，日本建築学会基礎構造系振動小委員会，pp.45-52, 2006。
- 6) 新井 洋，柏 尚稔：微動のH/Vスペクトルから推定した白馬村神城地区のS波速度構造と地震動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.63-64, 2015。
- 7) 中村 豊：常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定，鉄道総研報告，Vol.2, No.4, pp.18-27, 1988。
- 8) Cartwright, D. E. and Longuet-Higgins, M. S. : The statistical distribution of the maxima of a random function, *Proc. Roy. Soc. London*, Vol.237, pp.212-232, 1956。
- 9) Boore, D. M. : Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra, *Bull. Seism. Soc. Am.* 73, pp.1865-1894, 1983。
- 10) Hayashi, Y., Nii, A. and Morii, T. : Evaluation of building damage based on equivalent-performance response spectra, *Proceedings of the 14th WCEE*, 2008。
- 11) 翠川三郎，駒澤真人，三浦弘之：横浜市高密度強震計ネットワークの記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均S波速度との関係，日本地震工学会論文集，Vol. 8, No. 3, pp.19-30, 2008。
- 12) 藤本一雄，翠川三郎，年縄 巧：常時微動H/Vスペクトル比に基づく横浜市の地盤の平均S波速度の推定，日本建築学会学術講演梗概集，pp.45-46, 2009。
- 13) 西川隼人，宮島昌克：地震動スペクトルのパラメータによる地盤増幅度の表現と地震規模依存性の評価，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 66, No. 1, pp.20-29, 2010。
- 14) Kubo, H., Suzuki, Y., Aoi, S. and Sekiguchi, H. : Source rupture process of the 2016 central Tottori, Japan, earthquake ($M_{\text{JMA}}6.6$) inferred from strong motion waveforms, *Earth, Planets and Space*, 69, 127, 2017。

(.. 受付)

A STUDY ON EVALUATION FORMULA FOR MAXIMUM RESPONSE DEFORMATION ANGLE OF WOODEN BUILDING IN THE 2016 CENTRAL TOTTORI EARTHQUAKE

Hayato NISHIKAWA, Tatsuya NOGUCHI, Isamu NISHIMURA, Masakatsu MIYAJIMA and
Takao KAGAWA

We propose a method to directly evaluate the maximum response deformation angle of wooden building without estimating earthquake ground motion at the point where seismic observation is not set. First, the evaluation formula of the maximum response deformation angle was derived based on the relationship between the equivalent performance acceleration response spectrum and the acceleration response spectrum. Subsequently, the valuation formula consists of the closest distance of the fault and the natural frequency of the microtremor H/V was obtained by regression analysis using the earthquake motion records obtained in the 2016 central Tottori earthquake. As a result, the maximum response deformation angle can be calculated from the earthquake observation record corresponded well with the value calculated from the proposed formula.