

### 3. 地震動と被害状況分析（抜粋）

「米子自動車道 鳥取県西部地震被害状況分析 概要書」より

## 地震動と被災状況分析

鳥取県西部地震による被害状況と各地で観測された地震動を基に、高速道路に生じた被災状況について整理分析した「米子自動車道鳥取県西部地震被災状況分析：技術事務所」に地震動と被災との関係が報告された。その要約版を以下に示す。

### 1. 業務概要

本業務は、2000.10.06に発生した平成12年鳥取県西部地震（以下、鳥取県西部地震とする）において観測された地震動や、日本道路公団中国支社が管理する安来道路、米子自動車道、中国自動車道、岡山自動車道の橋梁や盛土に生じた被災状況を整理・分析するものである。

日本道路公団で観測された地震動は少ないので、科学技術庁（当時）防災科学技術研究所によって整備されてきた強震観測網K-NETと基盤強震観測網KiK-netで観測された地震動<sup>1)2)</sup>も検討の対象とする。高速道路に生じた被災情報は、日本道路公団が地震直後に実施した特別点検調査の報告書や、日本道路公団試験研究所で定めた被災ランクを用いる。

### 2. 平成12年鳥取県西部地震の震源特性

鳥取県西部地震は、その地震の規模が $M_J=7.3$ （ $M_J$ ：気象庁マグニチュード）と平成7年兵庫県南部地震（以下、兵庫県南部地震とする）の $M_J=7.2$ よりも大きいにもかかわらず、何故、地震による被害が小さいかが議論の的となっている。ここでは、鳥取県西部地震に関して各機関から公表された震源情報（断層運動に関する情報）に基づいて、鳥取県西部地震の震源特性の概要について述べる。

気象庁から発表された速報震源の諸元は、以下のとおりである。

発生時刻：2000.10.06 13:30頃

震央位置 北緯 $35.3^\circ$ ，東経 $133.4^\circ$

震源深さ 10km

気象庁マグニチュード $M_J$  7.3

鳥取県境港市および鳥取県日野町では、兵庫県南部地震以後導入された計測震度の観測値としては現在最も大きい、震度6強という値が記録されている。

東京大学地震研究所地震予知情報センターのYagi&Kikuchiは、遠地実体波（アメリカのIRIS-DMC:Incorporated Research Institutions for Seismologyの12点の遠地P波広帯域記録とK-NETおよびKiK-netで観測された地震記録）によって鳥取県西部地震の震源メカニズムを解析し、図2-1に示すような震源メカニズム解（震源特性）を報告している<sup>3)</sup>。図に示した球面は、観測された縦波（P波）の押し引き（押しは震源から離れる方向、引きは震源に近づく方向）を震源に引き戻して震源を囲む球面（震源球面）上に投影したものである。図のように押し引きの境界を示す線が円の中心付近で交差する場合は、震源断層が横ずれ断層であったことを表している。図の右上に示した横軸にタイムスケールを持つ図は、震源における運動の時間的経過を表した震源時間関数である。震源時間関数は、後述する地震モーメント $M_0$ の時間的な変化を表した（地震モーメントの微分）ものであり、地震開始後4秒～7秒付近で大きなすべりが生じていることがわかる。図の下段はすべり分布を示したものである。発震点よりも南東でおおきなすべりが生じていることがわかる。京都大学防災研究所の関口・岩田も、K-NETとKiK-netで観測された地震記録を用いて断層の破壊過程の推定を行

いほぼ同様な震源特性を報告している<sup>4)</sup>

震源時：13:30:17

(走向, 傾斜, すべり角) (150, 87, 1)

地震モーメント  $M_0$  :  $1.1 \times 10^{19} \text{ Nm}$ , モーメントマグニチュード  $M_w$  : 6.6

破壊継続時間  $T$  : 約 9sec

深さ  $H$  : 11km, 最大すべり量 : 約 3.4m

長さ : 20km, 幅 : 10km

断層運動 : 北西南東走行の左横ずれ断層

### 2000 Tottori Earthquake

Moment =  $0.109 \times 10^{20} \text{ Nm}$ ,  $M_w = 6.6$

(Strike, Dip, Slip) = (150.0, 87.0, 0.9)

Y. Yagi and M. Kikuchi (2000)

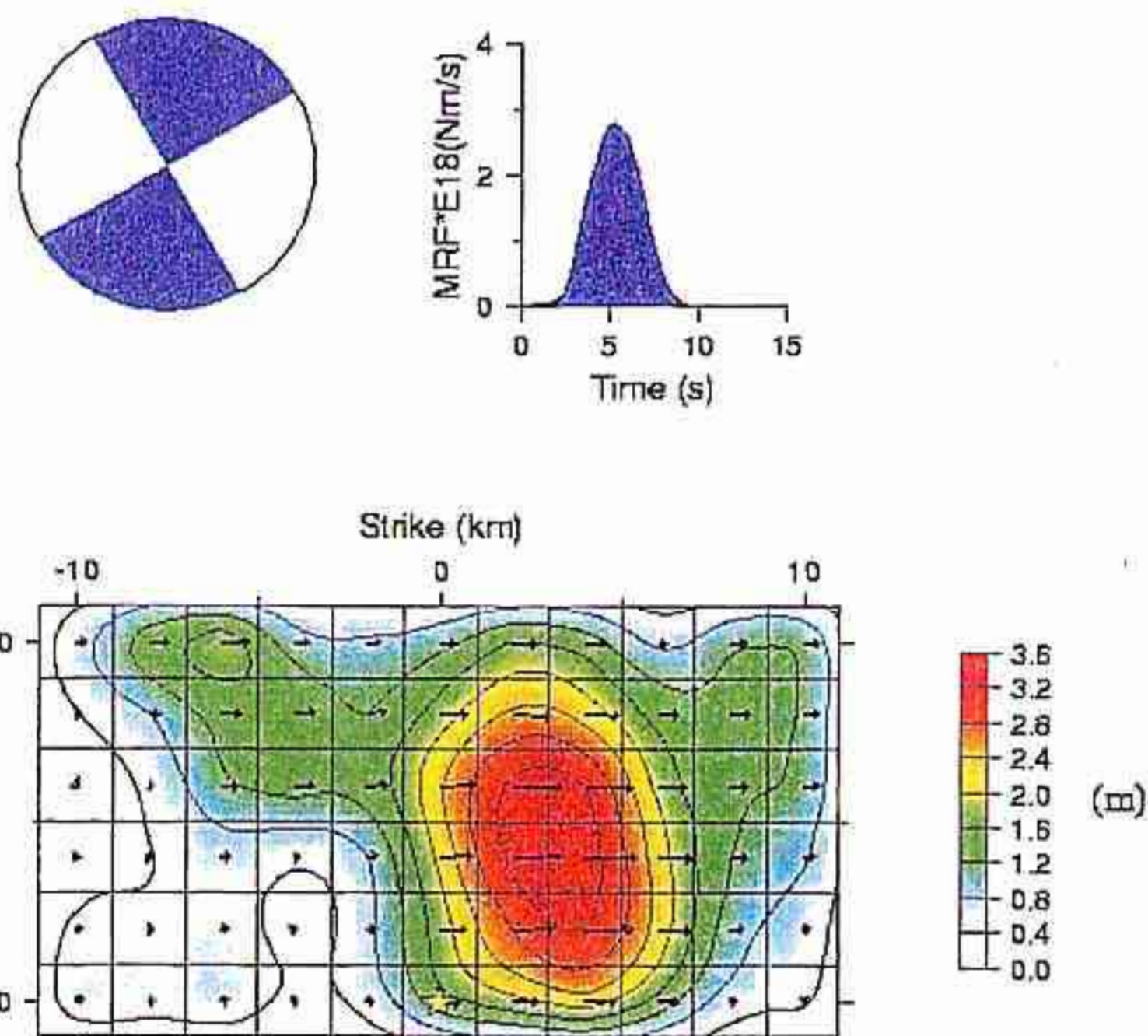


図 2-1 地震学的データによって推定された鳥取県西部地震の震源メカニズム解<sup>3)</sup>

国土地理院は、震源周辺の電子基準点で観測された地核変動データを解析し、鳥取県西部地震を発生させた断層の位置やすべりの大きさを求め、以下のような震源特性を報告している<sup>5)</sup>。

断層の形状：長方形と仮定、断層の向き：ほぼ北北西-南南東方向

断層の大きさ：水平方向約 20km, 上下方向約 10km

傾斜角： $86^\circ$  (北東から南西の方向に傾き下がるほぼ垂直な断層)

断層上端深さ：約 1km (断層の北端は、米子市の南西約 10km に位置する。)

断層運動：ほぼ純粋な左横ずれ (すべり角  $7^\circ$ ) で、すべり量は約 1.4m。

モーメントマグニチュード  $M_w$  : 約 6.6

各機関から公表された震源特性は、鳥取県西部地震は、震源から南東の方向に向か

って破壊が進んでいったと推定している。

上述したように気象庁マグニチュード $M_J$ は、鳥取県西部地震の方が、兵庫県南部地震よりも大きいにもかかわらずその被害が小さいことが指摘されている。地震の大きさを気象庁マグニチュード $M_J$ ではなく、断層を境にして岩盤をずり動かすために働いた力（地震モーメント $M_0$ ）の大きさをもとにして計算するモーメントマグニチュード $M_w$ で両地震の大きさを比較する。鳥取県西部地震のモーメントマグニチュード $M_w$ は約6.6、兵庫県南部地震のモーメントマグニチュード $M_w$ は約6.9<sup>7)</sup>とそれぞれ推定されている。今、モーメントマグニチュード $M_w$ と地震モーメント $M_0$ の関係を、式(2-1)に示す金森の式<sup>6)</sup>によって表されるとすると、鳥取県西部地震の地震モーメント $M_0$ は $M_0=1.1\times 10^{19}Nm$ 、兵庫県南部地震の地震モーメント $M_0$ は $M_0=2.49\times 10^{19}Nm$ となる。鳥取県西部地震の地震モーメントは、兵庫県南部地震の約40%と小さいことがわかる。

$$M_w = (\log M_0 - 9.1) / 1.5 \quad (2-1)$$

地震モーメントは概ねエネルギーに比例することから、鳥取県西部地震の震源でのエネルギーは、兵庫県南部地震の半分以下であったと言える<sup>3)</sup>。このように、気象庁マグニチュードの大きさからは、鳥取県西部地震と兵庫県南部地震で生じた被害の違いを説明できないが、断層の大きさに着目すると、両地震による被害の違いを説明できることがわかる。

### 3. 平成 12 年鳥取県西部地震で観測された地震動の特性

JH の地震観測地点 11 地点、K-NET の地震観測地点 27 地点<sup>1)</sup>、KiK-net の地震観測地点 17 地点<sup>2)</sup>で観測された地震動から、次に示す 4 つの地震動特性値を求めた。

- 1) 水平成分の最大加速度
- 2) スペクトル強度  $SI$  値
- 3) 弾性加速度応答スペクトル
- 4) 所要降伏水平震度スペクトル

#### 3-1. 地震動の最大加速度

図 3-1 は、水平 2 成分を合成して求めた水平成分の最大加速度をベクトルによって表したものである。図には、JH の被災箇所も併記してある。各観測地点の最大加速度を比較すると、観測位置が接近していても、その最大加速度が大きく異なる場所が多くある。これは、地表面上の地震動には基盤から地表面にかけての表層地盤の増幅特性が大きく影響しているからと考えられる。特に、JH の地震観測地点は、盛土上に設置されている箇所もあるため、その影響も無視できない。

震源から半径 10km 以内に位置する日野は約 1.1g、伯太は約 0.9g という大きな最大加速度が得られている。伯太は断層の走向にほぼ平行な方向に、日野は断層と直交する方向に最大加速度が生じている。断層の北西と南東では、南東方向の方が全般的に大きな最大加速度が生じている。これは、2 章の震源特性で述べた、大きなすべりは発震点よりやや南東側にあることと整合している。

橋梁や盛土に何らかの被害が生じた箇所とその付近の地震観測地点で観測された最大加速度の大きさに着目すると、被災箇所付近の地震観測地点では約 0.3g~0.8g という最大加速度が生じている。これだけをみれば、被災した箇所の付近で観測された地震動の最大加速度は大きいといえることができる。しかし、被災していない箇所の付近でも約 0.3g~0.6g という大きな最大加速度が生じているところもある。これより、最大加速度が大きいところで必ず被害が生じているわけではないことがわかる。



### 3-2. S I 値

図3-2は、水平2成分の速度応答を合成して求めたSI値である。被災した旭川橋付近の観測地点である湯原（JHおよびKiK-net）を除けば、あきらかに被災箇所付近の観測地点におけるSI値は大きな値を示していることがわかる。具体的には、被災箇所付近で観測された地震動のSI値は30以上となっている。既往の研究によれば、地震による被害の発生の有無に関して、加速度と被害の間には明確な関係が認められないものの、SI値が25cm/secを越えると被害が発生することが報告されている<sup>8)</sup>。図3-2に示したSI値と高速道路の被災の有無はこれと整合していることがわかる。

図3-3は、SI値と最大加速度の関係を示したものである。耐震設計上の地盤種別がI種地盤となる地盤上で観測された地震動を対象とした図の(1)には、兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台記録、1994.1.17ノースリッジ地震で観測されたSylmar駐車場（I・II種地盤相当）記録<sup>9)</sup>、1993.1.15釧路沖地震で観測された釧路気象台記録も示してある。同様に、耐震設計上の地盤種別がII種地盤となる地盤上で観測された地震動を対象とした図の(2)には、兵庫県南部地震で観測されたJR鷹取駅記録<sup>10)</sup>、ノースリッジ地震で観測されたSylmar駐車場記録を併記してある。全般的に、最大加速度が大きくなればSI値も大きくなる傾向にあるが、最大加速度が大きくてもSI値が小さいものも多数あることがわかる。既往の地震と比較すると、鳥取県西部地震のSI値は、日野と米子（K-NET）を除けばかなり小さいことがわかる。特に、I種地盤では、最大加速度は大きかったが、その被害は小さかった釧路沖地震の釧路気象台記録よりもSI値は小さい。また、兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅周辺の被災状況と鳥取西部地震における日野町の被災状況<sup>11)</sup>と比較すると、図3-3におけるJR鷹取駅記録のSI値よりも日野のSI値の方が大きいというのは、被災程度と整合していないように感じる。確かに、都市部と山間部の違い、建物の構造や階数の違いもあるため単純な比較はできないが、日野の地震計は鶴ノ池のほとりの堆積層上に設置されているため、日野町全体の傾向であるとは言い難い<sup>11)</sup>という報告もある。

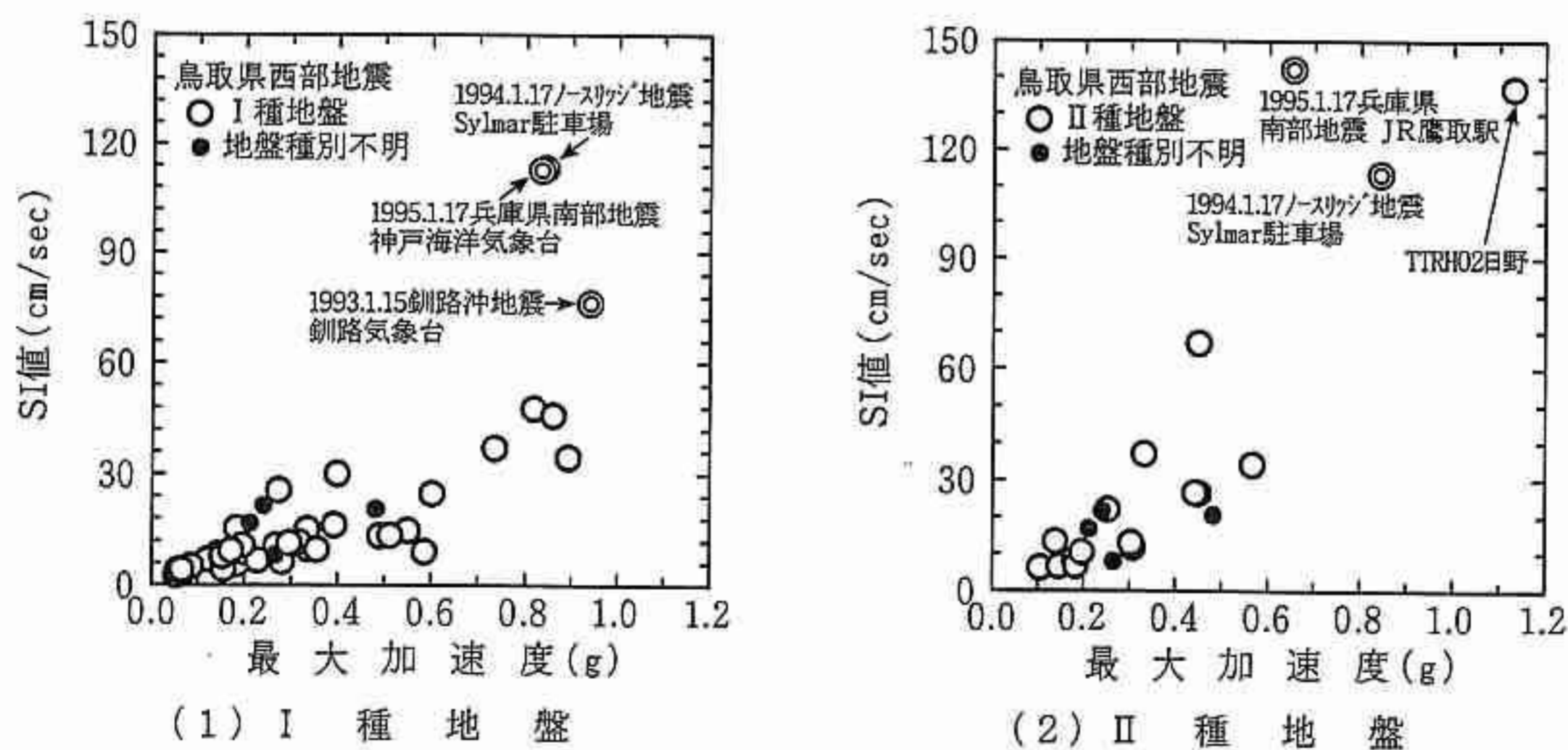


図3-3 最大加速度とS I 値の関係

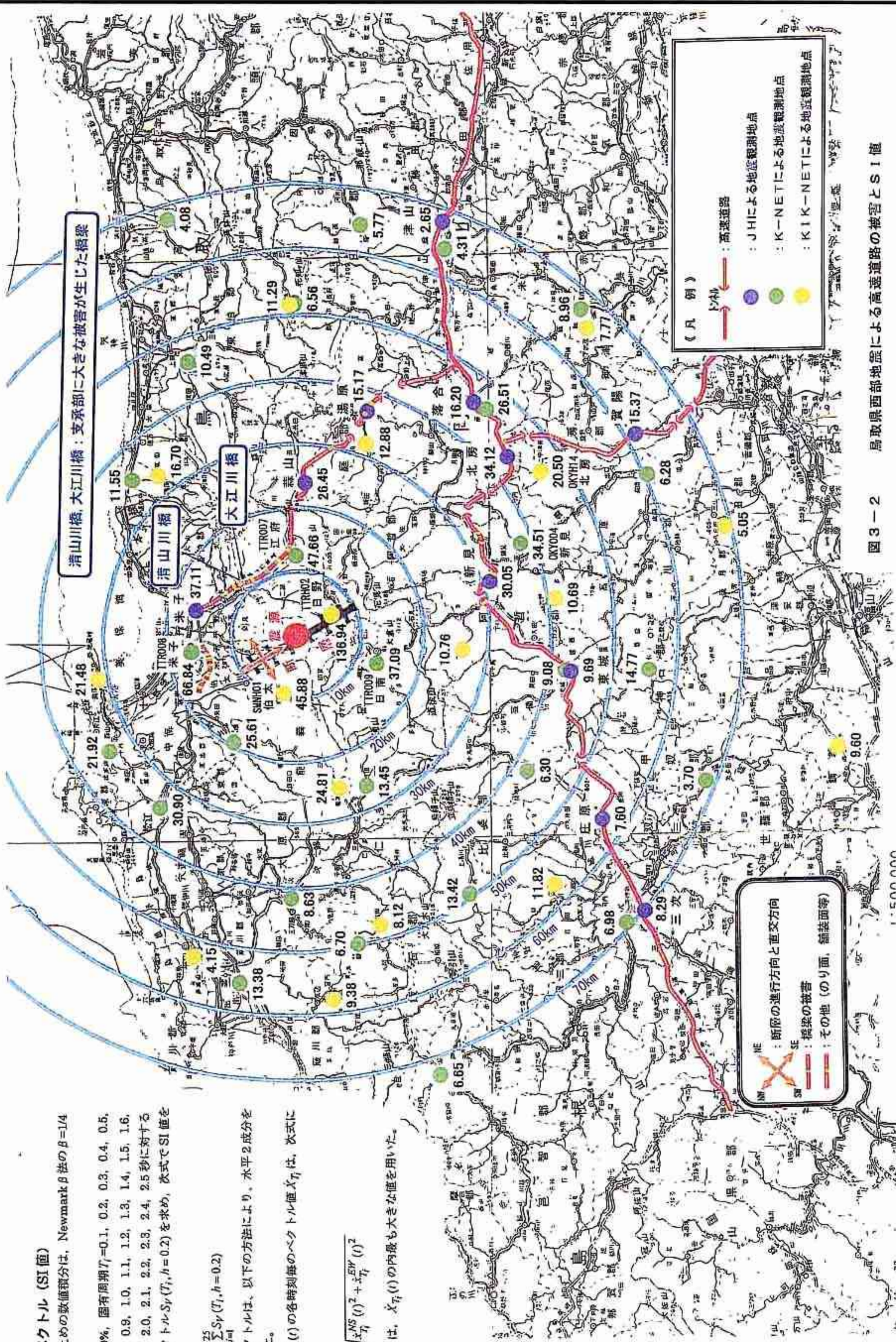


図 3-2 鳥取県西部地震による高速道路の被害と S I 値

速度応答スペクトル (SI 値)

応答を求めるための数値積分は、Newmark  $\beta$  法の  $\beta=1/4$  とした。

減衰定数  $h=20\%$ 、固有周期  $T_1=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 2.0, 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5$  秒に対する速度応答スペクトル  $S_r(T_1, h=0.2)$  を求め、次式で SI 値を求めた。

$$SI \text{ 値} = \frac{1}{25} \sum_{T_1} S_r(T_1, h=0.2)$$

速度応答スペクトルは、以下の方法により、水平 2 成分を合成して求めた。

$\dot{x}_{T_1}^{NS}(t)$  と  $\dot{x}_{T_1}^{EW}(t)$  の各時刻毎のベクトル値  $\dot{x}_{T_1}$  は、次式により求めた。

$$\dot{x}_{T_1}(t) = \sqrt{\dot{x}_{T_1}^{NS}(t)^2 + \dot{x}_{T_1}^{EW}(t)^2}$$

$S_r(T_1, h=0.2)$  は、 $\dot{x}_{T_1}(t)$  の内最も大きな値を用いた。



### 3-3. 加速度応答スペクトル

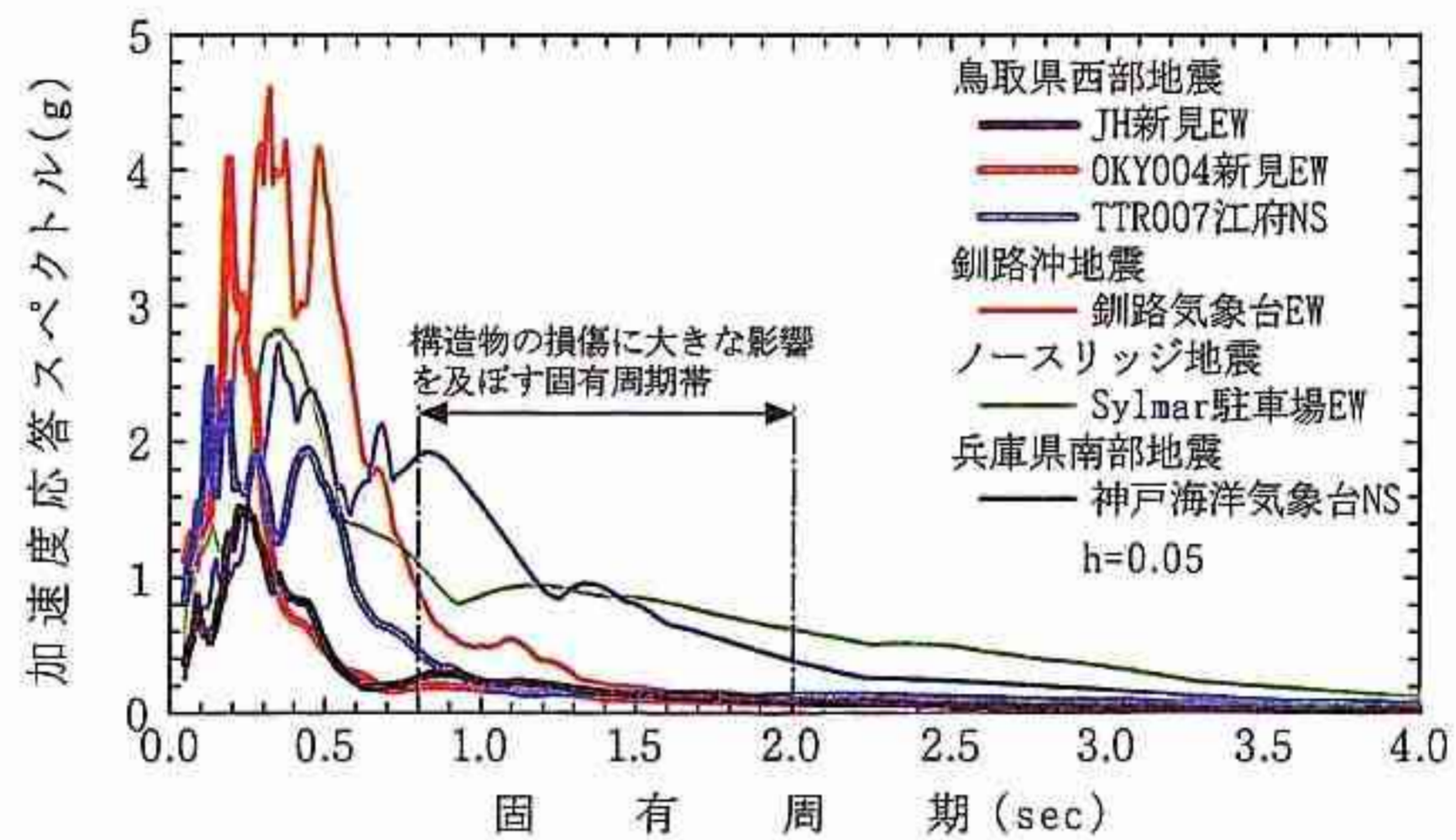
図 3-4 は、鳥取県西部地震で観測された地震動の中から、構造物に与える影響が大きいと考えられる地震動の減衰定数 5%に対する加速度応答スペクトルを比較したものである。耐震設計上の地盤種別が I 種地盤では新見 (JH) の EW 成分、新見 (K-NET) の EW 成分、江府 (K-NET) の NS 成分を、II 種地盤では北房 (JH) の NS 成分、米子 (JH) の NS 成分、米子 (K-NET) の EW 成分、日野 (KiK-net) の NS 成分を示している。図には、釧路沖地震の釧路気象台記録 (I 種地盤)、ノースリッジ地震の Sylmar 駐車場記録 (I・II 種地盤相当)、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録 (I 種地盤) と JR 鷹取駅記録 (II 種地盤) も併記してある。図中(1)より、I 種地盤上で観測された鳥取県西部地震の新見 (JH) EW 成分は固有周期 0.25 秒付近で約 1.5 g、新見 (K-NET) EW 成分は固有周期 0.2 秒付近で約 4 g、江府 (K-NET) NS 成分は固有周期 0.15 秒付近で約 2.5g という大きな加速度応答が得られていることがわかる。しかし、固有周期が長くなるとともに急激にその加速度応答は小さくなっており、江府 (K-NET) NS 成分で固有周期 0.5 秒付近に約 1.9g という大きな応答がみられる点を除けば、橋梁構造物が多く存在すると考えられている固有周期 0.5 秒よりも長周期側では小さな加速度応答しか得られていない。

既往の地震と比較すると、その最大加速度が大きい割には、被害が小さいといわれた釧路沖地震の釧路気象台記録の方が固有周期 0.3 秒よりも長周期側の加速度応答が大きく得られている。甚大な被害を生じたノースリッジ地震の Sylmar 駐車場記録と兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録も、固有周期 0.3 秒よりも長周期側の加速度応答が大きく得られており、特に固有周期 0.8 秒～2.0 秒付近では、鳥取県西部地震で観測された地震動の加速度応答を大きく上回っている。

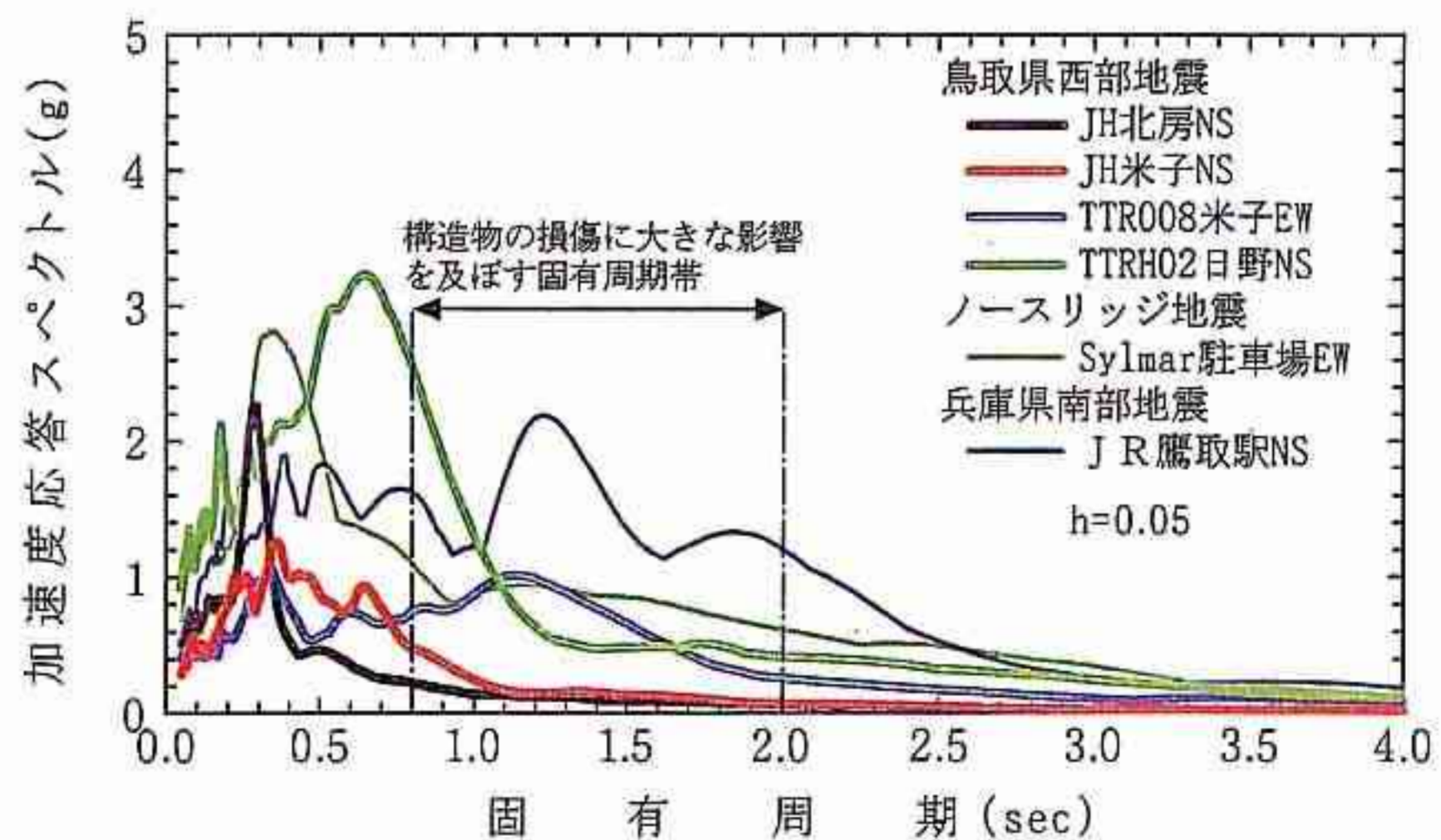
図中(2)より、II 種地盤上で観測された鳥取県西部地震の北房 (JH) NS 成分は固有周期 0.3 秒付近で約 2.1 g、米子 (JH) NS 成分は固有周期 0.4 秒付近で約 0.9g、米子 (K-NET) EW 成分は固有周期 0.35 秒付近で約 1g、日野 (KiK-net) NS 成分は固有周期 0.2 秒付近では約 2.1g、0.65 秒付近では約 3g という大きな加速度応答が得られている。しかし、北房 (JH) NS 成分と米子 (JH) NS 成分は、固有周期 0.8 秒よりも長周期側では、固有周期が長くなるとともにその加速度応答が急激に小さくなっている。米子 (K-NET) EW 成分と日野 (KiK-net) NS 成分は、固有周期 0.8 秒～2.0 秒付近では 1g～0.2g 程度という比較的大きな加速度応答を示しているが、甚大な被害を生じたノースリッジ地震の Sylmar 駐車場記録と兵庫県南部地震の JR 鷹取駅記録と比較すると小さい。

一般的な橋梁に大きな損傷が生じないときの固有周期は、0.5 秒付近にあるが、橋梁に大きな地震動が作用し、ひびわれ等の何らかの損傷が生じると、橋梁の剛性が軟らかくなるため、その固有周期は 0.5 秒よりも長くなることが知られている。固有周期が長周期化した領域でも、加速度応答スペクトルが大きいということは、橋梁の剛性が変化したことによる長周期化にともなう作用地震力の低減効果が十分見込めないことを表している。このように橋梁に何らかの損傷が生じて、固有周期が長周期化することを予め考慮すると、橋梁の損傷に大きな影響を及ぼす固有周期帯は、0.8 秒から 2.0 秒付近になると想定される。このような観点から、図を眺めると、過去に橋梁に甚

大な被害を与えたノースリッジ地震のSylmar駐車場記録EW成分や兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録NS成分やJR鷹取駅記録NS成分の加速度応答スペクトルは、構造物の損傷に大きな影響を及ぼす固有周期帯において、固有周期の長周期化にともなう加速度応答の低減が小さいことがわかる。また、大きな加速度が観測されたにもかかわらず被害が少なかった釧路沖地震の釧路気象台記録EW成分の加速度応答スペクトルと鳥取県西部地震で観測された地震動のそれを比較すると、橋梁の損傷に大きな影響を及ぼす固有周期帯において、鳥取県西部地震の方が加速度応答が小さいことがわかる。このように、鳥取県西部地震が橋梁に与える影響は、過去の強震記録と比較して小さいことがわかる。



(1) I 種 地 盤



(2) II 種 地 盤

図3-4 弾性加速度応答スペクトルの比較

### 3-4. 所要降伏水平震度スペクトル

兵庫県南部地震以後の耐震補強や耐震設計は、想定される大きな地震動を橋梁に作用させ、それによって橋梁に生じる塑性変形をもとめ、その塑性変形を許容される変形量以下にとどめるためには、橋梁にどれだけの降伏水平耐力を与える必要があるかを定める塑性変形を考慮した地震時保有水平耐力法へと耐震設計の基本が移行している。

図3-5は、RC橋脚に支持された橋梁に生じる応答塑性率を2に留めるために必要な所要降伏水平震度（降伏水平耐力）を、1自由度非線形振動系を対象に求めたものである。図には、鳥取県西部地震のI種地盤とII種地盤上で観測された地震動と既往の地震で観測された地震動の所要降伏水平震度を比較する形で示してある。

I種地盤上で観測された鳥取県西部地震の地震動の内、江府（K-NET）が固有周期1.0秒よりも長周期側で釧路沖地震の釧路気象台記録よりも大きな降伏水平震度を要求していることがわかる。ノースリッジ地震のSylmar駐車場記録や兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録は、広い周期帯に渡って、大きな降伏水平震度を要求している。

II種地盤上で観測された鳥取県西部地震の地震動の内、断層震源域の南東に位置する日野（KiK-net）が固有周期0.4秒～1.0秒の区間で、ノースリッジ地震のSylmar駐車場記録や兵庫県南部地震のJR鷹取駅記録よりもはるかに大きな降伏水平震度を要求している。しかし、固有周期が1.3秒よりも長周期となると、ノースリッジ地震のSylmar駐車場記録や兵庫県南部地震のJR鷹取駅記録が要求している降伏水平震度よりも小さくなる。

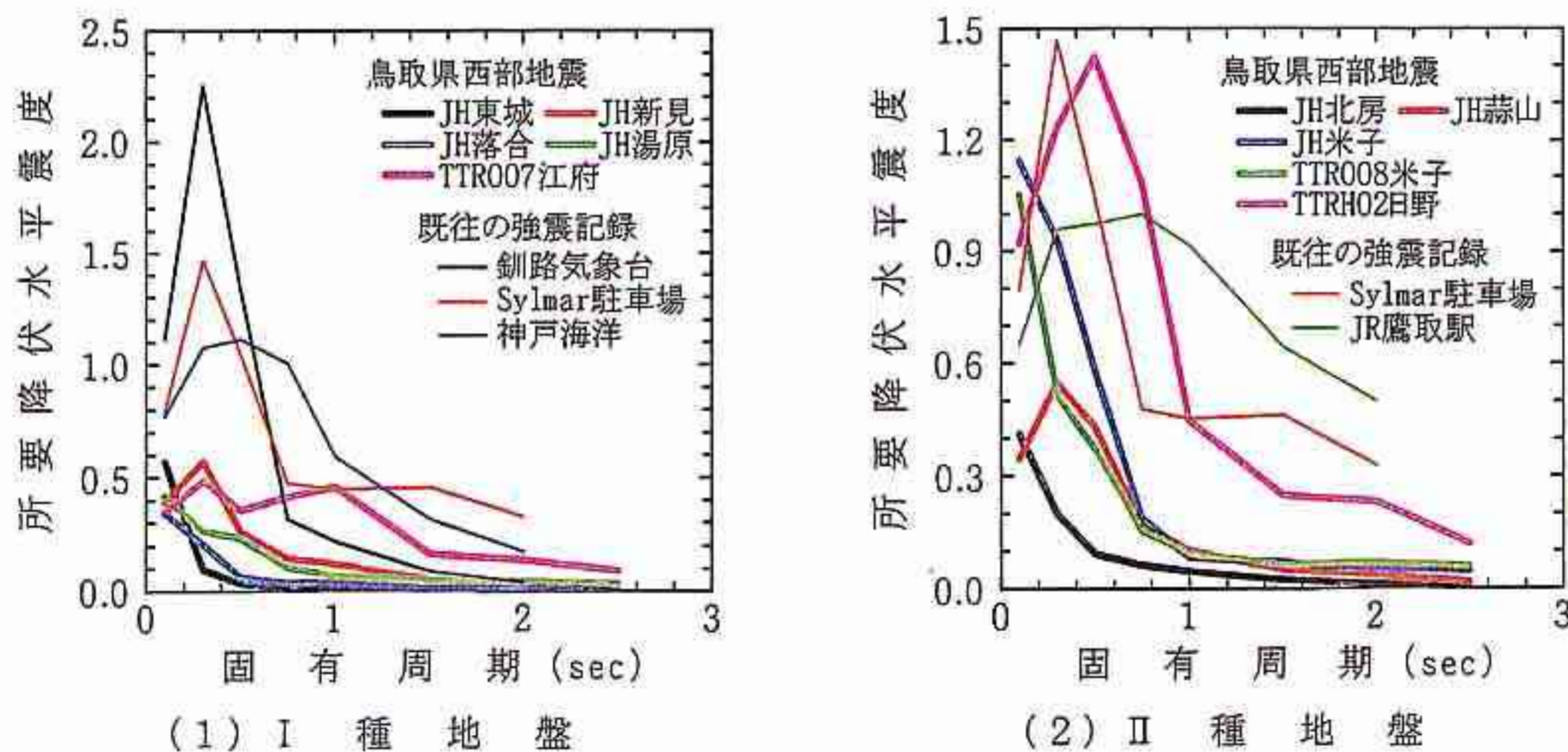


図3-5 所要降伏水平震度（応答塑性率2）

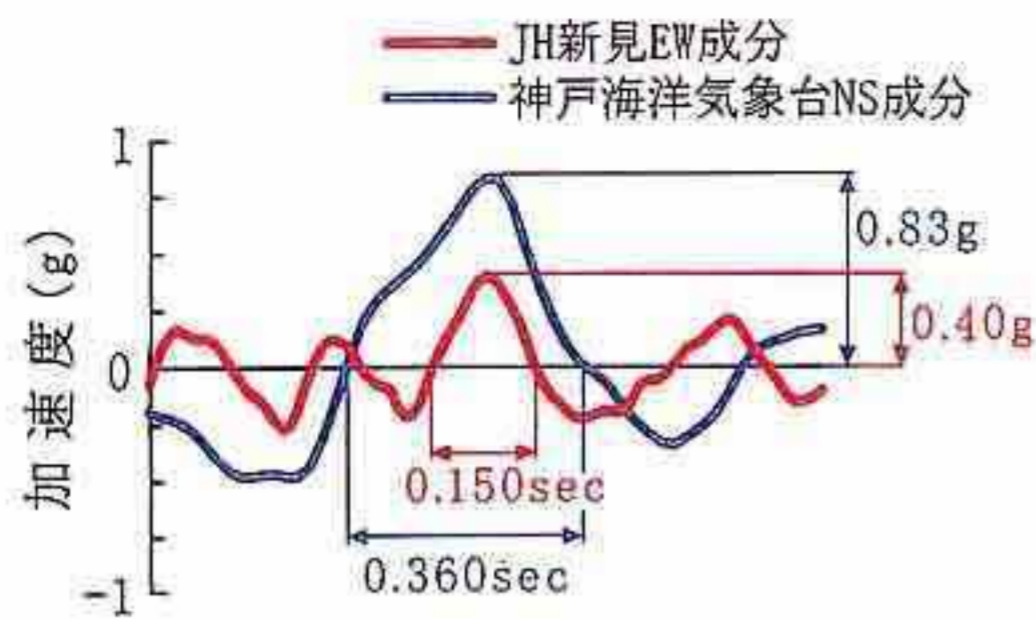
### 3-5. 地震動特性が高速道路の構造物に与える影響

兵庫県南部地震やカリフォルニアの被害地震のように、震源断層が鉛直に近く、かつ断層面がほぼ水平方向に動く横ずれ断層の地震では、断層に直交する震動が長周期の大きなパルス状の波形をしていることが報告されている<sup>12)</sup>。また、震源の断層付近における地震動が構造物に大きな損傷を生じさせるのは、設計地震動よりも大きな加速度を有することと、地震動波形の中に含まれている1~2秒程度の周期が長いパルスのような波形が大きなエネルギーを有していることが指摘されている。この長周期パルス波形は、構造物に与える影響が大きいことから、キラーパルスと呼ばれることがある<sup>13)</sup>。図3-6は、兵庫県南部地震と鳥取県西部地震および釧路沖地震で観測された地震動のパルス波を比較したものである。第2章の震源特性のところでも述べたように、鳥取県西部地震も震源断層が鉛直に近くかつ断層面がほぼ水平方向に動いた左横ずれ断層である。図の(1)は、耐震設計上の地盤種別がI種地盤となる兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録と鳥取県西部地震の新見(JH)と江府(K-NET)および釧路沖地震の釧路気象台記録比較したものである。図の(2)は、耐震設計上の地盤種別がII種地盤となる兵庫県南部地震のJR鷹取駅記録と鳥取県西部地震の北房(JH)と米子(JH)および日野(KiK-net)の最大振幅付近の振幅を拡大してパルスの大きさを比較したものである。各観測地点で観測された地震動波形の中から最大値が生じている波を取り出し、その波と零基線で囲まれる範囲を、ここではパルスと定義している。

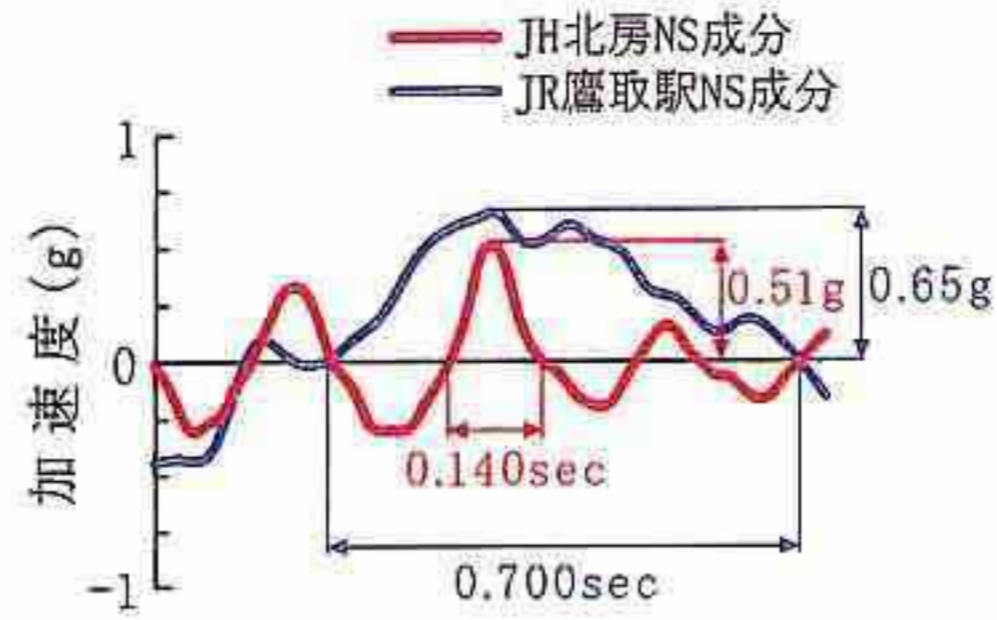
神戸海洋気象台記録NS成分のパルス波は、継続時間が0.36秒、振幅の大きさが0.83gである。同じパルス波が正負1回生じるためにかかる時間(パルス波の周期)は、0.72秒となる。JR鷹取駅記録NS成分のパルス波は、継続時間が0.7秒、振幅の大きさが0.65g、パルス波の周期は1.4秒である。鳥取県西部地震で観測された地震動の中で最も大きなパルスが生じているのはI種地盤では江府記録、II種地盤では日野記録である。江府NS成分のパルス波は、継続時間0.230秒、振幅の大きさが0.74g、パルス波の周期は0.46秒である。日野NS成分のパルス波は、継続時間0.375秒、振幅の大きさが0.95g、パルス波の周期は0.75秒である。日野の記録は振幅の大きさだけならば、JR鷹取駅の記録よりも大きい、その周期は短いためパルス波の面積としてはJR鷹取駅の記録よりも小さいことがわかる。

釧路気象台記録EW成分のパルス波は、継続時間が0.14秒、振幅の大きさが0.94g、パルス波の周期は0.28秒である。江府記録NS成分のパルス波は、0.94gという大きな最大加速度が観測されたにもかかわらず、地震による被害が小さかった釧路沖地震のパルス波よりも、周期は長い、振幅は小さく、パルス波の面積は若干大きいことがわかる。

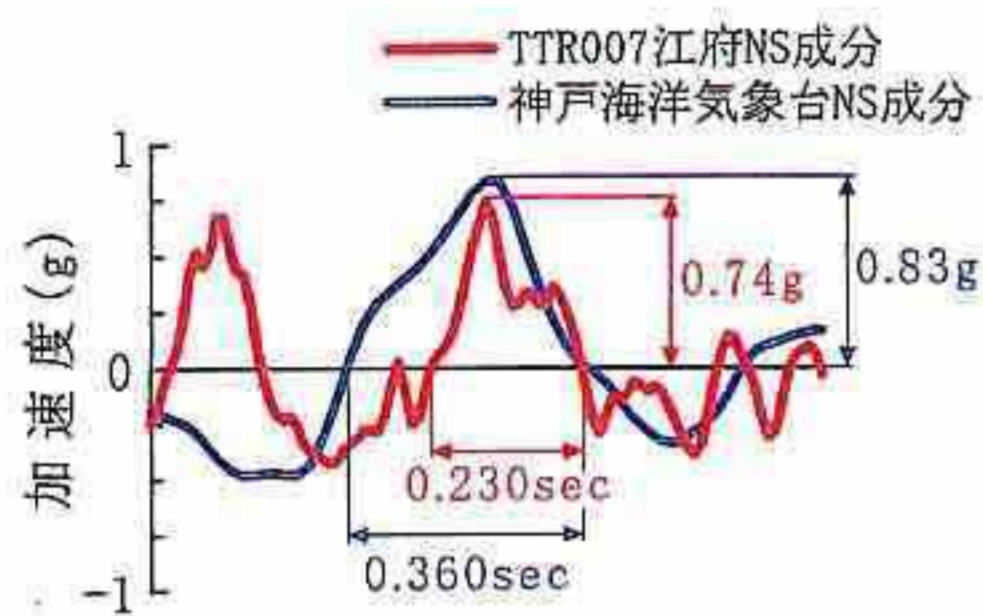
以上より、震源の断層付近で観測される地震動に含まれているキラーパルスは、兵庫県南部地震の方が鳥取県西部地震よりも大きく、このことが、鳥取県西部地震における被害が兵庫県南部地震に比較して圧倒的に小さかった理由の1つであるといえる。



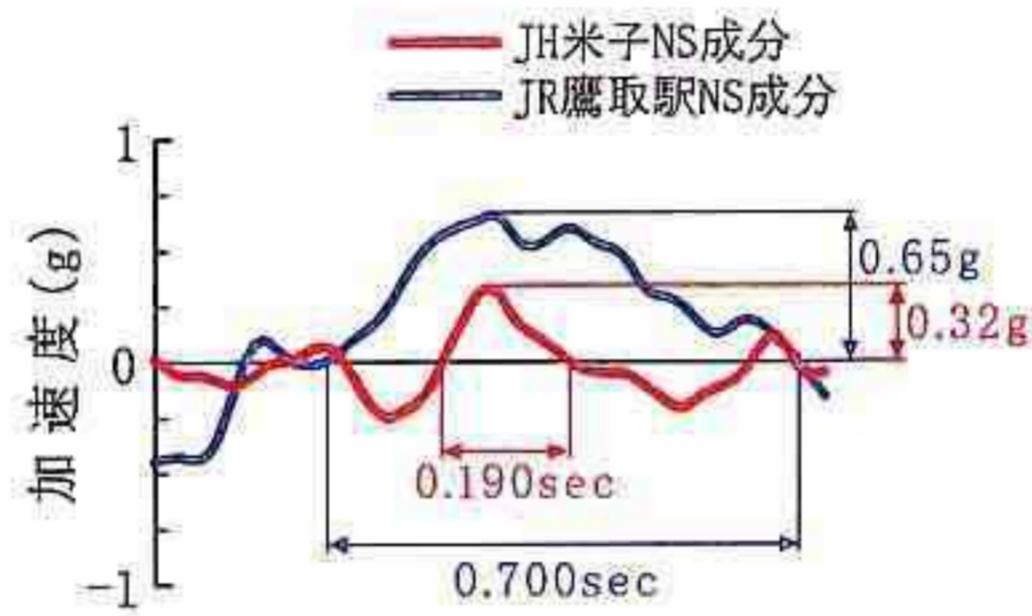
(a) 鳥取県西部地震と兵庫県南部地震の比較(その1)



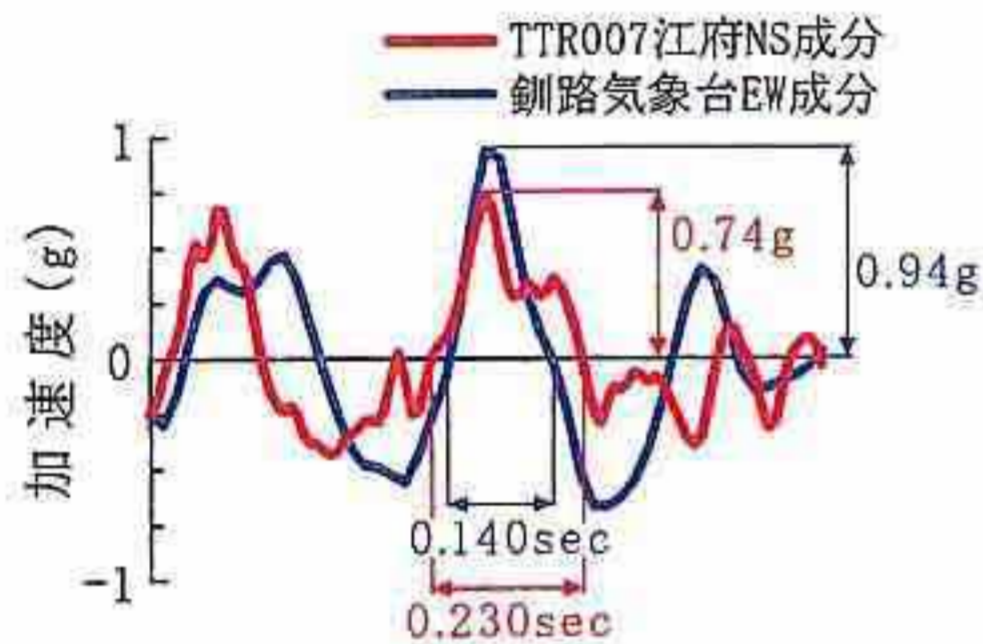
(a) 鳥取県西部地震と兵庫県南部地震の比較(その1)



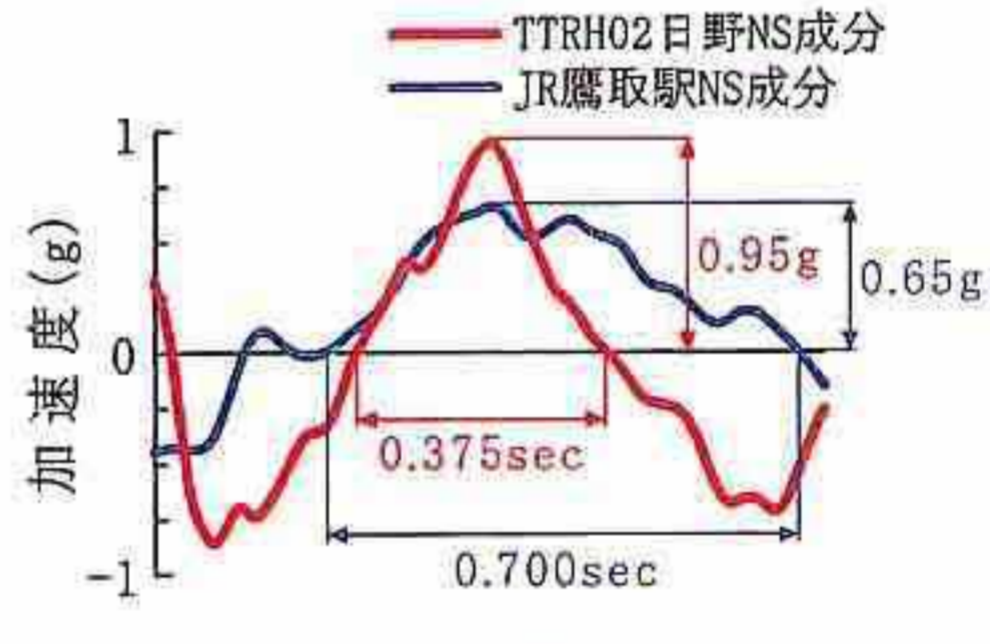
(b) 鳥取県西部地震と兵庫県南部地震の比較(その2)



(b) 鳥取県西部地震と兵庫県南部地震の比較(その2)



(c) 鳥取県西部地震と釧路沖地震の比較



(c) 鳥取県西部地震と兵庫県南部地震の比較(その3)

(1) I 種 地 盤

(2) II 種 地 盤

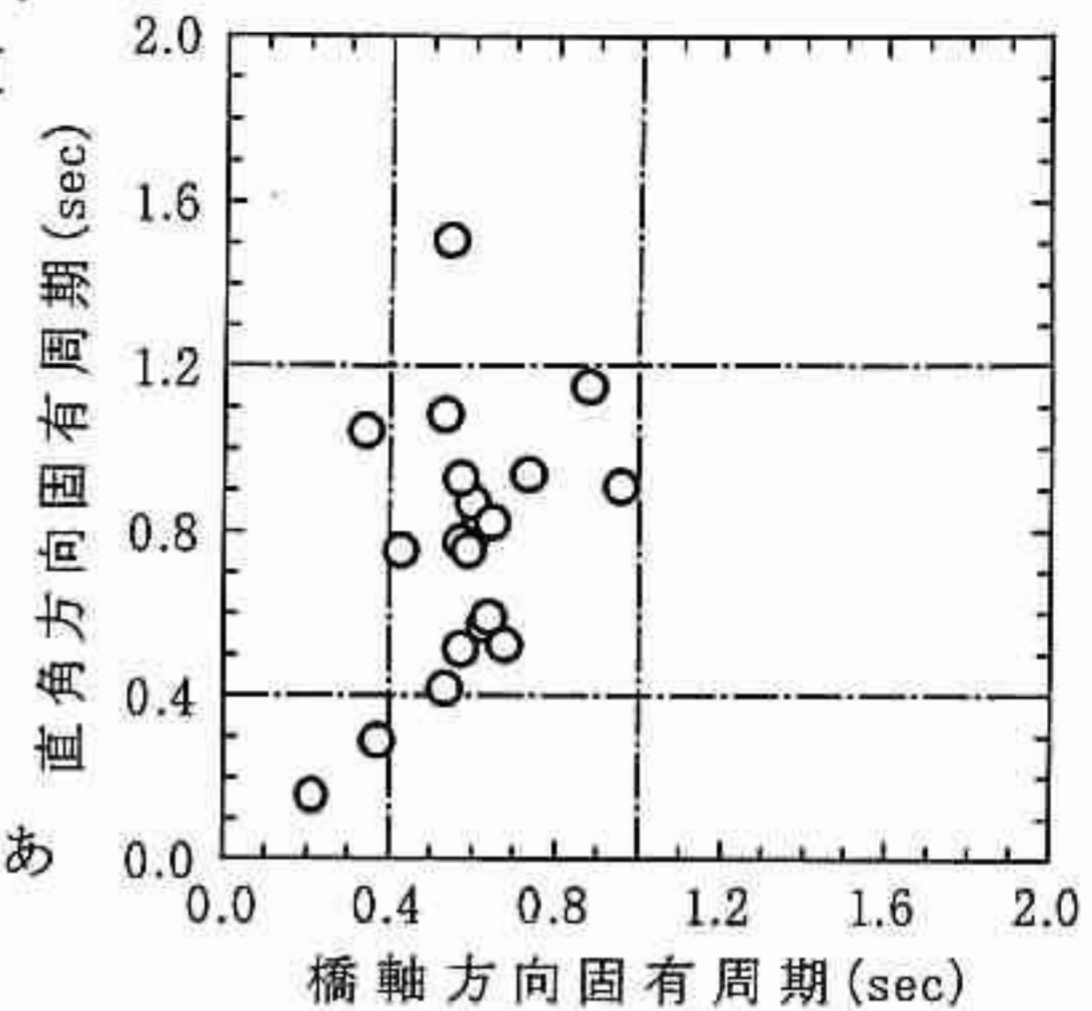
図 3-6 構造物に与える影響が大きいパルス波の大きさの比較

### 3-6. 被災した橋梁と地震動特性の関係

図 3-7 は、被災した橋梁の橋軸方向と橋軸直角方向の固有周期を比較したものである。橋軸方向の固有周期は 0.4 秒～1.0 秒の範囲に、橋軸直角方向の固有周期は 0.4 秒～1.2 秒の範囲にある。

図 3-8 は、被災した橋梁の付近で観測された地震動の加速度応答スペクトルを、上述した被災した橋梁の固有周期帯(0.4 秒～1.2 秒)に着目して示したものである。K-Net

米子 (TTR008) は、安来道路の安来 IC ランプ橋、門生高架橋、御茶屋川橋、陰田跨道橋に近接した地震観測地点である。JH 米子と K-Net 江府 (TTR007) の間には、別所川橋、清山川橋、大江川橋、白水川橋、佐川橋、小江尾川橋、船谷川橋が架かっている。JH 蒜山と Kik-Net 湯原 (OKYH09) の間には、奥山田第二高架橋、山田第二高架橋、山田高架橋、藤森高架橋、種高高架橋が架かっている。JH 湯原は、旭川橋に近接した地震観測地点である。



安来 IC ランプ橋、門生高架橋、御茶屋川橋、陰田跨道橋への地震動の影響を表して

図 3-7 被災した橋梁の固有周期

いる K-Net 米子 (TTR008) の加速度応答スペクトルは、被災した橋梁の固有周期帯で  $1g \sim 0.3g$  の応答レベルを示している。固有周期に対する加速度応答スペクトルの変化の様子は緩やかであり、これらの橋梁には、耐震設計で考慮した地震力約  $0.2g$  よりも大きな地震力が作用したと考えられる。

鳥取県西部地震で比較的大きな被害が生じた清山川橋と大江川橋が間にある JH 米子と K-Net 江府 (TTR007) の加速度応答スペクトルは、被災した橋梁の固有周期帯で  $0.9g \sim 0.1g$  (米子)、 $1.9g \sim 0.1g$  (江府) という大きな応答レベルを示している。両観測地点の間に存在する多くの橋梁で被害が生じていることから、これらの橋梁には設計で考慮した地震力約  $0.2g$  よりも大きな地震力が作用したと考えられる。ただし、図 3-8 の(1)と(3)からわかるように、固有周期の延びに対して加速度応答スペクトルが急激に減少していることから、固有周期が少し異なるだけでも作用する地震力は大きく異なっていると予想される。このことが、別所川橋、清山川橋、大江川橋、白水川橋、佐川橋、小江尾川橋、船谷川橋という JH 米子と K-Net 江府 (TTR007) の間に存在する橋梁の被災状況に差が生じている原因の一つと考えられる。

JH 蒜山と Kik-Net 湯原 (OKYH09) および JH 湯原の加速度応答スペクトルは、被災した橋梁の固有周期帯で  $0.4g \sim 0.1g$  (蒜山)、 $0.2g \sim 0.05g$  (Kik-net 湯原)、 $0.25g \sim 0.05g$  (JH 湯原) という応答レベルを示している。蒜山では固有周期  $0.9$  秒、Kik-Net と JH の湯原では固有周期  $0.5$  秒よりも長周期の領域で、加速度応答スペクトルが橋梁の耐震設計で考慮した地震力約  $0.2g$  よりも小さくなっている。この 3 つの観測地点での加速度応答スペクトルが小さいのは、観測地点が K-net と JH の米子および K-Net 江府に比較して震源位置から離れたところに位置しているからである。このことは、この 3 つの観測地点に近接する橋梁の被災状況にも現れており、K-net と JH の米子および K-Net 江府に近接する橋梁の被災状況に比較してこの 3 つの観測地点に近接する橋梁の方が軽微である。

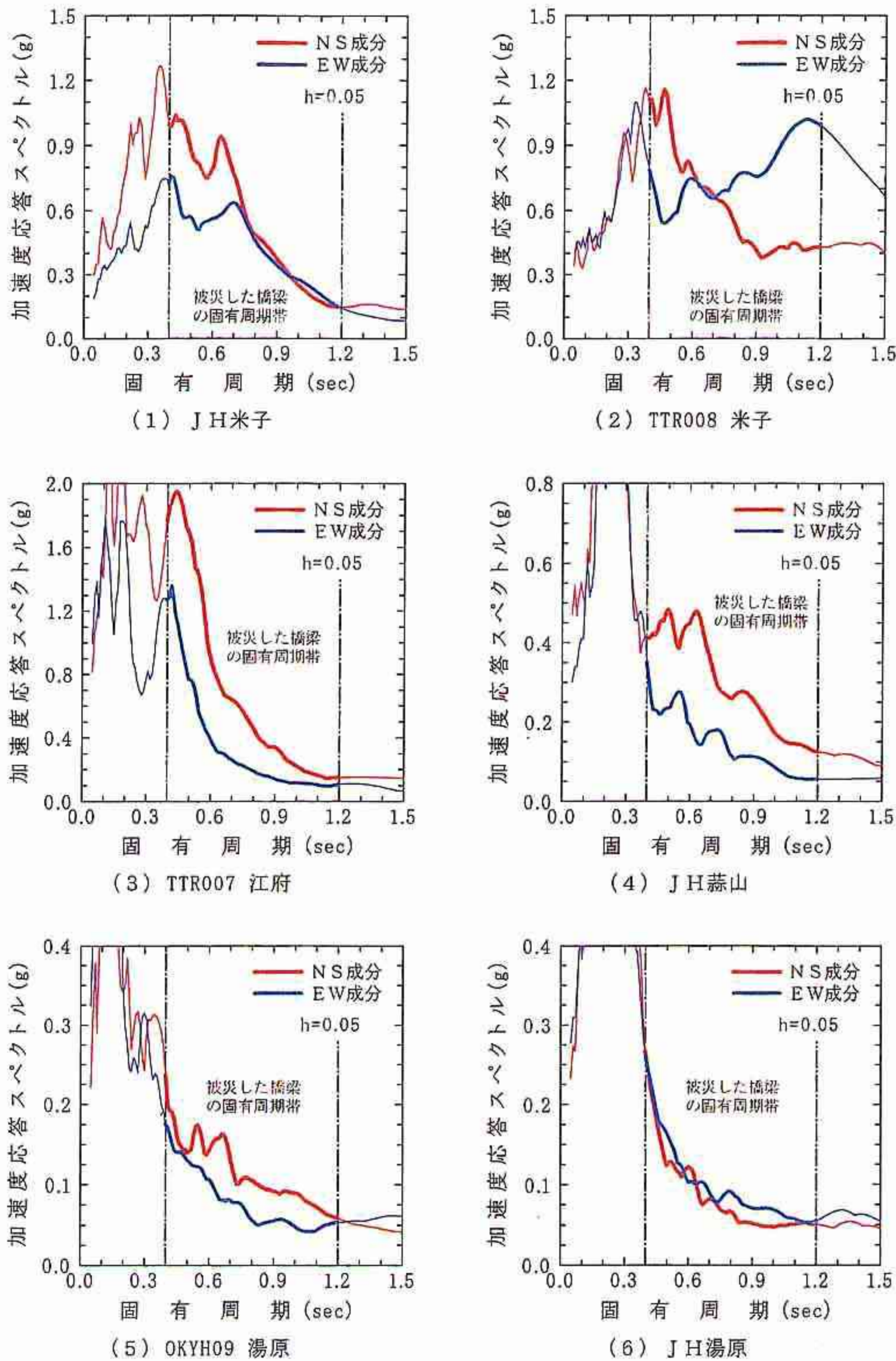


図3-8 被災した橋梁の固有周期と地震動の加速度応答スペクトル

兵庫県南部地震では、断層の破壊が進む方向において断層に直交する方向の震幅が卓越し、多くの建造物の被害がこの方向の地震動によってもたらされたと推定されている。図3-9は、米子自動車道路や安来道路で被災した橋梁（図中●で表示）と断層の位置を示したものである。非常に粗っぽい見方ではあるが、米子自動車道の橋梁は、その橋軸方向が断層の走行にほぼ平行とみなせる。その結果、橋梁の橋軸直角方向と断層の直交方向も一致しているとみなせる。断層線を延長した線上を横切っている安来道路の橋梁は、その橋軸方向が断層の走行に平行な軸と直交する軸の間に位置している。

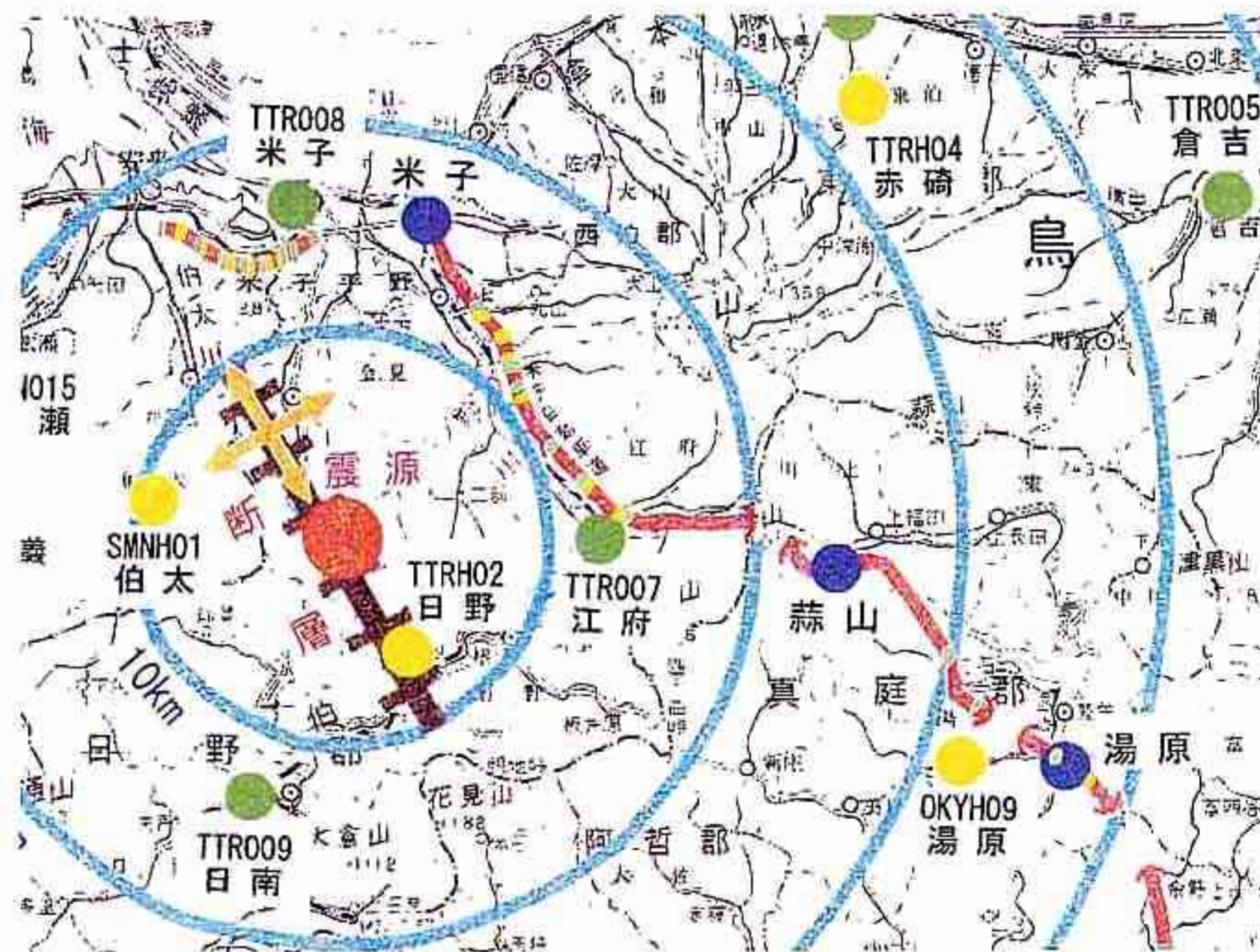


図3-9 鳥取県西部地震の断層とJHが管理する被災した橋梁の位置

図3-10は、米子自動車道路に架かる被災橋梁とJH米子、K-Net江府(TTR007)、JH蒜山、Kik-Net湯原(OKYH09)、JH湯原の地震観測地点で観測された地震動の卓越方向の関係を示したものである。JH米子-K-Net江府-JH蒜山の区間では、断層の走行と平行な軸と直交する軸の間に位置する方向で地震動が卓越していたとみなせる。同様に、Kik-Net湯原とJH湯原では、断層の走行に平行な方向で地震動が卓越していたとみなせる。

これより、米子自動車道で被災した別所川橋、清山川橋、大江川橋、白水川橋、佐川橋、小江尾川橋、船谷川橋には橋軸方向と橋軸直角方向から、奥山田第二高架橋、山田第二高架橋、山田高架橋、藤森高架橋、種高高架橋、旭川橋には橋軸方向から大きな地震動が作用したとみなせる。この地震動の卓越方向と各橋梁の被災状況を比較すると、次のようなことがいえる。



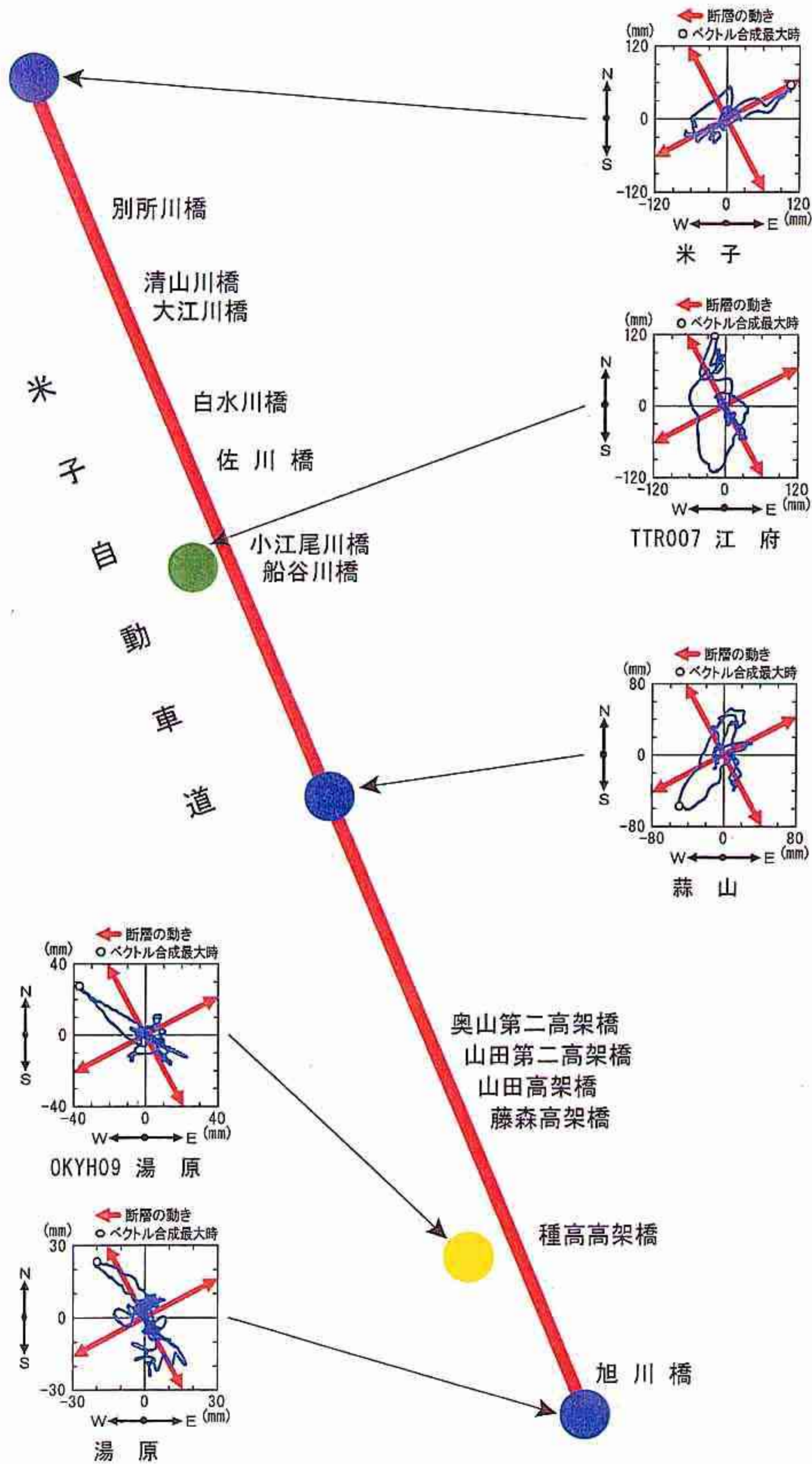
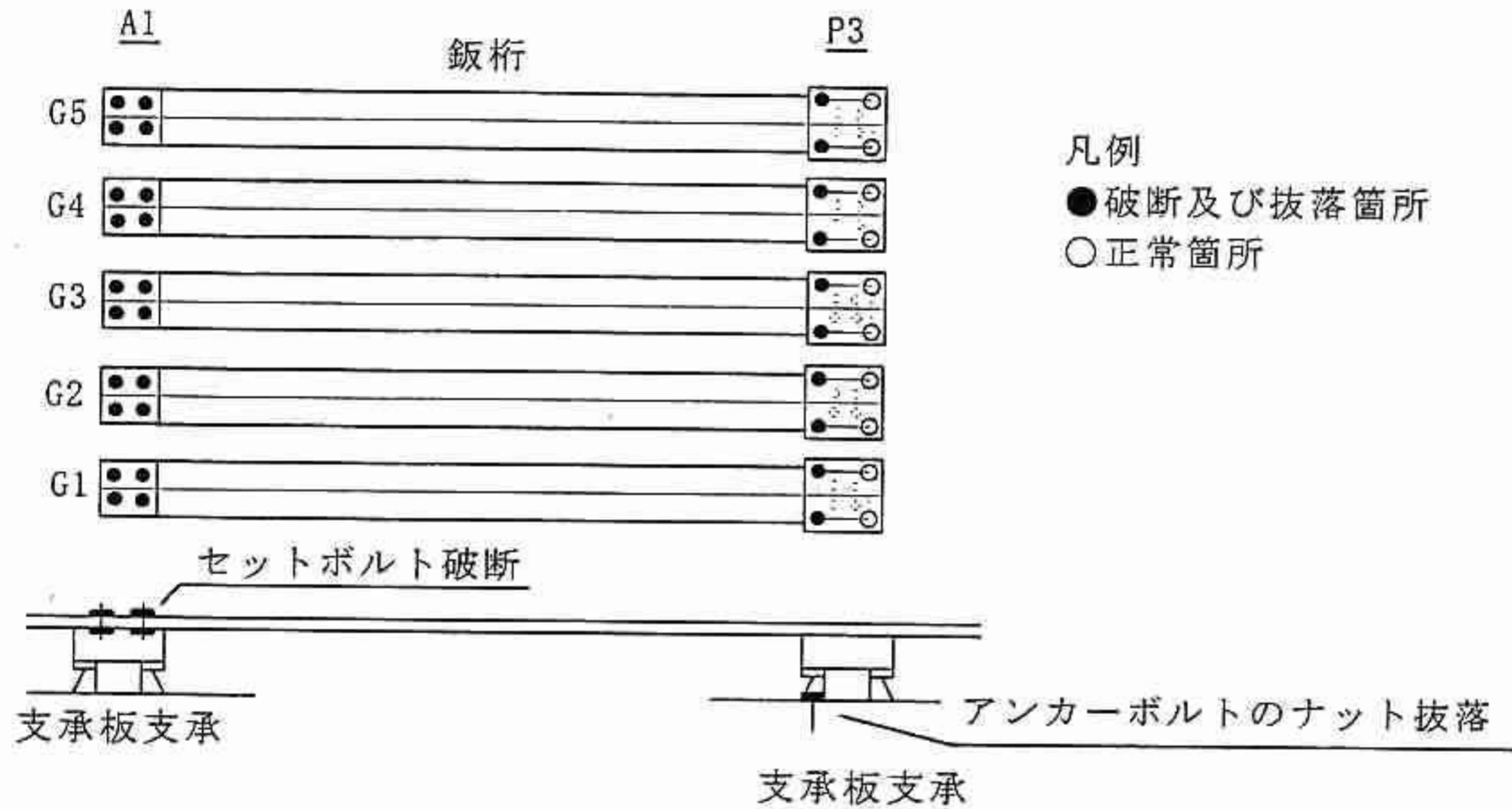


図3-10 米子自動車道で被災した橋梁と地震動の粒子軌跡(変位)

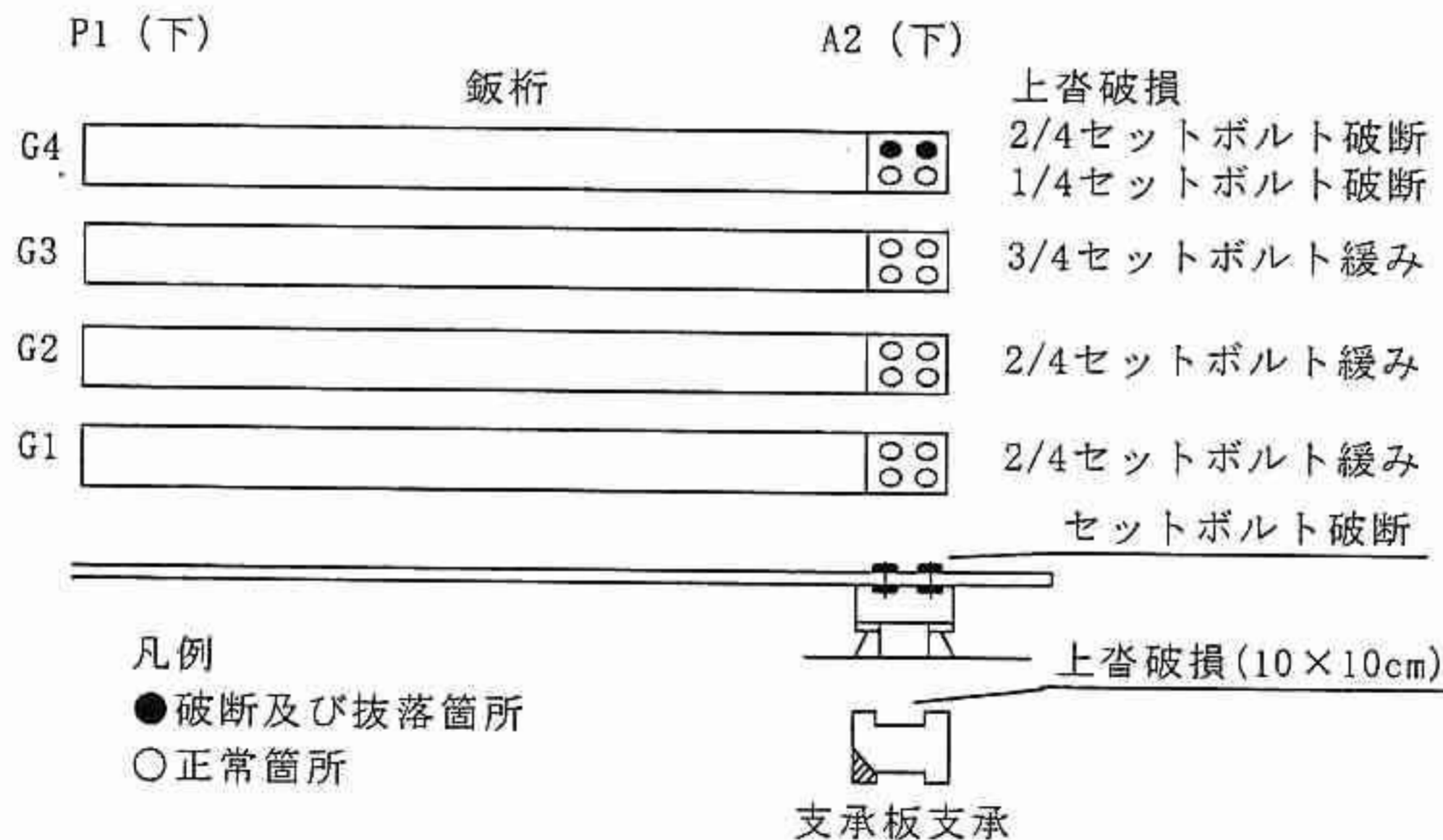
- a) JH 米子と K-Net 江府のほぼ中央に位置する清山川橋と大江川橋は、橋軸方向と橋軸直角の両方向から大きな地震動が作用したと推察される。清山川橋、大江川橋とも上沓とサイドブロックに橋軸方向、橋軸直角方向それぞれの方向に移動したことによってついた擦り傷がみられることや、清山川橋 A2 橋台上の G4 桁を支持している支承板支承の上沓の角が破損していること、大江川橋の A1 橋台上の支承についてのボルトの跡やジョイント部の擦り傷等がこのことを証明している。
- b) 清山川橋と大江川橋は、図 3-11 に示すように、剛性が大きい橋台や架け違い部の橋脚上に設置されている支承部に被害が集中している。大江川橋は、橋梁の中で最も剛性が大きい A1 橋台上支承のセットボルト全てが、次いで剛性が大きい架け違い部の P3 橋脚上支承のアンカーボルト 2 列のうち、1 列全てが破断している。当然、破断したボルトの変形等は、複雑な形をしていることから、橋軸方向と橋軸直角方向の両方向から大きな地震動が作用しているとみなせるが、支承線の横一列（橋軸直角方向）に位置する支承のボルトが全て破断していることから、特に、橋軸方向から大きな地震力が作用したと推定される。これに対して、清山川橋は、A2 橋台上にある G1 桁から G4 桁の支承の内、一番外側に位置する G4 桁を支持する支承のセットボルト 4 本の内、外側の 2 本だけが破断していることから、橋軸直角方向から大きな地震動が作用したと思われる。支承に生じた被害が片側に集中していることから、A1 橋台、P1 橋脚、A2 橋台に作用した地震動の違いが、桁高が高い上部構造にねじれ等の変形を生じ、それが上部構造と橋脚を結合する支承部にアンバランスな力を生じたと考えられる。
- c) 大江川橋において被災が生じた鋼鈹桁部の A1 橋台-P1 橋脚-P2 橋脚-P3 橋脚は、その躯体高さが A1 橋台から P3 橋脚にかけて 10m~30m と大きく変化している。また、躯体の橋軸方向幅は、固定支承がある A1 橋台とトラス桁部との架け違い部である P3 橋脚で太く、中間に位置する P1 橋脚と P2 橋脚は細い。このような構造では、当然、A1 橋台、P3 橋脚の順に剛性が硬く、中間に位置する P1 橋脚と P2 橋脚の剛性は A1 橋台や P3 橋脚に比較してかなり柔らかくなる。このような構造特性を有する橋梁に、橋軸方向と橋軸直角方向の両方向から大きな地震動が作用すれば、剛性が大きい A1 橋台と P3 橋脚に慣性力が集中するだけでなく、中央部で大きく変形しようとする P1 橋脚と P2 橋脚の振動が鈹桁を介して両端部の A1 橋台と P3 橋脚上の支承に何らかの拘束力を及ぼすと考えられる。特に、A1 橋台、P1 橋脚、P2 橋脚、P3 橋脚に作用する地震動はその大きさや波形の形も異なるものが作用していると考えられることから、上部構造から A1 橋台と P3 橋脚上の支承に作用する拘束力は、複雑なものとなり、そのことが支承に大きな損傷を与えたと考えられる。
- d) 清山川橋、大江川橋とも、橋軸方向の落橋防止装置が機能していた。特に、清山川橋の落橋防止装置は、塗装の剥がれや擦り傷等からその可能移動量を超える移動量が生じようとしたため、落橋防止装置に大きな水平力が作用したと推察される。清山川橋の耐震設計に用いた昭和 55 年道路橋示方書 V 耐震設計編では、落橋防止装置の設計水平力  $H_R = 2.0k_h R_d$  ( $R_d$  は死荷重反力) としている。清山川橋の設計水平震度  $k_h$  は 0.16 である。落橋防止装置が機能し、その可能移動量以上の移動が生じよ

うとしたにもかかわらずその機能を果たしたことから、清山川橋に作用した橋軸方向の地震力は、落橋防止装置の設計水平力  $H_R$  以下であったと考えられる。

図 3-12 は、安来道路に架かる被災橋梁と K-Net 米子 (TTR008) で観測された地震動の卓越方向の関係を示したものである。安来道路で被災した安来 IC ランプ橋、門生高架橋、御茶屋川橋、陰田跨道橋の橋軸方向は、鳥取県西部地震の断層の走向と平行



(1) 大江川橋に生じた A1 橋台と架け違い部 P3 橋脚上の支承に生じた被害状況



(2) 清山川橋の A2 橋台上の支承に生じた被害状況

図 3-11 鳥取県西部地震で生じた支承の被害例

な軸と直交する軸の中間に位置しているとみなせる。図に示した K-Net 米子で観測された地震動の水平 2 成分の粒子軌跡から地震動の卓越方向を求めると、K-Net 米子は橋軸方向と橋軸直角方向の中間に位置する方向に地震動が卓越していることがわかる。このため、安来道路の橋梁には、橋軸方向と橋軸直角方向の両方向から大きな地震動が作用したといえる。この地震動の卓越方向と各橋梁の被災状況を比較すると、次のようなことがいえる。

e)安来道路で最も大きな損傷が生じている門生高架橋は、積層ゴム支承に支持された反力分散構造である。積層ゴム支承には、橋軸方向と橋軸直角方向の地震動でせん断変形が生じたと予想される。橋軸方向に関しては反力分散構造として設計されているため、桁端部には十分な遊間が設けられており、耐震設計で想定したとおりの動きをしたと想像できる。橋軸直角方向にはサイドブロックを設け固定化し固定支承として設計されていたが、設計で想定した以上の地震力が橋軸直角方向に作用したために、サイドブロックが変形したり、そのセットボルトが抜けたりしている。積層ゴム支承が橋軸直角方向にせん断変形すると、積層ゴム支承の上面に設置された補強鋼板とサイドブロックの上端部が接触するために、支承の高さが高い積層ゴム支承では、サイドブロックの基部に大きな曲げモーメントが作用することになる。この曲げモーメントに耐えられないセットボルトが引き抜けたり、セットボルトが引き抜けない場合にはサイドブロックが大きく変形している。



図 3-12 安来道路で被災した橋梁と地震動の粒子軌跡

### 6. 地震動指標の空間分布と被害の関係

防災科学技術研究所によって整備されてきた強震観測網 K-NET と基盤強震観測網 KiK-net で観測された地震動と国土数値情報を用いて最大加速度  $PGA$ ，最大速度  $PGV$ ，スペクトル強度  $SI^*$ ，計測震度  $I$  の空間分布を推定した。地震動指標の空間分布を推定する方法は，高速道路網に適した方法を用いる必要がある。高速道路は広域に広がっており，地震発生直後に得られる情報は，沿線 20km に 1ヶ所程度の地震動指標値である。波形は観測されるものの，オフラインで後日収集されるので，震災直後の防災情報としては適さない。これらの観測値と最小限の震源情報（震源位置とマグニチュード）から，地震動指標の空間分布（面的な情報）を推定するためには，確率的な考えを補間作業に持ち込む必要がある<sup>1)</sup>。ここでは，確率的空間補間手法である kriging 法を用いている。さらに，地表面上で観測される地震動は地盤や地形の影響を受けているので，補間に際してはその影響を取り除くために，国土数値情報を用いて，地震動の表層地盤での増幅度を推定する方法併用している<sup>14)</sup>。図 6-1 に，地震動指標の空間分布を推定する流れを模式的に示す。

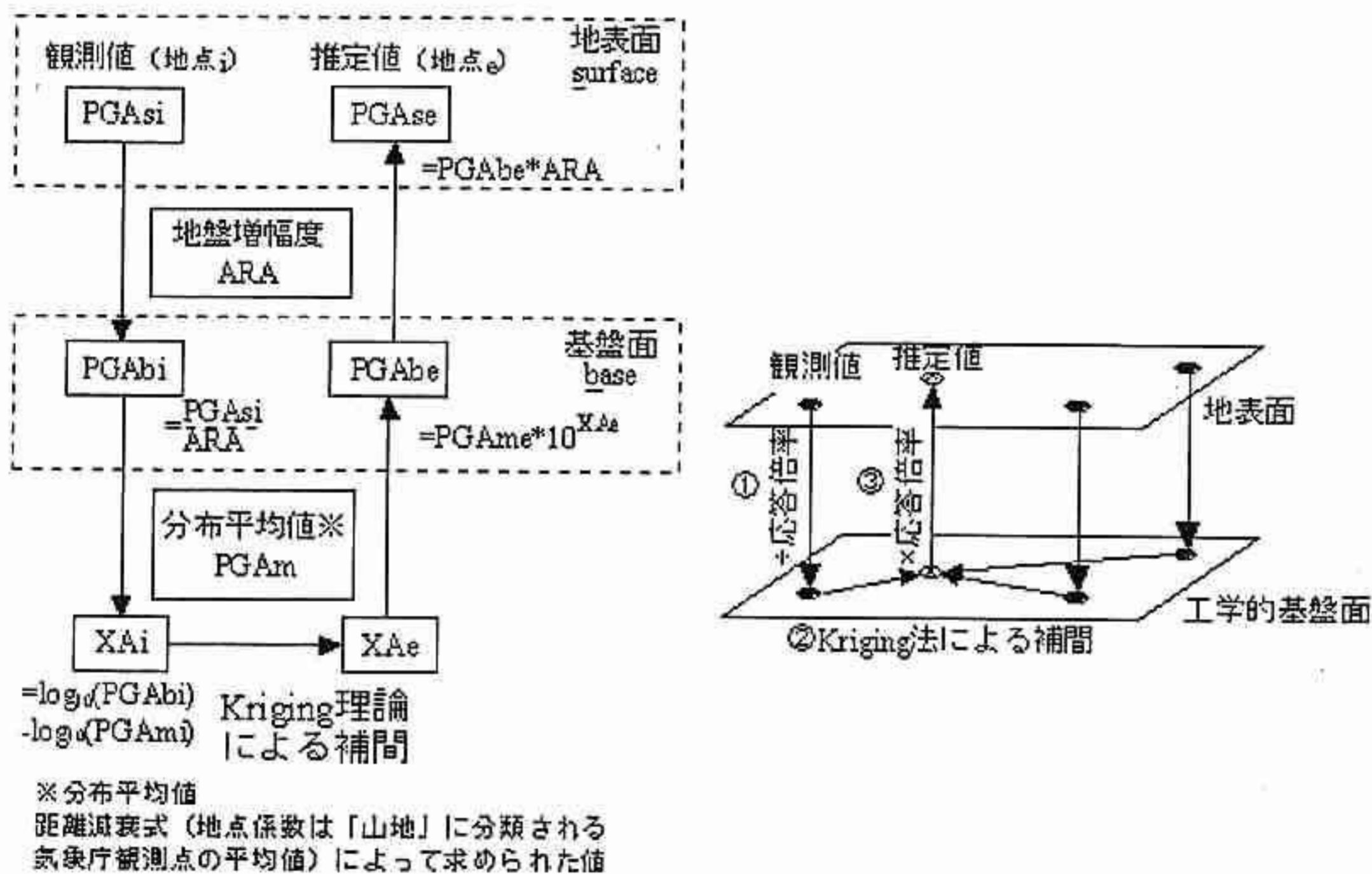
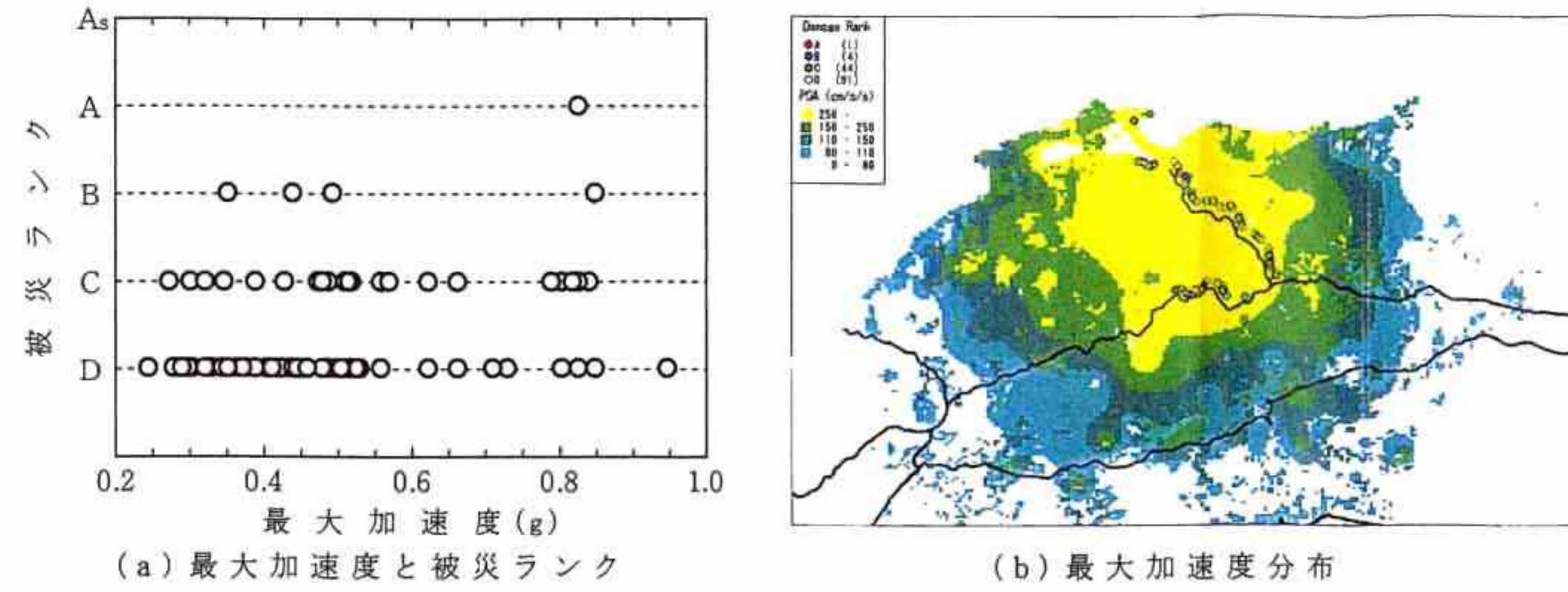


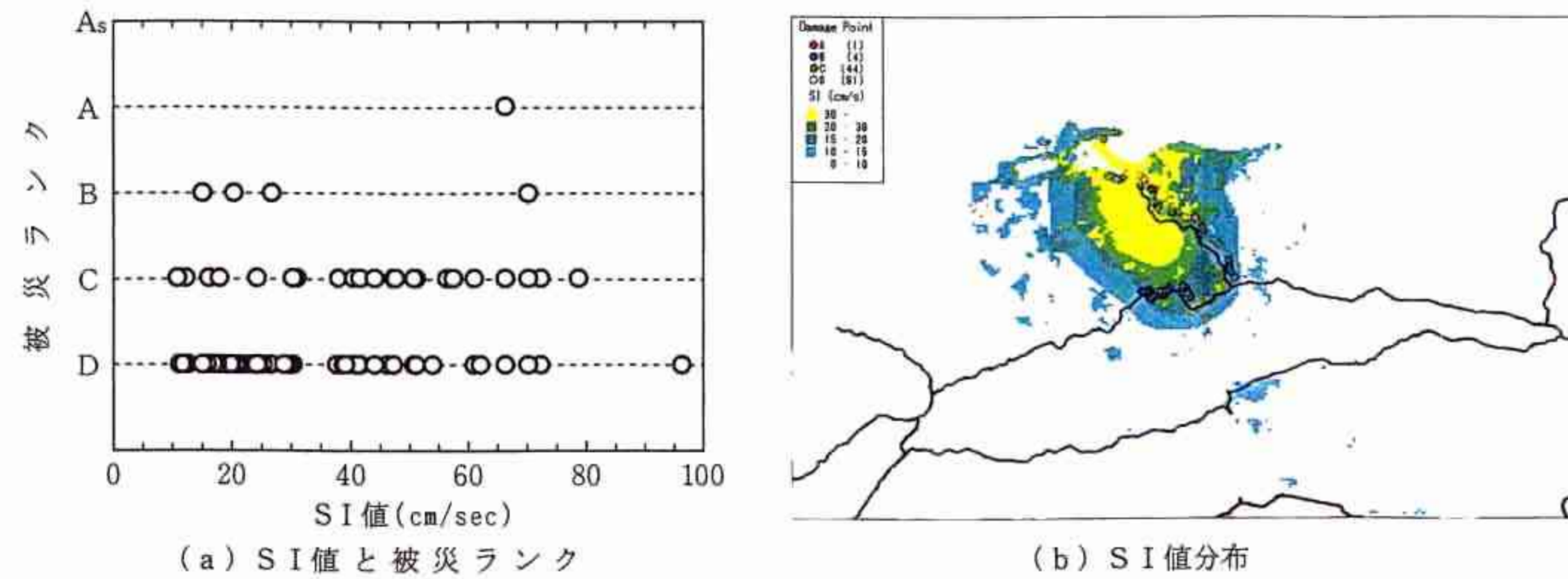
図 6-1 地震動指標の空間分布推定の基本的な流れ<sup>14)</sup>

図 6-2 は，最大加速度  $PGA$  と被災ランクの関係，スペクトル強度  $SI^*$  と被災ランクの関係，計測震度  $I$  と被災ランクの関係を示したものである。図より，スペクトル強度  $SI^*$  が 10 をわずかに越えた段階でランク C の被災が生じている。また，計測震度  $I$  も 4.5 から被災ランク C が生じることになっている。従来，スペクトル強度  $SI^*$  が 25 以上から被災が生じるという報告がある<sup>8)</sup>が，スペクトル強度  $SI^*$  が 10 からランク C の被災が生じるというのはあまりにも小さな地震動強度から被災が生じること

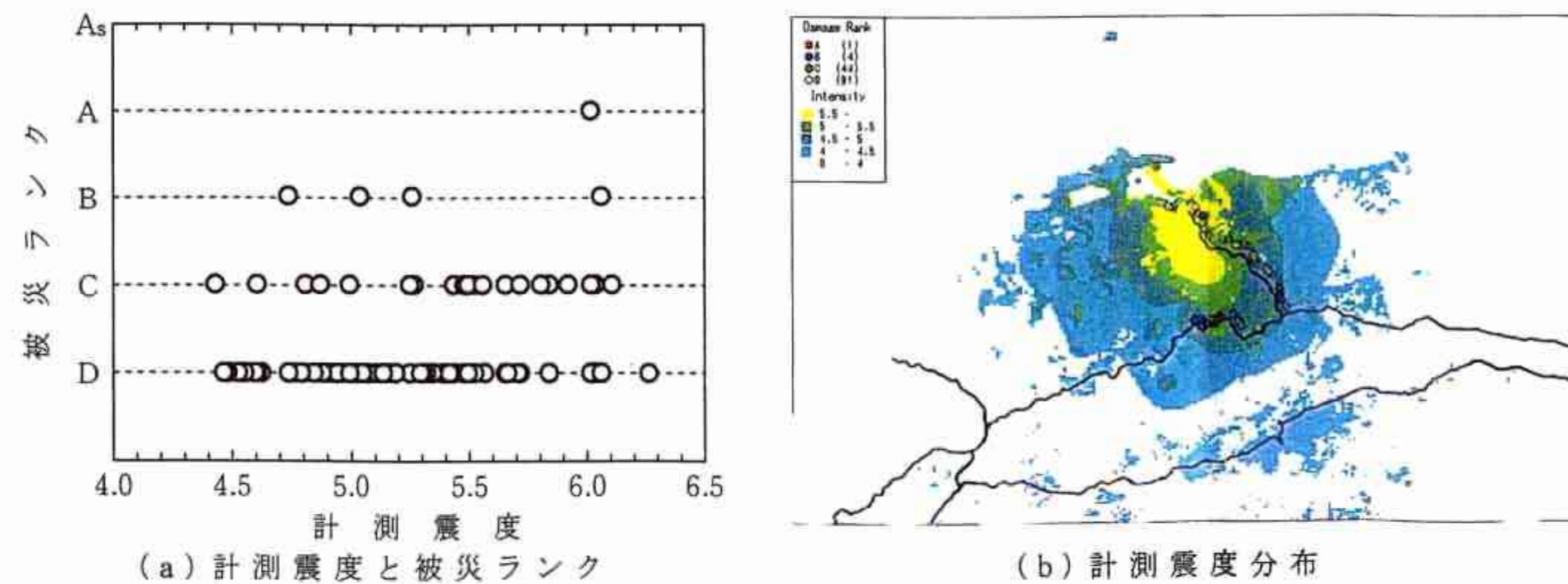
になっている。同様に、計測震度 $I$ も小さな値から被災が生じることになっている。同様な検討は、兵庫県南部地震のときにも行われており、そのときは、スペクトル強度 $SI^*$ が40からランクC以上の被災が生じるという結果が得られている。今回の検討では、防災科学技術研究所の強震観測網（K-NET）や基盤強震観測網（KiK-net）を用いているため、兵庫県南部地震のときに用いた地震動に関する情報よりも格段に情報の質・量とも優れている。このことから考えると、問題は、震災直後に実施された点検調査結果を用いた被災ランクの評価に問題があるように思われる。兵庫県南部地震では、盛土や切土のような土構造物の被災はほとんどなく、ほとんどが橋梁構造物であったため、被災ランクの評価が鳥取県西部地震よりも容易であったと想像される。さらに、鳥取県西部地震では、橋梁の被災は一部のものを除けば軽微であり、その被災ランクの評価（点検報告の記述）は、橋梁構造を十分理解した技術者でも客観的な判断を下すのは難しかったと思われる。



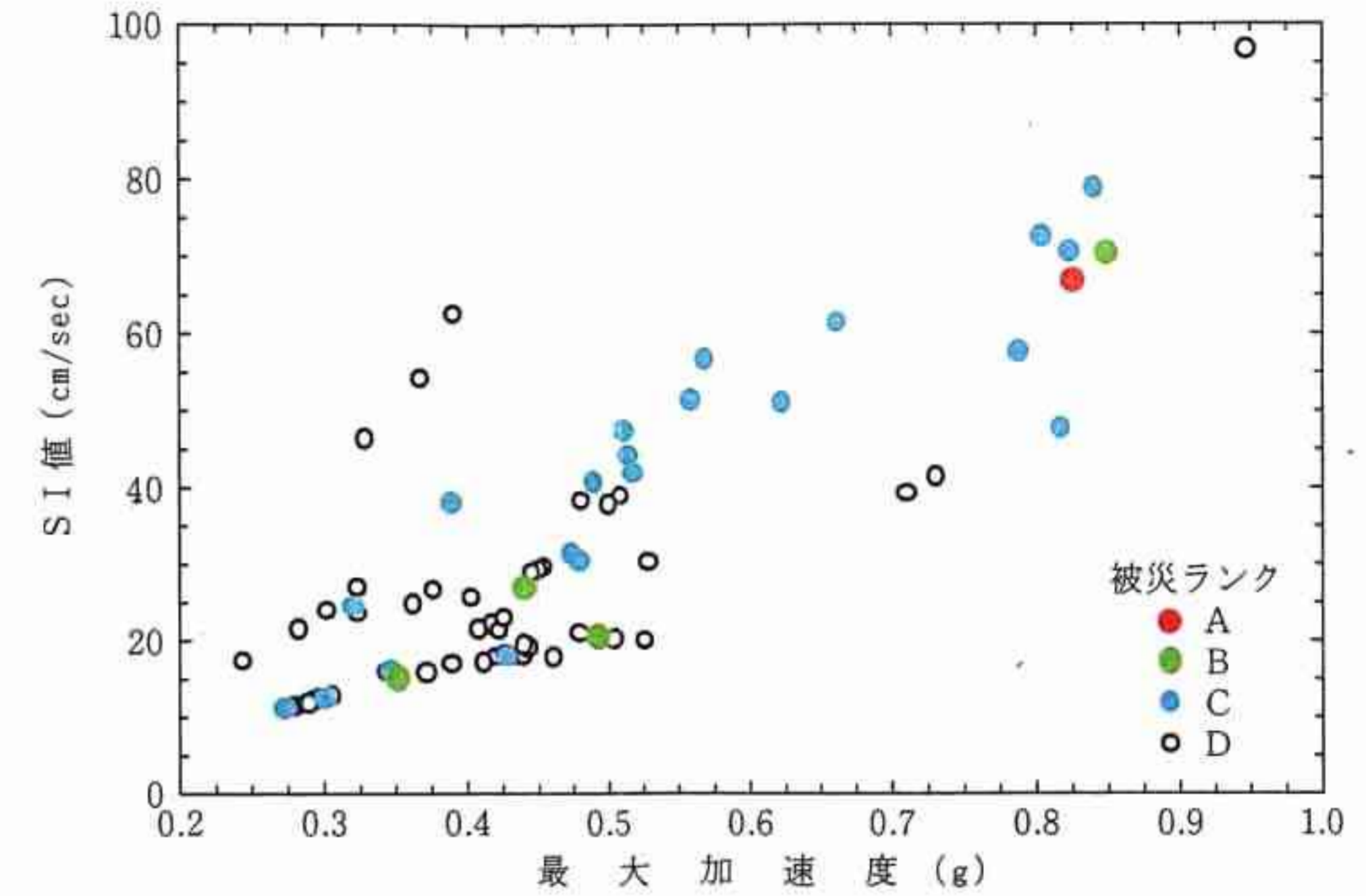
(1) Krigingによって推定された最大加速度と被災ランクの関係



(2) Krigingによって推定されたS I値と被災ランクの関係



(3) Krigingによって推定された計測震度と被災ランクの関係



(a)橋脚	
被災度	定義
As	倒壊したもの
A	損傷変形が著しく大きなもの
B	鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの
C	鋼材の座屈や変形が局所的かつ軽微なもの
D	ひび割れの発生や局所的な被りコンクリートの剥離がみられるもの

(b)上部構造	
被災度	定義
As	落橋したもの
A	鋼桁において下フランジが破断したもの、またはウェブに相当規模の局部座屈が生じたもの
B	鋼桁において下フランジが変形したもの、またはウェブに局部座屈が生じたもの
C	鋼桁において局部的・小規模の変形・座屈が生じたもの
D	鋼桁・トラスの二次部材が変形もしくは座屈したもの

(c)支 承	
被災度	定義
A	セットボルト、アンカーボルトの破断やソールプレート、ボス部の被害があるもの
B	移動制限装置が破損したもの
C	上管、下管が変形したもの
D	損傷がないか、あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの

(d)杭基礎	
被災度	定義
A	基礎の沈下と同時に大きな残留水平変位が見られるもの
B	基礎に大きな残留水平変位が見られるもの
C	杭体に曲げ亀裂が見られるもの
D	杭体に損傷がないか、曲げ亀裂があっても軽微なもの

As: 落橋・倒壊, A: 大被害, B: 中被害, C: 小被害, D: 被害無し

参考文献: 「道路震災対策便覧(震災復旧編)」(日本道路協会, 1958.2)に示される被災度の区分

(5) 被災ランクの定義

図6-2 平成12年鳥取県西部地震における地震動指標と被災ランクの関係

**参考文献**

- 1)防災科学技術研究所：強震観測網 (K-NET), <http://www.k-net.bosai.go.jp/>
- 2)防災科学技術研究所：基盤強震観測網 (KiK-net), <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 3) <http://www.eic.eri.u-tokyo.ac.jp/yuji/tottori/>
- 4) <http://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/iwata/ttr.source.html>
- 5) <http://www.gsi-mc.go.jp/WNEW/PRESS-RELEASE/2000/1007-2.htm>
- 6) 国立天文台編, 理科年表, 地学の地 154(794), 丸善, 2001.
- 7) 宇佐美：新編日本被害地震総覧, 489 頁, 東京大学出版会, 1996.
- 8) (財) 土木研究センター：建設省災害情報システム・ガイドライン (案) 抜粋, pp.248～249, 1993.1
- 9) CSMIP; PROCESSED CSMIP STRONG-MOTION RECORDS FROM THE NORTHRIDGE, CALIFORNIA EARTHQUAKE OF JANUARY 17 1994 : RELEASE No.1, ReportNo.OSMS94-06B, February 7, 1994
- 10) NAKMURA, Yutaka; "Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake", JR Earthquake Information No.23c, Feb.1995, Railway Technical Research Institute
- 11) 災害速報鳥取県西部地震-明日は我が身の「典型的な地方型震災」-, NIKKEI ARCHITECTURE, pp.8-15, 2000.10.30.
- 12) 瀬藤一起：カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震, 科学, Vol.66, No.2, pp.93-97, 1996.2
- 13) 堺淳一, 川島一彦：パルス応答スペクトルに基づく断層直近地震動の特性, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.819-828, 1999.3
- 14) 土木研究所：土木研究所報告第 159 号「1978 年宮城県沖地震災害調査報告」
- 15) 土木学会、地盤工学会、日本機械学会、日本建築学会、日本地震学会：  
「阪神・淡路大震災調査報告」
- 16) 神田昌幸：道路橋における支承および落橋防止構造の被災の総括
- 17) 西川和廣、神田昌幸：道路橋の支承構造および落橋防止システムの今後の動向  
3)、4) は「橋梁と基礎」特集；橋梁の耐震・免震 (1996 年 8 月) 掲載