

2016年熊本地震における設計地震力超過継続時間の評価

岐阜大学工学部社会基盤工学科 能島暢呂・山本大喜

Duration of Strong Motion Exceeding Bridge Design Spectra in the 2016 Kumamoto Earthquake

Nobuoto Nojima and Taiki Yamamoto
Department of Civil Engineering, Gifu University

1. はじめに

地震動の特性は、振幅特性・周期特性・経時特性の3要素によって特徴づけられる。このうち経時特性の代表例としては地震動継続時間が挙げられる。加速度・速度などの最大値指標や震度レベルが同じであっても、継続時間が長い地震動は、構造物・地盤の被害や人間行動に対して、より大きな影響を与えることが懸念される¹⁾。このため継続時間に関する研究は数多く、従来から、様々な指標が提案されてきた(例えば²⁾、Bommer and Martinez-Pereira³⁾による分類を参考にすると、地震動継続時間は次のようになる。

- 1) *Significant duration* : 地震動の累積パワーの主要部の占有時間
- 2) *Bracketed duration* : 地震動が所定の閾値を最初に超過してから最後に下回るまでの時間
- 3) *Uniform duration* : 地震動が所定の閾値を超過した正味の時間
- 4) *Structural response duration* : 上記1)-3)の定義を線形1自由度系(SDOF)の応答に適用した時間

上記の2)-4)の閾値については、地震動強度に対して *Relative* (地震動強度の閾値を最大値指標などに対する相対値で定義)と *Absolute* (地震動強度の閾値を絶対値で定義)の定義がある。

Structural response duration については研究事例が比較的少ない。狭帯域振動において継続時間 D および周期 T と近似的に $N \sim D/T$ の関係にある繰り返し回数 N と関連付けた研究としては、線形1自由度系の応答波形において所定の繰り返し回数を満たす応答レベルのスペクトルを求めた Perez⁴⁾の研究が挙げられる。同様の観点から Kawashima and Aizawa⁵⁾は、 N 番目の振幅ピークによる応答スペクトルならびに最大ピークに対する低減係数を提案している。石井⁶⁾は、線形1自由度系の応答波形に累積パワー基準を適用して周期依存の継続時間を求め、これによる「応答継続時間スペクトル」を提案している。最大応答と継続時間の関係は示されているものの、「*Significant*」の定義に従った指標を採用しているため、閾値を考慮した影響評価には至っていない。

筆者ら^{7),8)}は *Structural response duration* に関して、特に「*Uniform/Absolute*」の定義による継続時間に注目し、線形1自由度系の速度応答包絡線に基づく閾値超過継続時間とそのスペクトル表現法を提案した。振幅レベルが直接規定されるだけでなく、周期依存型の様々な限界曲線と関連付けて、揺れの継続効果を論じることができる点で有用性が高い手法である。前報⁹⁾ではその応用例として、建築室内にいる人間が地震時に安全確保のためにとる種々の避難行動に着目し、「避難行動限界曲線」を用いた「行動難度継続時間」と「不安度継続時間」に関する評価結果を報告した。

一方、工学的観点からの応用例としては、設計用地震力を閾値とした「設計地震力超過時間スペクトル⁸⁾」および「設計地震力反復数スペクトル⁸⁾」が挙げられる。本報ではこの応用例として、2016年熊本地震の本震(2016年4月16日1:25am, $M_J=7.3$, $M_w=7.0$)における観測記録を用いた評価例を報告するものである。

2. 閾値超過継続時間スペクトルと反復数スペクトルの定義

2.1 速度応答包絡線と閾値超過継続時間スペクトル

質量 m ，剛性 k の線形 1 自由度系の振動において，時刻 t における全エネルギー $Q(t)$ は，次式のように運動エネルギーとポテンシャルエネルギーの和で表される¹⁰⁾。

$$Q(t) = \frac{1}{2}m\dot{y}^2(t) + \frac{1}{2}ky^2(t) \tag{1}$$

ここに $\dot{y}(t)$ ：速度応答時刻歴， $y(t)$ ：変位応答時刻歴である．これより変位応答包絡線 $E_D(T, t)$ は次式で求めることができる．

$$E_D(T, t) = \sqrt{\frac{Q(t)}{k/2}} = \sqrt{\frac{\dot{y}^2(t)}{\omega_0^2} + y^2(t)} \tag{2}$$

ここに $\omega_0 = (k/m)^{1/2}$ は固有円振動数であり， $T = 2\pi/\omega_0[s]$ は非減衰固有周期である．これより速度応答包絡線 $E_D(T, t)$ は次式で求めることができる．

$$E_D(T, t) = \sqrt{\frac{Q(t)}{m/2}} = \sqrt{\dot{y}^2(t) + \omega_0^2 y^2(t)} \tag{3}$$

速度応答包絡線 $E_V(T, t)$ を用いると，所与の閾値 E^* の継続時間 $D_{VRE}(T, E^*)$ は次のようになる．

$$D_{VRE}(T, E^*) = \sum_i \delta(T, t_i | E^*) \Delta t \tag{4}$$

$$\delta(T, t_i | E^*) = \begin{cases} 1; E_V(T, t_i) \geq E^* \\ 0; E_V(T, t_i) < E^* \end{cases} \tag{5}$$

ただし $\Delta t =$ 時刻歴応答解析の時間刻み [s]． $t_i =$ 離散時間ステップである．

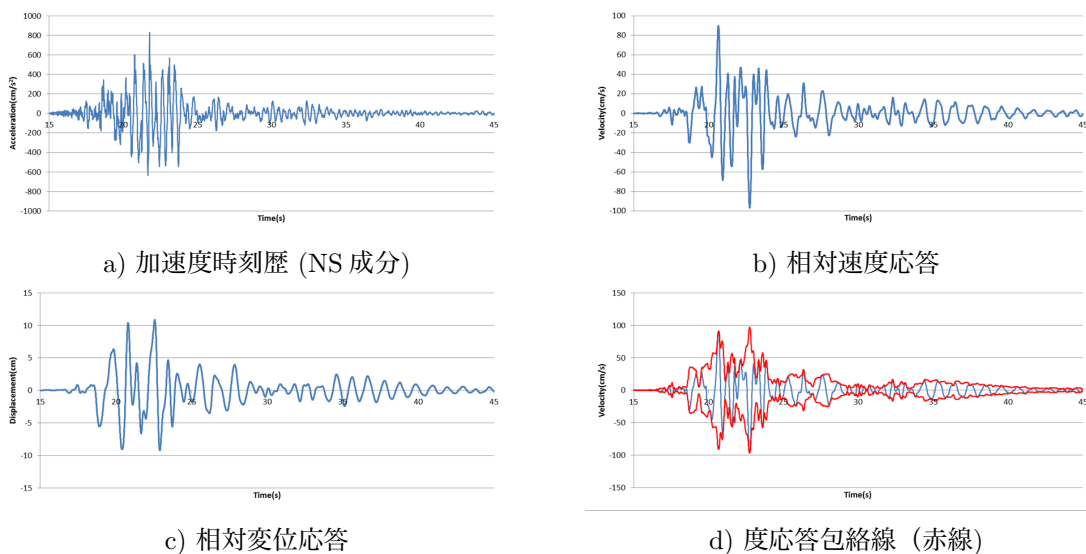


図 1 速度応答包絡線の計算手順 (K-NET 熊本, KMM006, 2016 年熊本地震本震, $T=1.0s$, $h=5\%$)

図1(a)-(c)は、速度応答包絡線 $E_V(T, t)$ および継続時間 $D_{VRE}(T, E^*)$ の計算過程 (周期 $T=1.0\text{s}$, 減衰定数 $h=5\%$) を示す。このケースでは、閾値応答速度 $E^*=50\text{cm/s}$ に対する継続時間は $D_{VRE}(T=1\text{s}, E^*=50\text{cm/s})=1.7\text{s}$ と求められる。さらに、あらゆる周期を対象とした閾値超過継続時間スペクトルの例を図2に示す ($E^*=50\text{cm/s}$)。

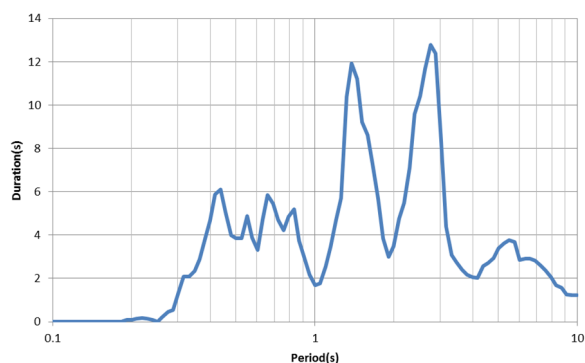


図2 閾値超過時間スペクトルの例 (閾値応答速度 $E^*=50\text{cm/s}$, $h=5\%$)

2.2 周期依存型の閾値を持つ事象の継続時間スペクトルおよび反復数スペクトル

閾値が周期 T に依存した $E^*(T)$ として設定されるような事象 X の継続時間を求める場合にも簡単に拡張ができる。具体的には、式(4),(5)に代えて次式(6),(7)を適用することによって、事象 X の継続時間 D_X を評価してスペクトル表現すればよい。

$$D_x(E^*(T)) = \sum_i \delta(t_i|E^*(T))\Delta t \quad (6)$$

$$\delta(t_i|E^*(T)) = \begin{cases} 1; E(t_i) \geq E^*(T) \\ 0; E(t_i) < E^*(T) \end{cases} \quad (7)$$

等価な反復数 N_X を次式により求めてスペクトル表現することもできる。

$$N_x(E^*(T)) = \frac{D_x(E^*(T))}{T} \quad (8)$$

3. 道路橋示方書の設計スペクトルの変換による閾値設定

本研究では周期依存型の閾値を設定するにあたって、道路橋示方書¹¹⁾の設計用加速度応答スペクトルを用いる。設計用加速度応答スペクトル S は次式のように設定されている。

$$S = C_z C_D S_0 \quad (9)$$

ここに S_0 : 標準加速度応答スペクトル, C_z : 地域別補正係数, C_D : 減衰定数別補正係数である。まず標準加速度応答スペクトル S_0 は、以下の2種類のレベルに対するものが与えられている。

- ・レベル1地震動 (L1) : 橋の供用期間中の発生確率の高い地震動
 - ・レベル2地震動 (L2) : 橋の供用期間中の発生確率は低い、大きな強度を持つ地震動
- レベル2地震動については、さらに以下の2つの地震タイプに分類されている。
- ・タイプI (T1) : プレート境界型の大規模な地震
 - ・タイプII (T2) : 内陸直下型地震また地盤条件による影響を考慮するために地盤の基本固有周期 $T_G[s]$ によってI種, II種, III種の3種類の地盤種別が規定されている。
 - ・I種地盤 (G-I) : 良好な洪積地盤及び岩盤 ($T_a < 0.2$)
 - ・II種地盤 (G-II) : I種およびIII種地盤にも属さない洪積地盤及び沖積地盤 ($0.2 \leq T_a < 0.6$)
 - ・III種地盤 (G-III) : 沖積地盤のうち軟弱地盤 ($0.6 \leq T_a$)

地域別補正係数 C_z については、当該地域の地震活動度に応じて、地震レベル・タイプごとに、3種類が定められている。

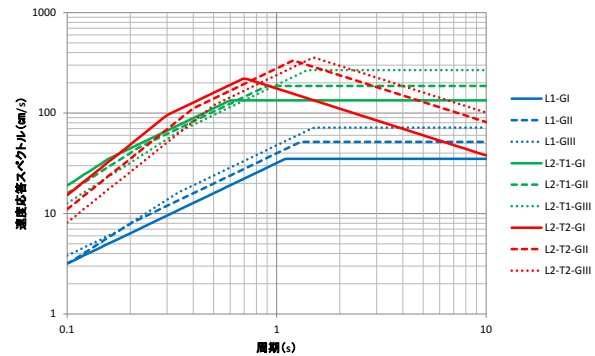
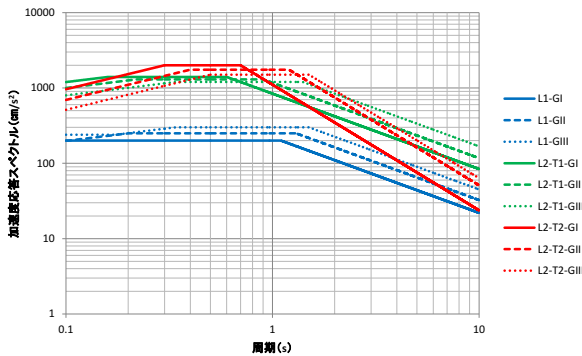


図3 道路橋示方書の設計用加速度応答スペクトル ($h=5\%$, $C_Z=1.0$)

図4 道路橋示方書の設計用加速度応答スペクトルの疑似速度応答スペクトルへの変換 ($h=5\%$, $C_Z=1.0$)

- ・レベル1: $C_Z = \{1.0, 0.85, 0.7\}$
- ・レベル2, タイプI: $C_Z = \{1.2, 1.0, 0.8\}$
- ・レベル2, タイプII: $C_Z = \{1.0, 0.85, 0.7\}$

減衰定数別補正係数 C_D は、減衰定数 $h = 5\%$ を基準とした補正係数が次式のように与えられている。

$$C_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \tag{10}$$

設計地震動3種、地盤種別3種の組み合わせにより9種の標準加速度応答スペクトルを示したものが図3である。本研究では継続時間の評価にあたって速度応答包絡線を用いるため、加速度応答スペクトルを固有円振動数 ω_0 で除すことで、図4に示すように疑似速度応答スペクトルに変換する。この疑似速度応答スペクトル（以後設計スペクトルと呼ぶ）を周期依存型の閾値として採用する。

4. 2016年熊本地震における設計地震力超過継続時間スペクトル

4.1 使用した強震記録

ここでは、熊本県内の K-NET および KiK-net 観測点¹²⁾において、2016年熊本地震の本震(2016年4月16日1時25分、マグニチュード7.3)の加速度記録(NS成分)を取り上げ、レベル1地震動およびレベル2地震動タイプIIの設計スペクトルを周期依存型の閾値とした設計地震力超過継続時間のスペクトル表現の例を示す。熊本県内には図5に示すように、K-NETが22観測点、KiK-netが17観測点ある。これらのうち本震でデータの得られなかったKiK-netの5観測点(阿蘇(KMMH04)、波野(KMMH05)、三角(KMMH07)、矢部(KMMH08)、玉名(KMMH17))を除く34観測点を対象とする。

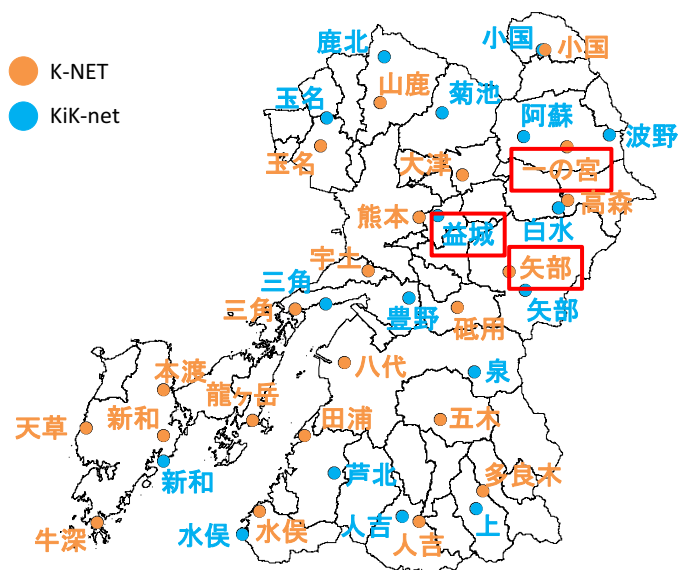
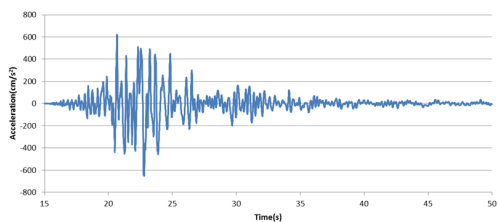
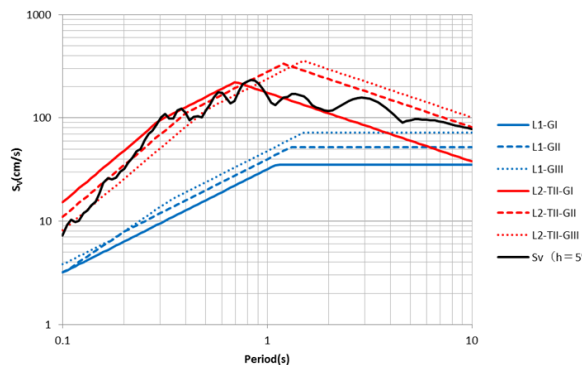


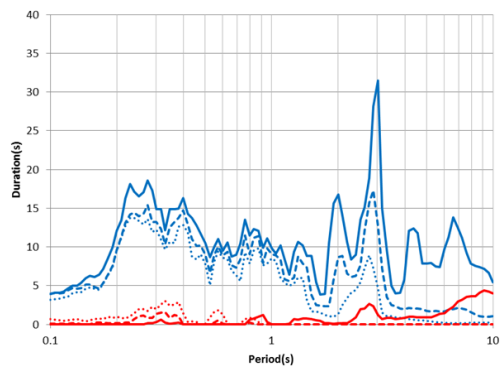
図5 熊本県内の K-NET および KiK-net の観測点分布と代表の3観測点



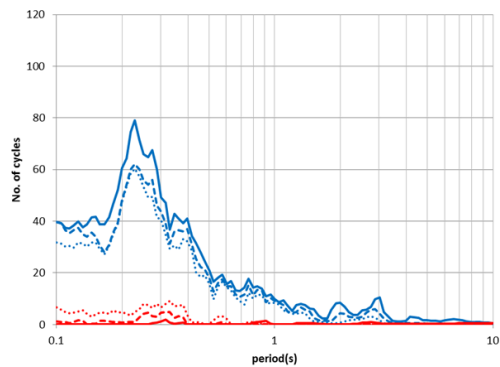
(a) 加速度時刻歴 (NS 成分)



(b) 速度応答スペクトルと設計用スペクトル

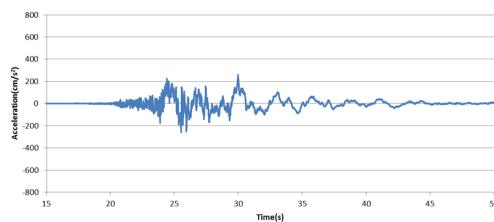


(c) 設計地震力超過時間スペクトル

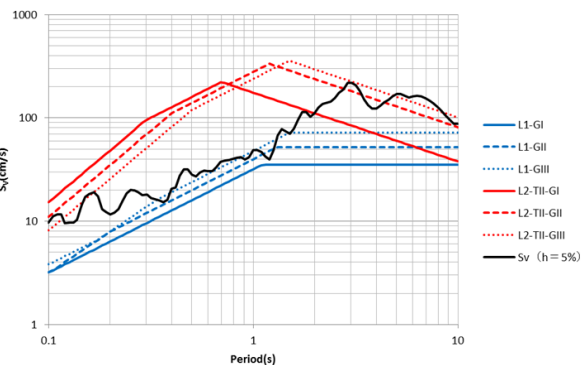


(d) 設計地震力反復数スペクトル

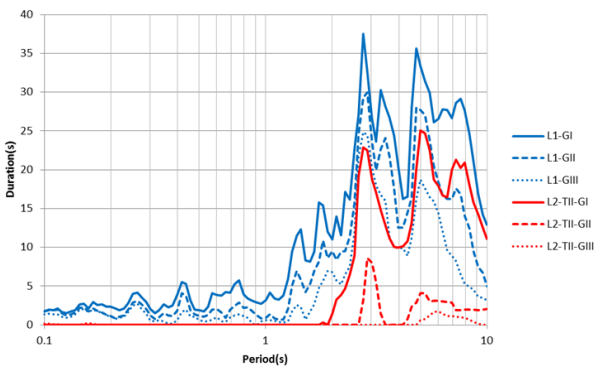
図6 KiK-net 益城 (KMMH16, G-II)



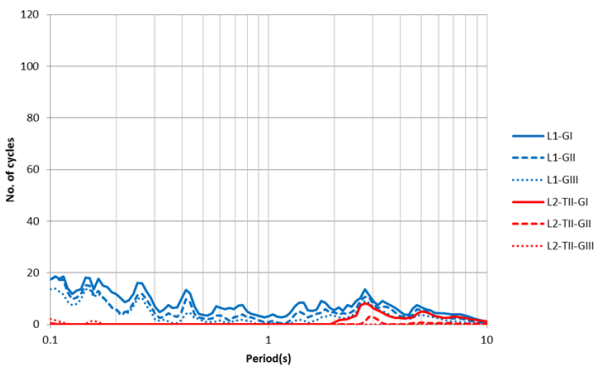
(a) 加速度時刻歴 (NS 成分)



(b) 速度応答スペクトルと設計用スペクトル



(c) 設計地震力超過時間スペクトル



(d) 設計地震力反復数スペクトル

図7 K-NET 一の宮 (KMM004, G-I)

4.2 代表の3観測点での検討 (地域別補正係数 $C_Z=1.0$)

ここではまず、速度応答スペクトルの卓越周期で特徴的な結果が得られた下記のKiK-net 益城, K-NET 一の宮, K-NET 矢部の3観測点(図5)を対象とした例を示す。

- (1) KiK-net 益城 $T_G=0.31s$, G-II,
(KMMH16) $C_Z=0.85$
- (2) K-NET 一の宮 $T_G=0.19s$, G-I,
(KMM004) $C_Z=0.85$
- (3) K-NET 矢部 $T_G=0.15s$, G-I,
(KMM009) $C_Z=0.85$

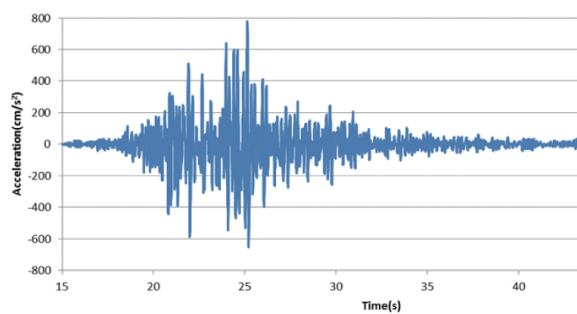
3観測点の条件は上記の通りであるが、以下の図6~8においては比較のため、実際の条件に関わらず、すべての地盤種別に関する結果を示す。また熊本県内の地域別補正係数は県西部の一部で $C_Z=0.7$ であるほかは、ほとんど $C_Z=0.85$ であるが、ここでは一律に $C_Z=1.0$ として比較することとし、地域別補正係数の影響については、次節で改めて考察することとする。

4.2.1 KiK-net 益城 (KMMH16, G-II) (図6)

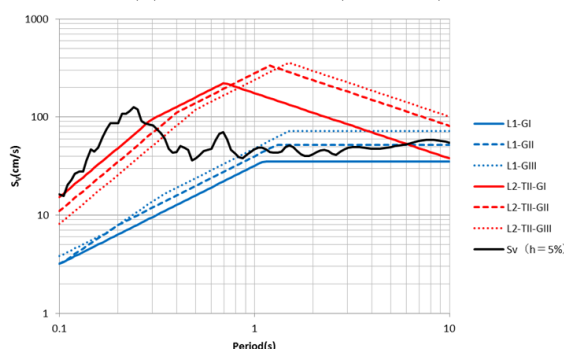
震源断層に最も近い益城町内の観測点である。最大加速度は $653.0cm/s^2$ であり、主要動は20s程度と短い。速度応答スペクトルは固有周期0.3~4sの広い範囲で100cm/sを超過している。最大速度応答は233.5cm/sで卓越周期は $T=0.83s$ である。速度応答スペクトルは、II種地盤におけるレベル1地震動の設計スペクトル(L1-GIIスペクトル)を全周期帯で超過している。最長のL1スペクトル超過継続時間は、周期 $T=2.9s$ で17.3sであり、最大反復数は $T=0.23s$ で周期62.0回である。レベル2地震動タイプ2の設計スペクトル(L2-T2-GIIスペクトル)に関しては、周期 $T=0.83s$ 以下、特に $T=0.2\sim 0.4s$ の範囲で超過している。最長のL2スペクトル超過継続時間は、周期 $T=0.33s$ で1.6sであり、最大反復数は $T=0.32s$ で周期4.9回である。

4.2.2 K-NET 一の宮 (KMM004, G-I) (図7)

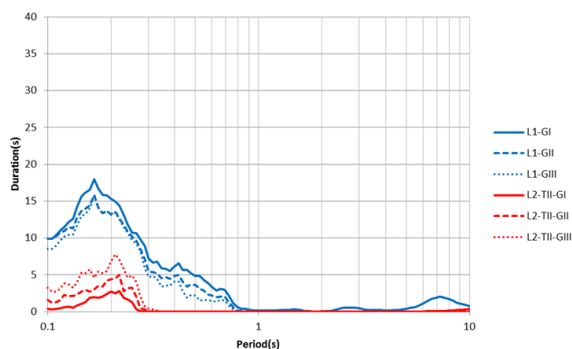
震源断層からかなり東方の阿蘇市に位置する観測点である。最大加速度は $261.5cm/s^2$ であり、ここでも主要動は20s程度と短い。卓越周期は $T=2.9s$ で最大速度応答は $219.2cm/s$ である。K-NET 益城



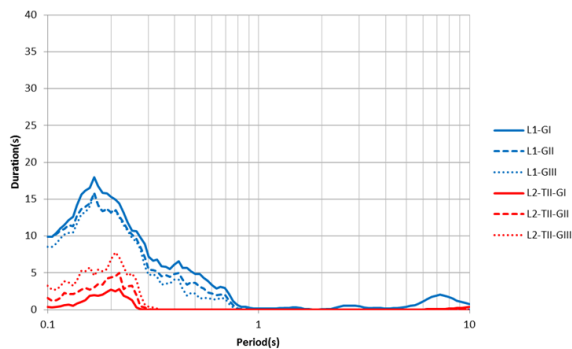
(a) 加速度時刻歴 (NS成分)



(b) 速度応答スペクトルと設計用スペクトル



(c) 設計地震力超過時間スペクトル



(c) 設計地震力超過時間スペクトル

図8 K-NET 矢部 (KMM009, G-I)

(KMM004) よりも最大加速度は小さいものの、周期 $T=2\sim 9\text{s}$ の広い範囲で速度応答が 100 cm/s を上回っている。I種地盤におけるレベル1地震動の設計スペクトル(L1-GIスペクトル)を全周期帯で超過している。L1-GIスペクトル超過継続時間は、周期 $T=2.8\text{s}$ で 37.5s と周期 $T=4.8\text{s}$ で 35.6s の2つの明瞭なピークを持ち、対応する反復数はそれぞれ13.6回と7.4回である。レベル2地震動タイプ2の設計スペクトル(L2-T2-GIスペクトル)に関しては、主に周期 $T>1.82\text{s}$ で超過しており、2つのピークは周期 $T=2.8\text{s}$ で 22.9s と周期 $T=5.0\text{s}$ で 25.1s である。L2-T2スペクトルで 10s 以上の超過継続時間を示す観測点では見られず、K-NET一の宮が唯一であった。対応する反復数はそれぞれ8.3回と5.0回である。

4.2.3 K-NET 矢部 (KMM009, G-I) (図8)

震源断層から東南方向にあたる上益城郡山都町内の観測点である。最大加速度は 776.6 cm/s^2 と KiK-net 益城 (KMM16) を上回る。最大速度応答は周期 $T=0.24\text{s}$ で 125.8 cm/s であり、KiK-net 益城 (KMMH16) や K-NET 一の宮 (KMM004) と比較すると低いレベルといえる。最大速度応答が 100 cm/s を超過するのはこのピーク付近のみであり、短周期成分がかなり卓越している。I種地盤におけるレベル1地震動の設計スペクトル(L1-GIスペクトル)を全周期帯で超過している。最長のL1スペクトル超過継続時間は、周期 $T=0.17\text{s}$ で 17.9s であり、最大反復数は $T=0.17\text{s}$ で周期108.1回に及ぶ。レベル2地震動タイプ2の設計スペクトル(L2-T2-GIスペクトル)に関しては、周期 $T=0.28\text{s}$ 以下の短周期帯でのみ超過している。最長のL2スペクトル超過継続時間は、周期 $T=0.22\text{s}$ で 2.8s であり、最大反復数は $T=0.20\text{s}$ で周期13.6回である。

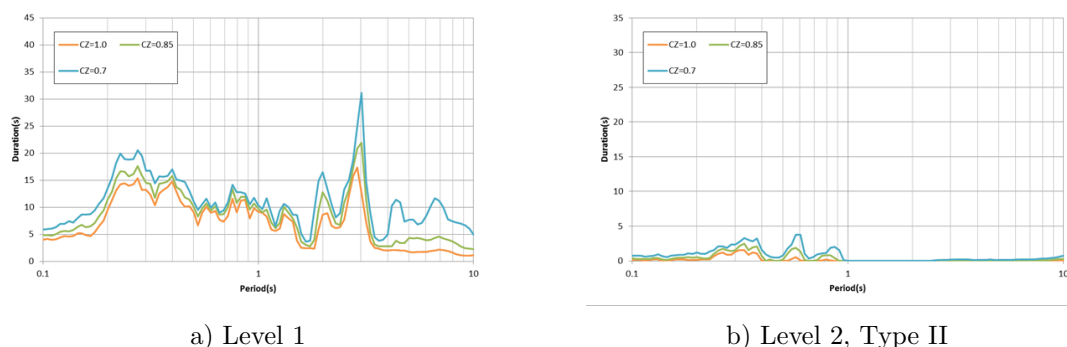


図9 地域別補正係数 C_Z が設計地震力超過継続時間に及ぼす影響 (KiK-net 益城, KMMH16, G-II)

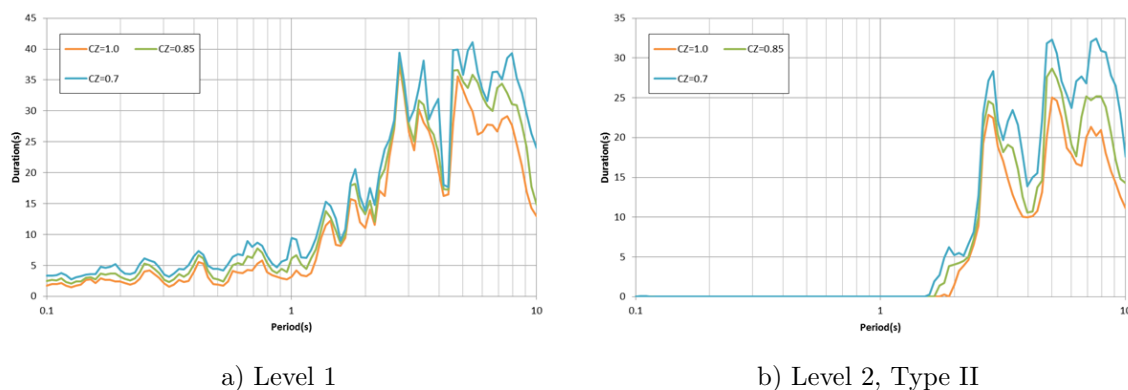


図10 地域別補正係数 C_Z が設計地震力超過継続時間に及ぼす影響 (K-NET 一の宮, KMM004, G-I)

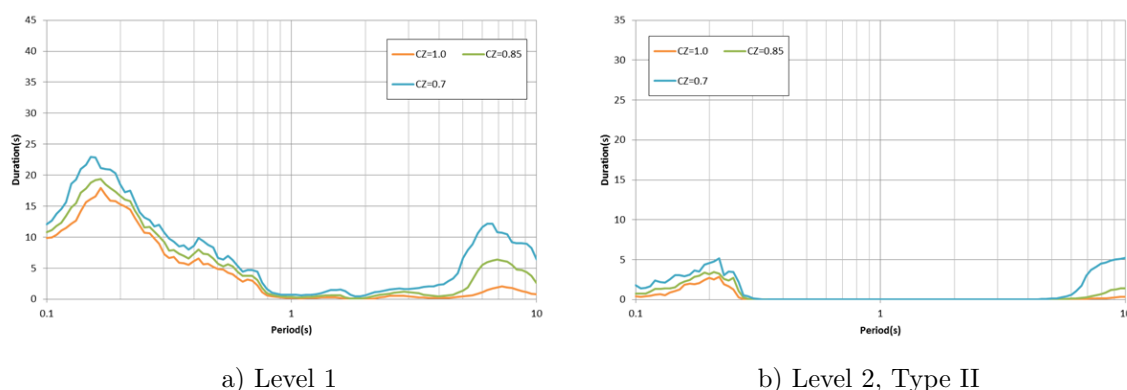


図 11 地域別補正係数 C_Z が設計地震力超過継続時間に及ぼす影響 (K-NET 矢部, KMM009, G-I)

上記の 3 観測点における実際の地域別補正係数はいずれも $C_Z=0.85$ である。前節では $C_Z=1.0$ とした場合について比較した。低い値の C_Z は設計スペクトルを低減させるので、継続時間は一貫して長時間化する。本節では、地域別補正係数 C_Z が及ぼす影響を検討するため、 $C_Z=1.0, 0.85, 0.7$ とした場合を示して比較を行う。なお、ここでは各観測点の地盤種別に関する結果のみを示す。

4.3 地域別補正係数 C_Z が超過時間に及ぼす影響

図 9 は K-NET 益城 (KMM004) の結果である。L1 スペクトル超過時間は中周期帯では長時間化しないが、短周期側と長周期側、特に周期 $T>3s$ で地域別補正係数 C_Z に敏感に変化する。L2-T2 スペクトルに関しては、地域別補正係数 C_Z は周期 $T<1s$ の超過時間に影響を与えている。

図 10 は K-NET 一の宮 (KMM004) の結果である。L1 スペクトル超過時間については、地域別補正係数 C_Z が小さくなるにつれて、周期帯によらず比較的一様に設計地震力超過時間の伸長効果が見て取れる。地域別補正係数が $C_Z=1.0$ の場合においては、速度応答は周期 $T<2s$ で L2-T2 スペクトルを超過することはなかったが、 C_Z を小さくすると $T=1.7s$ 程度から超過することがわかる。周期 $T=3\sim 9s$ においては、スペクトル超過時間は 15s 以上に及ぶ。

図 11 は K-NET 矢部 (KMM009) の結果である。KiK-net 益城 (KMMH16) と同様に、設計スペクトル超過時間は短周期側と長周期側で地域別補正係数 C_Z に敏感に変化する。L2-T2 スペクトルについては、 C_Z は周期 $T<1s$ の範囲で影響を及ぼしている。総じて、 $C_Z=0.85$ と $C_Z=0.7$ との差異は、 $C_Z=1.0$ と $C_Z=0.85$ との差異よりも大きい傾向が見て取れる。

4.4 熊本県内における設計地震力超過時間の分布 ($C_Z=1.0$)

設計地震力超過継続時間の空間分布を視覚的にとらえるために、固有周期 $T=0.33s, 1.0s, 3.0s$ について、熊本県内の全データを用いたマップ表現を行う。設計地震力超過時間の空間分布を 図 12 および 図 13 地域別補正係数については再び $C_Z=1.0$ とした。 $C_Z=0.85$ もしくは 0.7 とした場合には、これらの分布を上回ることとなる。

図 12 は L1 スペクトルに関する結果である。継続時間は広範囲に分布しており、特に周期 $T=0.33s$ で顕著である。これに対して周期 $T=3.0s$ では熊本県北部に限られるものの、周期 $T=1.0s$ の結果よりも長い継続時間が現れている。図 13 は L2-T2 スペクトルに関する結果である。継続時間は震源域に比較的近い観測点に限定的に見られるものの、必ずしも断層近傍であるほど長いわけではないことがわかる。

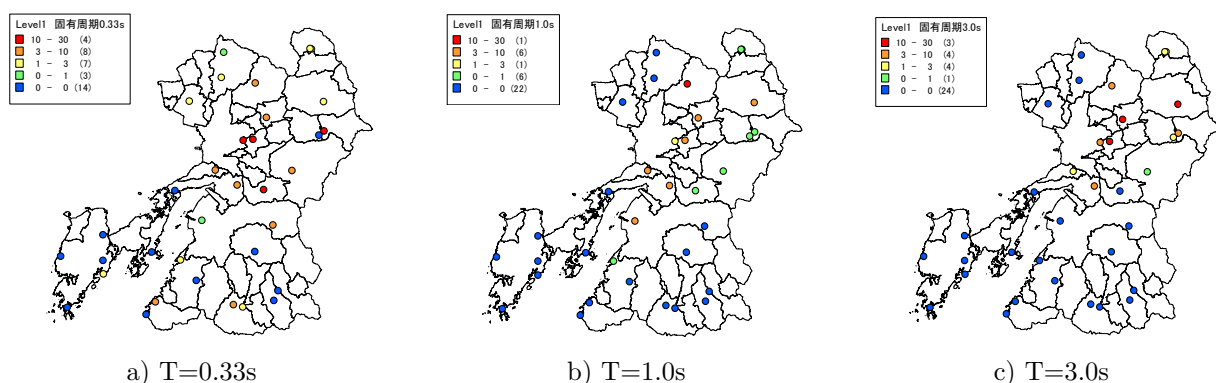


図 12 熊本県における設計地震力超過継続時間の分布 (Level 1, $C_Z=1.0$)

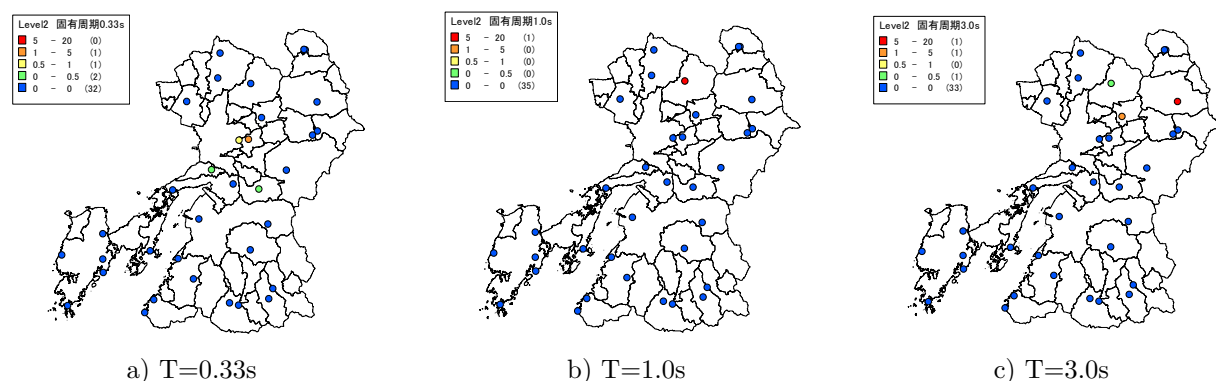


図 13 熊本県における設計地震力超過継続時間の分布 (Level 2, Type II, $C_Z=1.0$)

5. 結語

本研究では、道路橋示方書の耐震設計編に記載された設計用加速度応答スペクトルを疑似速度応答スペクトルに変換して閾値スペクトルとして設定し、2016年熊本地震の本震における設計地震力超過継続時間スペクトルおよび設計地震力超過反復数スペクトルの評価を行った。特に、KiK-net 益城 (KMMH16)、K-NET 一の宮 (KMM004)、K-NET 矢部 (KMM009) の3観測点で得られた観測記録を対象として詳しく分析するとともに、熊本県内で得られた全データを用いた空間分布を示した。得られた成果と今後の課題を以下に要約する。

1. KiK-net 益城 (KMMH16) では応答レベルが高く、L1 スペクトルを全周期帯で超過した。K-NET 一の宮 (KMM004) では長周期で速度応答の卓越が見られた。設計地震力超過継続時間スペクトルは、レベル1地震動、レベル2地震動タイプIIともに長周期における卓越が顕著であった。一方、K-NET 矢部 (KMM009) は短周期側で速度応答が卓越した。そのため設計地震力超過反復数スペクトルが短周期部分で非常に高いレベルを示した。
2. 地域別補正係数を1.0から0.85、0.7と変化させて閾値スペクトルを下げていくと、継続時間は長くなるが、伸長効果には周期依存性が見られた。3観測点の結果から、最大で10~15sほどの継続時間の増加が確認できた。
3. 設計地震力超過継続時間の空間分布を視覚的にとらえるために、固有周期 $T=0.33s$ 、 $1.0s$ 、 $3.0s$ の3ケースについて、熊本県内の全データを用いたマップ表現を行った。L1 スペクトルを用いると、

熊本県中部や北部を中心として全域で設計地震力超過継続時間が生じた。L2-T2 スペクトルを用いると、設計地震力超過継続時間が生じる範囲は限定された。特に固有周期 1.0s での KiK-net 菊池 (KMMH03) や固有周期 3.0s での K-NET 一の宮 (KMM004) は範囲が限定的なだけでなく、継続時間も非常に長いのが特徴的であった。

2016 年熊本地震は、前震 (4 月 14 日 21 時 26 分、マグニチュード 6.5) と本震 (4 月 16 日 1 時 25 分、マグニチュード 7.3) が連続して起きた。その他の余震群と合わせて、設計地震力超過継続時間の累積効果について今後検討を続ける方針である。逆に、継続時間が短くても振幅の大きいパルス波を持つ地震動は変位応答に影響を与える。今回の 2016 年熊本地震でも、1995 年兵庫県南部地震のように振幅の大きいパルス波が観測された。パルス波が及ぼす影響についても今後の検討を予定している。

謝辞

本研究では、国立研究開発法人 防災科学技術研究所の K-NET および KiK-net による強震記録を使用させていただいた。記して謝意を表するしだいである。

参考文献

1. 土木学会地震工学委員会 強震継続時間が長い地震動に対する土木構造物の耐震性検討小委員会：シンポジウム「強震継続時間が長い地震動に対する土木構造物の耐震性評価」講演概要集，2012.5.
2. Bommer, J. J., Stafford, P. J. and Alarcon, J. E.: Empirical Equations for the Prediction of the Significant, Bracketed, and Uniform Duration of Earthquake Ground Motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.99, No.6, pp.3217-3233, 2009.
3. Bommer, J. J. and Martinez-Pereira, A.; Strong-motion Parameters: Definition, Usefulness and Predictability, Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand. Paper No.0206 (on CD-ROM), 2000.
4. Perez, V.: Spectra of Amplitudes Sustained for a Given Number of Cycles: an Interpretation of Response Duration for Strong-Motion Earthquake Records, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.70, No.5, pp.1943-1954, 1980.
5. Kawashima, K. and Aizawa, K.: Earthquake Response Spectra Taking Account of Number of Response Cycles, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14(2), pp.185-197, 1986.
6. 石井透：地震動の応答継続時間スペクトル 評価手法の提案と 2011 年東北地方太平洋沖地震およびその前震・余震・誘発地震による東京の地震動への適用例，日本建築学会構造系論文集，Vol.77, No.676, pp.843-850, 2012.6.
7. 能島暢呂：速度応答包絡線を用いた閾値超過継続時間のスペクトル表現とその応用，日本地震工学学会論文集，Vol.15, No.1, pp.1-17, 2015.2.
8. 能島暢呂・杉戸真太・久世益充：応答包絡線の閾値超過時間を用いた地震動継続時間のスペクトル表現とその応用，第 68 回土木学会年次学術講演会，I-245, pp.489-490, 2013.9.
9. 能島暢呂：強震動が人間行動および心理面に与える影響の継続時間の評価，東濃地震科学研究所報告，No.37, pp.73-89, 2016.3.
10. 亀田弘行：強震地震動の非定常パワースペクトルの算出に関する一考察，土木学会論文報告集，第 235 号，pp.55-62, 1975.3.
11. 日本道路協会：道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説，2012.3.
12. (国) 防災科学技術研究所：強震観測網 (K-NET, KiK-net), <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>