

# 橋梁形式選定に資する断層変位の 影響評価方法の一提案

佐々木 達生<sup>1</sup>・木村 幸治<sup>2</sup>・後川 徳哉<sup>3</sup>・物袋 幸雄<sup>4</sup>・湯原 誠<sup>5</sup>・  
豊茂 雅也<sup>6</sup>・筒井 啓太<sup>7</sup>・冨田 二郎<sup>8</sup>・松本 裕介<sup>9</sup>

<sup>1</sup>正会員 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所 (〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺町 3-1-8)  
E-mail: tatsuo@ne-con.co.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>非会員 大阪府 都市整備部 道路室道路整備課 (〒540-0008 大阪市中央区大手前 3 丁目 2-12)  
E-mail: KimuraKo@mbox.pref.osaka.lg.jp

<sup>3</sup>非会員 大阪府 都市整備部 茨木土木事務所 新名神関連事業建設事業所  
(〒569-0067 大阪府高槻市桃園町 4-16)  
E-mail: UshirogawaT@mbox.pref.osaka.lg.jp

<sup>4</sup>非会員 大阪府 都市整備部モノレール建設事務所 (〒577-0012 大阪府東大阪市長田東 5 丁目 3-9)  
E-mail: MotteiY@mbox.pref.osaka.lg.jp

<sup>5</sup>非会員 大阪府 都市整備部 茨木土木事務所 新名神関連事業建設事業所  
(〒569-0067 大阪府高槻市桃園町 4-16)  
E-mail: YuharaMa@mbox.pref.osaka.lg.jp

<sup>6</sup>非会員 大阪府 都市整備部 都市整備総務課 (〒540-0008 大阪市中央区大手前 3 丁目 2-12)  
E-mail: ToyoshigeM@mbox.pref.osaka.lg.jp

<sup>7</sup>非会員 大阪府 都市整備部 茨木土木事務所 新名神関連事業建設事業所  
(〒569-0067 大阪府高槻市桃園町 4-16)  
E-mail: TsutsuiKe@mbox.pref.osaka.lg.jp

<sup>8</sup>非会員 大日本コンサルタント(株) 大阪支社技術部 (〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺町 3-1-8)  
E-mail: tomita\_jiro@ne-con.co.jp

<sup>9</sup>非会員 大日本コンサルタント(株) 大阪支社技術部 (〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺町 3-1-8)  
E-mail: matsumoto\_yusuke@ne-con.co.jp

橋の建設が計画される位置に過去の断層活動による破砕帯が存在する。断層活動による地震が発生した場合、断層変位による基礎の永久変位が予測されるが、断層変位が生じたとしても橋としての機能を維持するために、橋として甚大な被害を防ぐことが要求される。本検討は、近傍に断層は存在するものの、位置は不明瞭とされる箇所に計画される橋を対象として、地震動と重畳して作用する断層変位の影響を評価した橋梁形式の選定を行うことを目的としている。静的漸増解析による断層変位に対する変位追随性を把握した上で、断層情報に基づいて生成した断層変位を含んだ入力地震動を用いた時刻歴応答解析を実施した。この結果、断層変位に対する変位追随性に優れる橋梁形式が、必ずしも重畳する地震動に対しても構造的に有利とならないことが明らかとなった。

**Key Words:** *fault displacement, displacement followability, seismic motion, nonlinear response analysis*

## 1. はじめに

2016年4月16日、熊本地方を震央とする  $M_{\text{M}}7.3$  の地震が発生し、橋梁をはじめとする構造物に大きな被害を

もたらした。この平成28年熊本地震では、地震動の影響のみならず、断層活動に伴う地表面に現れる地盤の永久変位によって被害を受けたと見られる道路としての機能を喪失するなどの橋梁の被害が確認される<sup>1)</sup>。

このことを受け、平成 29 年に改訂された道路橋示方書・同解説（以下、道示と略す）においては、断層変位に対して、影響を受けないように架橋位置又は橋の形式の選定を行うことを標準とし、やむを得ずこの影響を受ける架橋位置又は橋の形式となる場合には、少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等、地域の防災計画等とも整合するために必要な対策を講じなければならない、との規定が設けられている<sup>2)</sup>。

星隈ら<sup>3)</sup>は、架橋地周辺に活断層が存在しており、地盤変状リスクに対して道路の機能に及ぼす影響を小さく抑える観点から、橋の架替え位置を含めたルート計画の段階から、橋の安全性を高めるための配慮や、発災後の応急的な機能回復を容易とするための配慮など、経済的な合理性を失わない範囲で対策を検討している。これは、大地震時に定量的な予測が困難な地盤変状が生じるリスクを考慮した橋の設計の先行事例として挙げられる。

一方で、例えば、本橋ら<sup>4)</sup>は、2016 年熊本地震により被害が生じた断層近傍の橋梁を対象に、地震動による慣性力だけでなく、断層変位により損傷するとの考えに基づき、理論的方法を用いて断層変位に相当する変位波形を含む加速度波形を作成して被害の再現を試みている。

また、慣性力もしくは断層変位をみの静的解析では、動的解析に対して応答を過小評価する傾向があることが従前より指摘されており<sup>5)</sup>、小野寺ら<sup>6)</sup>は、横ずれ断層直上に位置する鉄道構造物の地震時挙動の把握を目的として慣性力と断層変位の影響を同時に考慮した条件の解析を行い、慣性力のみ、断層変位のみを考慮した条件での挙動との比較から、構造安全性の評価は、慣性力と断層変位を同時に考慮することの重要性を述べている。

これらを踏まえれば、断層変位に対して影響を受けないように架橋位置又は橋の形式の選定を行うことや、致命的な被害が生じにくくなるような構造への配慮を行うにあたっては、ある一定の定量化のもとでの検討が可能となる研究土壤があると考えられることができる。

本検討は、建設が計画される橋の実務設計において、橋梁詳細設計の前段として橋の形式決定を行うにあたり、断層変位により致命的な被害が生じにくくなるような橋梁形式の選定に資する知見を得ることを目的として実施したものであり、本稿は、橋の実務設計に適用した事例として、その手法とプロセスを紹介する。

## 2. 周辺の断層状況

建設が計画される対象地域は、大阪府茨木市内である。影響を及ぼすと考えられる主要な活断層は、図-1 に示すように大阪平野の北縁にほぼ東西方向に延びる「有馬-高槻断層帯」、大阪平野の東縁に南北方向に延びる「生



図-1 活断層デジタルマップ<sup>7)</sup>



図-2 有馬-高槻震源断層帯と対象橋梁の位置関係

表-1 有馬-高槻震源断層帯の主断層と分岐断層

	対応断層名称	長さ (km)	傾斜 (度)	断層タイプ	マグニチュード
主断層	[a]有馬-高槻構造線・有野-淡河断層	55	80	右横ずれ断層	7.7
	[b]天王山断層		80	右横ずれ断層	
分岐断層付随断層	[c]馬場活動セグメント	7	90	右横ずれ断層	6.2
	[d]箕面活動セグメント	10	60	右横ずれ断層	6.5
	[e]五月山活動セグメント	11	60	逆断層	6.6

駒断層帯」、大阪平野のほぼ中央部に南北方向に延びる「上町断層帯」があげられる。この中でも、茨木市内を横断する「有馬-高槻断層帯」は、同地域に最大で震度 7 の強い揺れと大きな被害を及ぼすことが想定される<sup>8)</sup>。

国の主要断層帯の長期評価<sup>9)</sup>では、有馬-高槻断層帯の平均活動期間は 1000~2000 年程度、今後 30 年以内の発生確率は 0~0.04%と推定している。約 400 年前に発生した慶長伏見地震（1596 年）は、有馬-高槻断層帯の東側に位置しており、当時の地震でこの断層帯が全て破壊されず、ひずみが残っていた可能性も指摘されている。

有馬-高槻断層帯は、北摂山地と大阪平野・六甲山地の境界付近を長さ 55km にわたって東北東-西南西方向にのびる断層帯であり、並走あるいは分岐する複数の活断層から構成される。過去のトレンチ調査において、鉛直に近い高角度な横ずれ断層であり、また断層の南部に地溝状の凹部と北摂山地の隆起をもたらした逆断層の成分も含まれる。

図-2、ならびに表-1<sup>9),10)</sup>に示すように、有馬-高槻断層帯の周辺には複数の分岐断層が分布しており、その中でも、馬場活動セグメント（以下、馬場断層と記す）は、本検討において対象とする橋梁（以下、対象橋梁と記す）の直下付近に位置する。このことから、対象橋梁に最も影響のある分岐断層と考えることができる。

馬場断層は第四期後半にも活動した確実度 I の活断層であり、断層の長さより単独で M7 以上の大地震を起こすことはなく、有馬-高槻構造線の断層群と連動して活動したと考えられている。最終活動時期は 22,000 年前であり、再来期間は 35,000 年程度、ごく最近の地質時代になってからは活動を停止していると判断される<sup>注1),注2)</sup>。

馬場断層は、有馬-高槻断層帯の分岐<sup>9)</sup>、または六甲起振断層の走向<sup>10)</sup>であるとされているが、いずれの場合であってもこれらの断層の横ずれの影響で形成されたものの末端に位置しているものであることから、基本的には横ずれ断層と考えられる。本検討では、馬場断層は単独で活動することが考えにくい<sup>注1)</sup>として、有馬-高槻断層帯と連動することを基本として想定している。

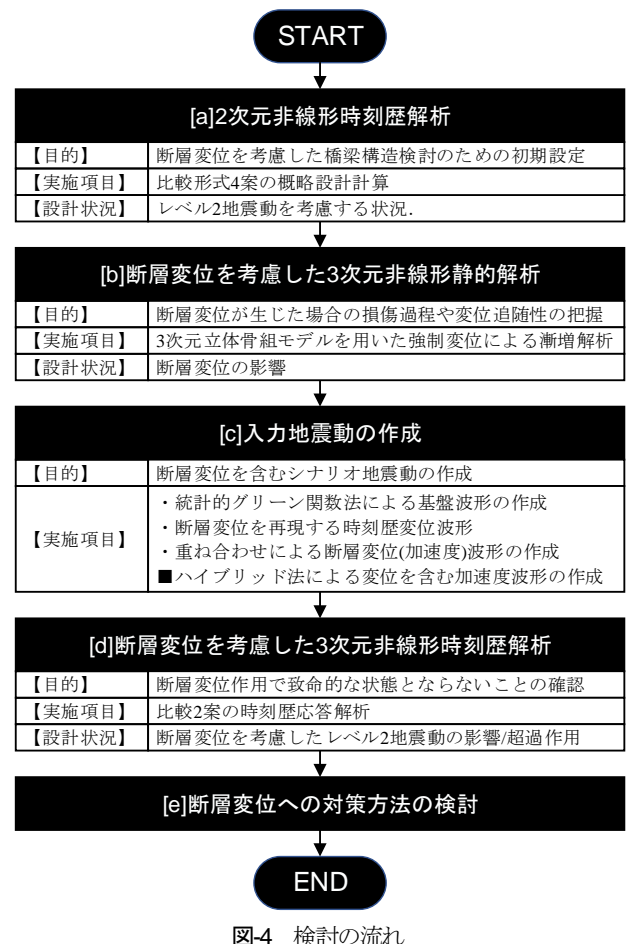
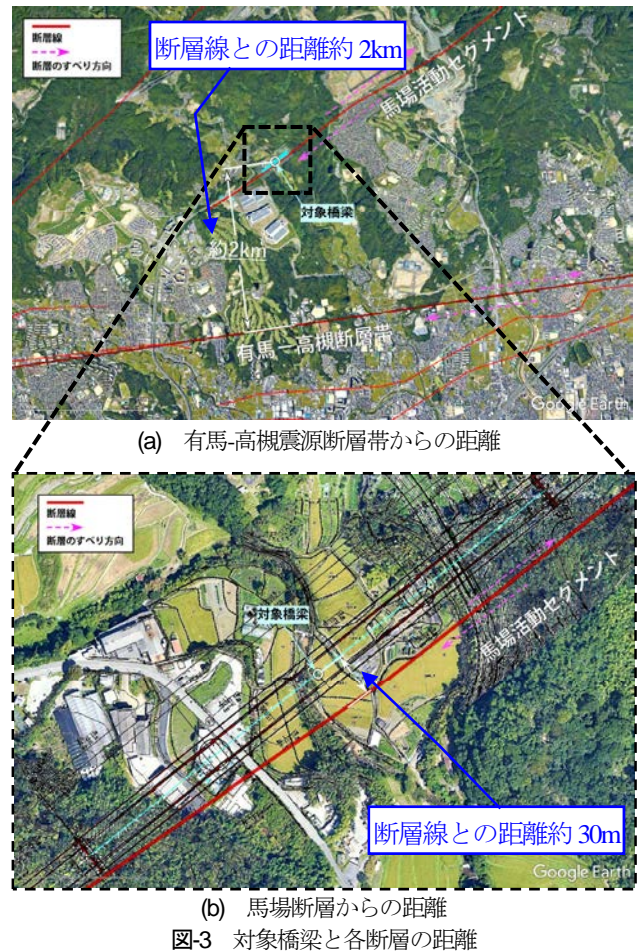
図-3に対象橋梁と有馬-高槻断層帯、馬場断層のそれぞれの距離を示す。対象橋梁は馬場断層に約30mと概ね極めて近い位置に建設されること（同図(b)、大阪府が現時点までに実施した地盤調査結果では、馬場断層の明確な断層線は確認できず、破碎帯が存在するのみで位置は不明瞭であると結論付けた）、さらには有馬-高槻断層帯に約2kmと漸近するため、万が一を考慮し、これらの断層活動による断層変位が発生したとしても、落橋を含む甚大な被害を防ぐための設計が必要と考えられる。

従って、本検討では万が一に備え、有馬-高槻断層帯と馬場断層の連動により想定される断層変位を最悪シナリオとして捉え、図-4に示す手順により検討を行った。

### 3. 断層変位に対する変位追隨性の把握

#### (1) 断層近傍に建設される橋梁に期待する性能

対象橋梁に近傍する位置関係にある有馬-高槻断層と馬場断層は、近い将来巨大地震を起こす可能性は極めて低いと考えられる。従って、耐震設計において、偶発作用支配状況として考慮する地震の影響はレベル2地震動の影響を考慮する状況に対して、耐久性能に裏付けられ



る耐荷性能に基づく構造（または部材）の限界状態を満足すれば、橋としての耐荷性能は満足すると考えられる。

断層変位が生じた場合の損傷仮定や変位追従性を、静的漸増解析により把握するが、これに先立ち、断層変位の影響を考慮する設計の状況を、新たに断層変位の影響を考慮する状況と定義付けるとともに、対する耐荷性能と限界状態、これに対応する工学的指標を設定した。

ここで、断層変位を考慮する状況に対する限界状態と工学的指標を表-2に示す。耐荷性能は、耐荷性能2としつつも、落橋等の橋としての致命的な状況に陥ることを、対策工の効果も含めて実現することとした。断層変位の影響は、構造物の状態に影響を与える可能性はあるが設計状況として考慮するに十分な知見や経験がなく具体的に考慮すべき作用の規模等が示されていない状況、すなわち設計の想定を超える不測の事態と位置付けている<sup>12)</sup>。そこで、設計の基本理念<sup>12)</sup>に照らし併せ、断層変位を考慮する状況においても、被災後に橋が計画通りに交通に利用できる機能を確保するために、上下部接続部である支承部に損傷制御の観点を入れ込み、これにより上部構造と下部構造の機能の喪失を防ぐ考えである。

なお、第3案を除き、上下部接続部は端部を可動支承とする免震構造であり、橋が致命的な状態に陥ることを抑止するために、一定の対策として、桁かかり長の確保、落橋防止構造の設置、使用目的との適合性の観点より必要と考えられる対策を講じることを前提としている。

## (2) 評価の方法

静的漸増解析（以降、P-O解析と記す）の解析モデルは、図-5と表-3に示すように、対象橋梁の形式として構造化や施工性、維持管理、経済性に優位となる4形式に対して作成した。これら4つの橋梁形式における上下部構造の断面寸法や配筋等の構造諸元は、永続・変動・偶発作用支配状況を考慮した概略設計にて決定している。

下部構造や基礎構造は偶発作用支配状況が支配的となる。

解析モデル上の基礎の天端位置に、断層変位の影響として基礎の永久変位を静的に構造不安定となるまで漸増載荷して、その結果、得られたP- $\delta$ 曲線と損傷イベントを整理することで、断層変位に対する変位追従性を把握することが目的である。この結果より、断層変位に対する変位追従性を考慮した橋梁形式の選定が可能になる。

ここで、変位追従性の定義について記述する。前述の表-2に示す各構造（または部材）の限界状態に達した時点の強制変位量を限界断層変位量として定量化する。この橋梁4形式毎の限界断層変位量を相対的に大小関係として定性的に与えた特性を変位追従性と定義する。

対象橋梁は、直線橋で直橋であるため、基礎の天端位置に載荷する強制変位の方向は、橋軸方向と橋軸直角方向へ変位することが橋に与える影響が最も大きいと考え

表-2 橋の耐荷性能に基づく構造の限界状態の整理

断層変位の影響を考慮する状況に対する限界状態			
耐荷性能2橋の限界状態3（損傷は支承位置に誘導する）			
構造	限界状態	工学的指標	
上部構造	限界状態1	曲率 $\phi_y$ 、ひずみ $\epsilon_y$	
下部構造	橋台	限界状態1	レベル1照査
		限界状態2	変位 $\delta_{ls2d}$ (曲率 $\phi_{ls2d}$ ) 変位 $\delta_{ls2d}$ (曲率 $\phi_{ls2d}$ ) せん断耐力 $P_s$
	基礎	限界状態1	水平耐力
	免震支承	限界状態3	300%ひずみ
上下部接続部	可動支承	限界状態3	移動限界量を超え桁かかり長
	固定支承	限界状態3	部材の降伏耐力を超え桁かかり長

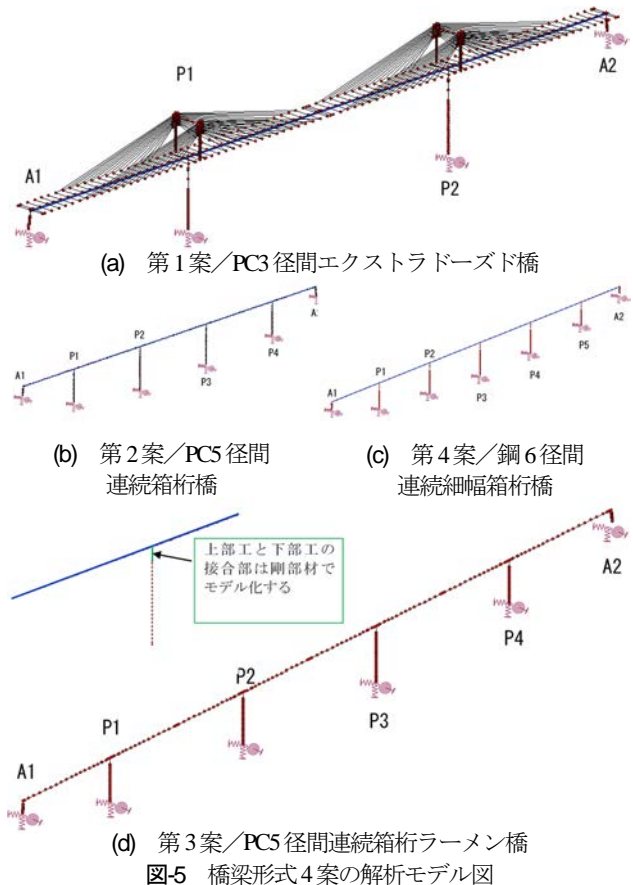


図-5 橋梁形式4案の解析モデル図

表-3 モデル化における要素設定

構造または部材		第1案	第2案	第3案	第4案
上部構造		線形はり要素			
主塔		線形はり要素		---	
ケーブル		非抗圧ケーブル要素			
橋台		線形はり要素			
橋脚		ファイバー要素			
支承	可動支承	橋軸	線形ばね要素（静摩擦を考慮したバイリニア型）		
		直角	非線形ばね要素（固定装置降伏、バイリニア型）		
	免震支承	非線形ばね要素（ハードニングを考慮、トリリニア型）			
基礎-地盤		線形ばね要素（S-Rモデル）			

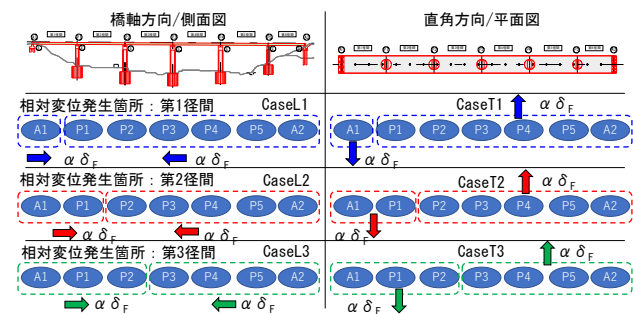


図-6 基礎天端に載荷する強制変位のパターン

られる。従って、本解析における強制変位は、図-6（代表として第4案を示す）に示すように、橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ載荷することとし、その載荷パターンは各径間に馬場断層が走向する想定として載荷する。表-4に各橋梁形式毎の載荷パターンを示す。対象橋梁は、側面図方向に臨んだときに、概ね左右対称の構造特性を有するため、検討ケースは起点側径間に代表させることとした。なお、解析に使用するソフトウェアは、構造解析プログラム SeanFEM<sup>13</sup>である。

### (3) 解析結果と考察

変位追従性に関する特徴的な挙動について述べる。

第1案について、橋軸直角方向におけるCase2（第2径間に断層がある想定）のP-δ曲線を図-7に示す。損傷イベントを確認すると、橋脚が限界状態1=降伏限界に達した後、免震支承のせん断変形が250%に達し、端部の可動支承の固定装置が破壊した時点で水平荷重を負担しなくなり、図-8に示すように基礎構造の変形に追従して下部構造と上部構造が平面内で回転する挙動を呈する。橋としての終局限界は暫定的に橋軸直角方向の桁かかり長である6.920m（橋台幅の1/2）としているが、この時点までに橋脚や免震支承の損傷は進展しない。

次に、剛結構造となる第3案について、代表として橋軸直角方向のCase3の結果を示す。図-9にP-δ曲線を示すが、損傷イベントを確認すると、先ず上部構造が限界状態1の制限値に達し、その後、断層を跨ぐP2橋脚において限界状態2の制限値に達し、次いでP1橋脚が限界状態2の制限値に達する。さらにA1橋台の固定装置が破壊する。この上部構造が先行して限界状態1=降伏限界に達する傾向は、橋軸方向、橋軸直角方向を問わず、第3案では他の載荷パターンでも同様となる。

その他では、上述する以外の載荷パターンや、第2案、第4案は、総じて断層を仮定する径間に隣接する橋脚が限界状態1に達したのち、損傷が進展して限界状態2、限界状態3に推移する。また、橋台上の可動支承が限界変位量を超過、または橋軸直角方向の固定装置が損傷と支承部の損傷が目立つ傾向となる。なお、免震支承は250%ひずみを超えるものの、300%ひずみには達しない。

これらの結果より、表-5、並びに図-10に限界断層変位量を整理した。変位追従性に最も優れるのは第1案である。これは、支間長が最も長く幾何剛性として柔な構造であるためと考えられる。次いで多径間でありながら上下部接続部に支承構造を有する第2案と第4案が次点となる。剛結構造であり、断層変位による変形を逃がす部位のない第3案が最も変位追従性に劣る結果となった。

以上より、橋梁形式は、変位追従性に優れる第1案と、総合的に評価の高い第4案に絞り込むこととした。

表-4 基礎天端に載荷する強制変位のパターン

断層と交差する径間	No.	第1案		第2案		第3案		第4案	
		Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans
第1径間	Case1	○	○	○	○	○	○	○	○
第2径間	Case2	○	○	○	○	○	○	○	○
第3径間	Case3	-	-	○	○	○	○	○	○

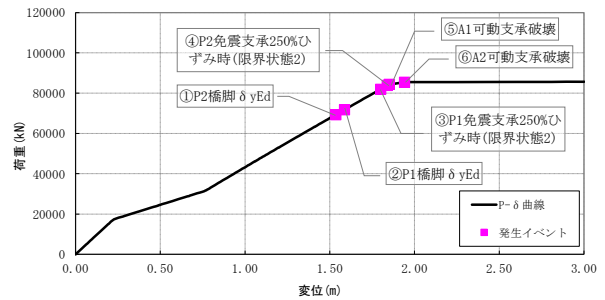


図-7 第1案における橋軸直角方向(Trans)Case2のP-δ曲線

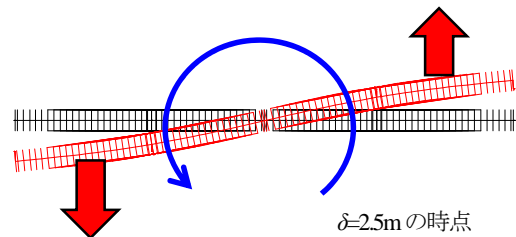


図-8 第1案における橋軸直角方向(Trans)Case2の変形図

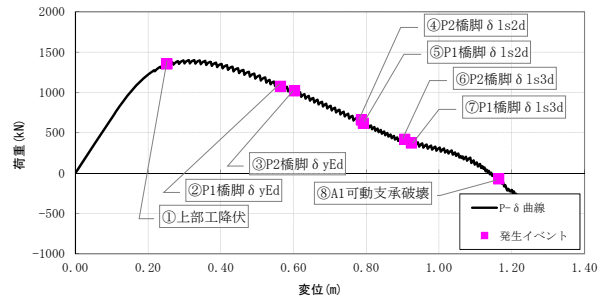
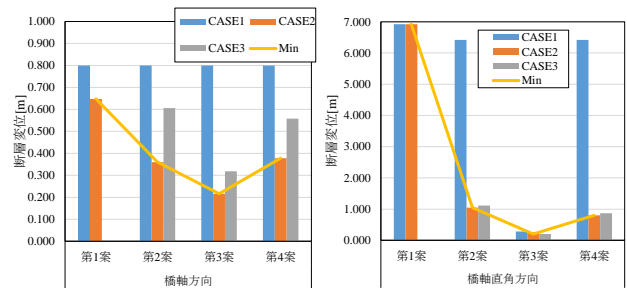


図-9 第3案における橋軸直角方向(Trans)Case3のP-δ曲線

表-5 各橋梁形式案のケース毎の限界断層変位量

	橋軸方向				橋軸直角方向			
	第1案	第2案	第3案	第4案	第1案	第2案	第3案	第4案
CASE1	0.800	0.800	0.800	0.800	6.920	6.420	0.282	6.420
CASE2	0.648	0.360	0.216	0.378	6.920	1.047	0.252	0.801
CASE3	-	0.606	0.318	0.558	-	1.116	0.201	0.867
Min	0.648	0.360	0.216	0.378	6.920	1.047	0.201	0.801



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

図-10 各橋梁形式案のケース毎の限界断層変位量

#### 4. 入力地震動の作成

本章では、断層変位を含むシナリオ地震動の作成方法について述べる。後述する橋の非線形時刻歴応答解析において、有馬一高槻断層帯と馬場断層が連動して破壊する断層運動に起因する断層変位を含むシナリオ地震動を作成することが目的である。

##### (1) 地震動の予測と計算の方法

断層変位を含む入力地震動の作成は、全周期帯域を考慮できるハイブリッド法を用いて検討する。すなわち、**図-12**に示すように、震源モデルとしての断層パラメータを設定して深部地盤モデルを構築した後、このモデルに対して、短周期地震動を統計的グリーン関数法を、断層変位を含む長周期地震動は理論的手法における剛性行列法（離散化波数積分法）<sup>14)</sup>を用いてそれぞれを作成し、これらをハイブリッド法で合成する。

この時、作成された入力地震動は工学的基盤波であるため、表層の増幅等を考慮するために、等価線形法（SHAKE）を用いて地表面まで引き上げた地震波を作成して、これを地表面波として入力地震動とする。なお、この際の地震応答解析のコードは、吉田・松富(1999)<sup>15)</sup>が開発したDYNEQを用いた。

##### (2) 地下構造モデルと断層モデル

深部地盤構造は、地震動の比較的長周期部分の特性に大きな影響を与え、長周期成分に対する耐震を考慮するうえで重要な地盤情報となる。本検討に用いる深部地盤と地震基盤の情報、J-SHIS<sup>16)</sup>の深部地盤データから得ることとして、対象橋梁の深部地盤構造モデルを構築する。なお、浅部地盤構造については、大阪府で実施した既往の地盤調査資料に基づいて設定する。

架橋地点の周辺では、**図-13**に示すように、標高T.P.+70m以深のP波速度は3.5km/s前後となり、概ね様な成層分布を示す。一方で、標高T.P.+70mより高いところでは、表層地形の影響を受け、不連続な地層特性を

示している。従って、本検討の深部地盤モデルは標高T.P.+70mの位置を工学的基盤面と考え、工学的基盤面から地震基盤以深の大陸地殻上部の領域を対象として、**表-6**<sup>16)</sup>に示す深部地盤モデルを考慮する。また、断層モデルの下端は、大陸地殻上部付近に到達する可能性もあるため、地震基盤以深の地殻構造は、**表-7**<sup>17)</sup>に示す地盤物性値を考慮することとする。

断層の上端深さ（位置）は、一般的には断層モデルの格子サイズに相当する深さを確保していることが多い。そこで、有馬一高槻断層帯における断層の上端深さは大

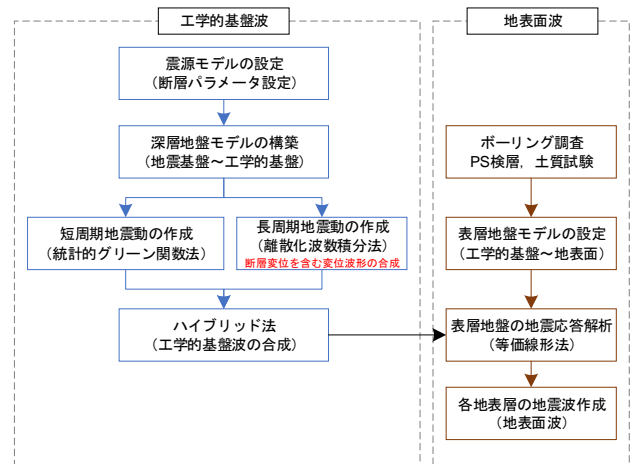


図-12 入力地震動の作成手順

表-6 架橋地点の周辺の深層地盤モデル<sup>16)</sup>

層番号	標高T.P. (m)	層厚 (m)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	P波減衰 Q <sub>p</sub>	S波減衰 Q <sub>s</sub>
1	70	20	3500	1700	2300	150	150
2	50	450	5000	2700	2500	200	200
3	-400	4530	5500	3100	2600	300	300
4	-1930	5000	5700	3300	2700	300	300
5	---	---	6000	3400	2750	300	300

表-7 地震基盤以深の地盤物性値<sup>17)</sup>

対象地震基盤	層厚 (m)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	Q値
表層低速層	3,000	5,000	2,700	2,740	500
大陸地殻上部	12,000	6,000	3,450	2,800	1,000
大陸地殻下部	20,000	6,700	3,900	2,900	500

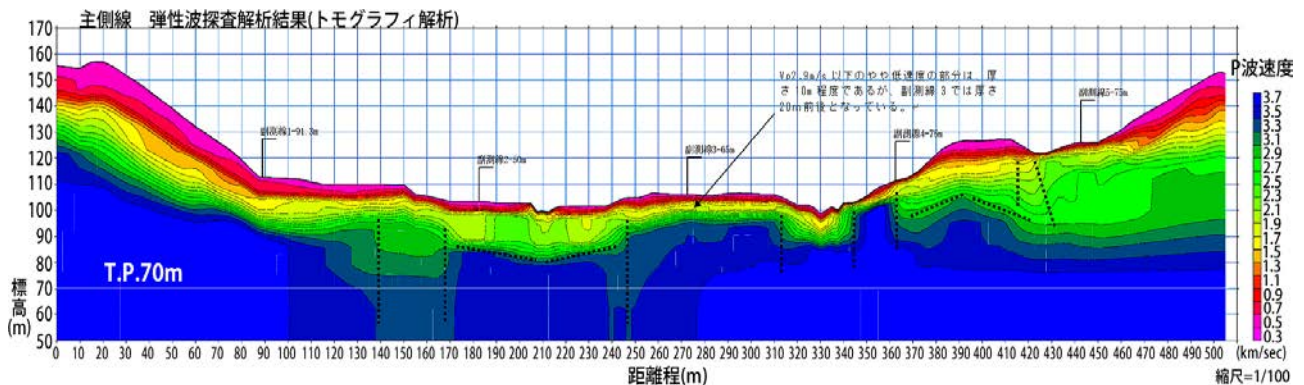


図-13 弾性探査結果

阪府地震被害想定(2007)<sup>10</sup>を参考として 3km と設定しており、馬場断層における断層の上端深さは、断層モデルの格子サイズである 2km を初期値としながらも、前述の通り、架橋位置の周辺の深層地盤構造や、対象地点が山岳部であることも踏まえ、浅部破壊の可能性も含めて断層の上端深さが 2km よりも浅い位置となる可能性を視野に入れることとした。

震源断層のモデル化については、断層全体の形状と規模を示す巨視的震源特性と、断層の不均質を示す微視的震源特性、破壊過程を示す震源特性という 3 つの特性を考慮する。

有馬-高槻断層帯の震源断層モデルの主要断層パラメータは、大阪府地震被害想定<sup>10</sup>では、図-14 に示す非一様破壊シナリオ 9 ケースが考慮されている。ここで、既往の研究<sup>18</sup>によれば、横ずれ断層の近傍では断層直交方向の変位が卓越し、断層中央から破壊終了点付近までの変位振幅は最大となるものの、断層並行方向と鉛直方向の断層変位は、断層上では小さく、断層線より直交方向にから 1~2km 離れた領域で最大とする知見が得られている。従って、同図に示す破壊点の 5, 6, 7, 8 の 4 ケースは、他のケースに比して対象橋梁に与える断層変位が小さいとして、検討ケースより除外している。

一方、馬場断層は、活断層データベース<sup>11</sup>の情報や注 1) に基づき、気象庁マグニチュードを  $M_j=7.0$  として、レシピ<sup>19</sup>に基づいて断層パラメータを設定する。アスペリティの配置は、上述の横ずれ断層の指向性と有馬-高槻断層帯との位置関係より、図-15 に示すように断層モデルの南西端に配置することとして、破壊開始点は、有馬-高槻断層帯のモデルとの連動を踏まえ、南西側からと、北東側からの 2 ケースを考慮することとした。

表-8 に、対象橋梁に対して最も断層変位が大きくなるケースを得ることを目的として、ハイブリッド法により試算した各検討ケースの工学的基盤面における最大変位と永久変位を示し、図-16 に各検討ケースの変位波形を示す。同図は、対象橋梁の橋軸方向と橋軸直角方向の変位波形を示しており、鉛直方向の変位波形は紙面の都合上、ここでは割愛する。また、同表、ならびに同図に示す変位の値や波形は、対象橋梁の中間点となる第 4 案の P3 橋脚位置を代表として示している。

表-8 に示す結果より、最大変位、永久変位ともに、馬場断層の単独破壊の場合は、いずれの変位は微小といえる一方で、有馬-高槻断層の単独破壊の場合は、相対的に数十倍の変位となることがわかる。従って連動した場合の変位は、主に有馬-高槻断層帯の活動による影響が支配的であるといえる。加えて、それぞれの断層の単独破壊ケースに比して、連動破壊ケースが大きいこと、さらに、北東側を破壊開始点としたケースが、最も断層変位が大きくなる結果となる。

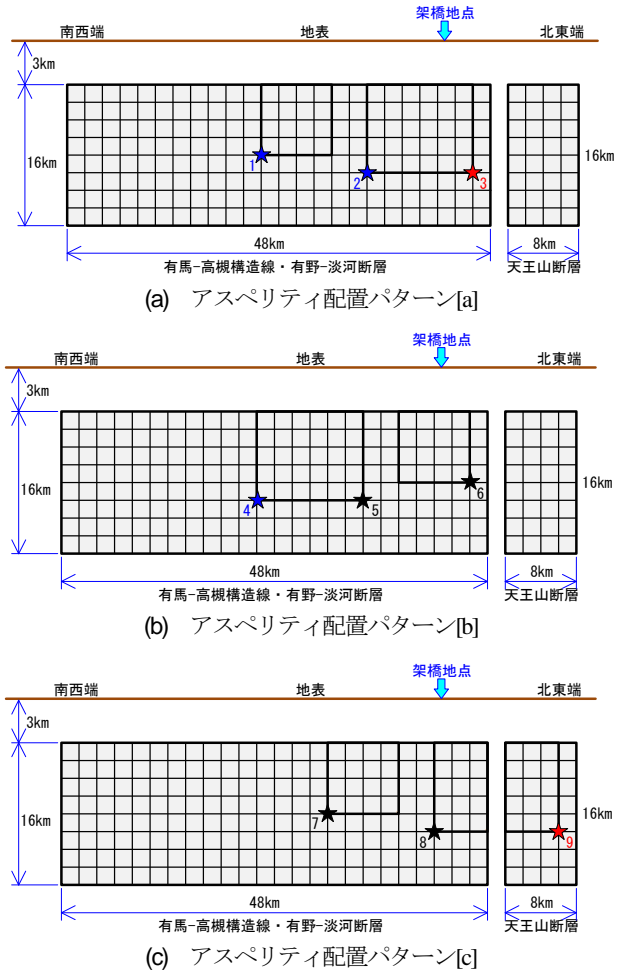


図-14 有馬-高槻断層帯の断層モデルとアスペリティ配置

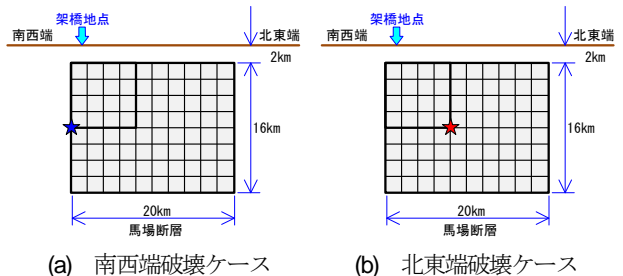


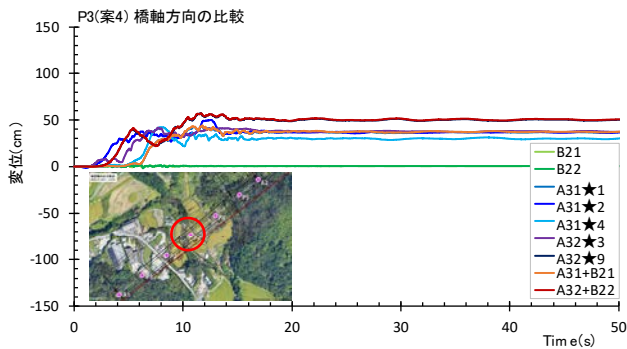
図-15 馬場断層の断層モデルとアスペリティ配置

表-8 検討ケース毎の断層変位の試算結果

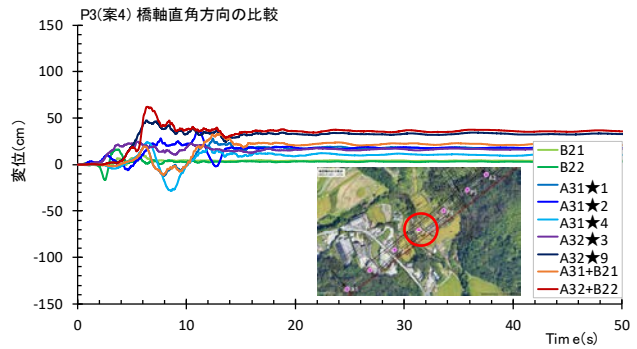
		(a) 最大変位			
想定地震、破壊開始点	記号	橋軸方向	直角方向	鉛直方向	
馬場断層 単独	南西側から	B21	1.85	10.68	1.08
	北東側から	B22	1.83	16.58	1.38
有馬-高槻断層帯 単独	南西側から	A31(1)	43.38	27.97	32.97
	南西側から	A31(2)	50.03	35.42	32.16
	南西側から	A31(4)	42.36	28.25	22.79
	北東側から	A32(3)	41.85	24.70	27.06
	北東側から	A32(9)	57.19	47.56	40.57
馬場断層・有馬-高槻 断層帯連動	南西側から	A31(1)+B21	44.16	33.35	32.74
	北東側から	A32(9)+B22	57.34	62.20	42.02

		(b) 永久変位			
想定地震、破壊開始点	記号	橋軸方向	直角方向	鉛直方向	
馬場断層 単独	南西側から	B21	0.45	4.25	0.43
	北東側から	B22	0.49	3.38	0.42
有馬-高槻断層帯 単独	南西側から	A31(1)	36.93	18.27	6.11
	南西側から	A31(2)	36.30	16.42	5.20
	南西側から	A31(4)	29.82	11.31	1.48
	北東側から	A32(3)	37.13	16.43	4.42
	北東側から	A32(9)	50.45	32.40	12.61
馬場断層・有馬-高槻 断層帯連動	南西側から	A31(1)+B21	37.38	22.46	5.69
	北東側から	A32(9)+B22	50.95	35.33	13.04



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-16 各検討ケースから試算したP3位置(第4案)の工学的基盤面の変位波形

以上より、検討の対象とする断層の破壊パターンは、馬場断層と有馬-高槻断層帯が、北東側より運動して破壊するケースを選定することとした。最大変位は、橋軸直角方向で発生しており、最大で約62cm(橋軸方向で約57cm)となり、永久変位の最大値は、橋軸方向で発生し、最大約51cm(直角方向で約35cm)となる。

表-9に、有馬-高槻断層帯の断層パラメータ<sup>10)</sup>と馬場断層の断層パラメータを示す。有馬-高槻断層帯、馬場断層ともに、前述の通り右横ずれ断層である。地形状況より、有馬-高槻断層帯の北側は山間部であり、南側は平野であることを踏まえれば、断層を跨いで隆起差が生じていることから、断層の傾斜角を80度と考えることの裏付けが得られる。一方で、馬場断層は山間部を通過することから、断層を跨いでの地表面の隆起差は見受けられず、このことから、傾斜角は90度とした。

また、馬場断層の上端深さであるが、震源断層の上端深さは微小地震発生層の上限深さ(微小地震の浅さ限界)と一致するものとするとしてされており<sup>19)</sup>、微小地震の浅さ限界は、 $V_p=5.8\sim 5.9\text{m/s}$ の層の上限と良い相関があるとされる<sup>20)</sup>。図-17に馬場断層の地盤と断層モデルを示すが、前述の表-6と照らし併せてみれば、微小地震の浅さ限界は、層番号4として2kmが妥当とみなすことができるものの、対象地点が山間部であり基盤岩が浅く出現することや、その深度の不確かさやばらつき等も踏まえれば、層番号3を上限と捉えることもでき、この場合は上端の深さは0.5kmとなる。

以上に加え、浅部破壊の可能性も視野に入れて、最終的に馬場断層の上端深さは0.5kmに設定することとした。

### (3) 馬場断層と対象橋梁との交差角

2章で述べたように、馬場断層の位置は不明瞭であるものの、概ね対象橋梁の直下、またはその周辺に位置している可能性が非常に高い。このため、仮に馬場断層が対象橋梁と交差する性状で活動する場合は、横ずれ断層の左右地盤の食い違いによって橋軸方向に大きな相対変位が生じる可能性がある。

表-9 有馬-高槻断層帯と馬場断層の震源断層パラメータ

分類	震源断層の詳細パラメータ				
	断層名	Segment1 天王山断層	Segment2 有馬-高槻構造線・有野-淡河断層	馬場断層	
巨視的震源断層パラメータ	断層種類	右横ずれ断層			
	平均走向角 $\theta$ (°)	N234E	N262E	N50E	
	平均傾斜角 $\delta$ (°)	80	80	90	
	平均すべり角 $\lambda$ (°)	0	0	0	
	断層長 L(km)	8	48	20	
	断層幅 W(km)	16	16	16	
	断層面積 S(km <sup>2</sup> )	128	768	318	
	断層上端深さ Z0(km)	3.0	3.0	0.5	
	地震モーメント(N・m)	9.11E+17	3.28E+19	8.13E+18	
	総面積 S(km <sup>2</sup> )	896			
地震モーメント Mo(N・m)	4.47E+19				
気象庁マグニチュード Mj	7.6				
モーメントマグニチュード Mw	7.0				
平均すべり量 D(m)	1.5				
静的応力降下量(Mpa)	4.06				
地盤S速度 Vs(km/s)	3.5				
地盤密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2.8				
剛性率 $\mu$ (N/m <sup>2</sup> )	3.43E+10				
立ち上がり時間 $\tau$ (s)	1.71				
すべり速度 v(m/s)	0.9				
全断層	面積 Sa(km <sup>2</sup> )	197			
	地震モーメント Moa(N・m)	2.09E+19			
	実行応力 Aoa(Mpa)	18.4			
	平均すべり量 Da(m)	3.1			
	立ち上がり時間 $\tau_a$ (s)	0.8			
	すべり速度 Va(m/s)	3.9			
	アスペリティ個数	3			
	各アスペリティ	アスペリティ区分	ASP1	ASP2	ASP3
		地震モーメント Moai(N・m)	6.75E+18	6.75E+18	7.44E+18
		気象庁マグニチュード Mjai	6.9	6.9	7.0
モーメントマグニチュード Mwi		6.5	6.5	6.5	
実行応力 Aoi(Mpa)		18.4	18.4	18.4	
平均すべり量 Dai(m)		3.28	3.28	3.39	
立ち上がり時間 $\tau_{ai}$ (s)		1.98	1.98	1.59	
破壊伝播速度 Vr(km/s)		2.5	2.5	2.5	
各アスペリティ		背景領域の面積 Sb(km <sup>2</sup> )	699		
		背景領域の地震モーメント Mob(N・m)	2.37E+19		
	立ち上がり時間 $\tau_b$ (s)	3.17			
	背景領域の平均すべり量 Db(m)	0.99			
	背景領域の実効応力 ab(Mpa)	3.69			

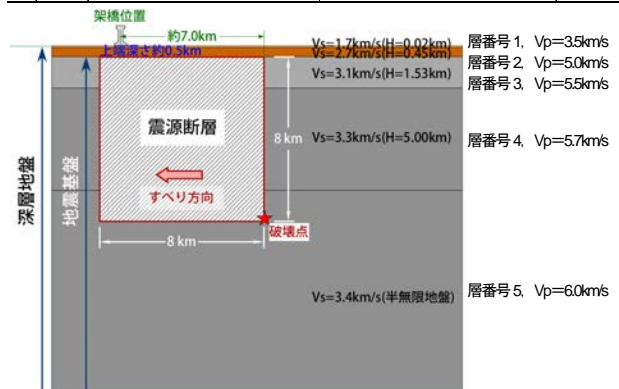


図-17 馬場断層の地盤と断層モデル

有馬一高槻断層帯、ならびに馬場断層は、いずれも右横ずれ断層であるため、それぞれの断層線を跨いだ相互の地盤の動きは、概ね図-18 (a)に示すようである。対象橋梁は、有馬一高槻断層帯の北側に位置することから、有馬一高槻断層帯の活動に起因する断層変位による橋梁内の相対変位は微小なものと考えられる、一方で、馬場断層に着目すると、同図(b)は馬場断層と対象橋梁が並行する場合、同図(c)は交差する場合について、それぞれA1橋台とA2橋台の断層変位量の試算結果を示している。この結果から交差する想定が相対変位としては大きく、より安全側の評価となることがわかる。

従って、実態としては対象橋梁の方向角と馬場断層の走向角は概ね並行すると考えられるものの、設計上の評価においては、橋梁内部に生じる相対変位量が大きくなる交差する想定とすることとした。この場合、馬場断層は共役断層ではないと考えられることから、45度を最大交差角と捉え、表-10に示す馬場断層が単独で破壊するとした数ケースの試算結果より、相対変位が最大となり、かつ交差角が最大となる45度を想定することとした。なお、角度のスパンが20度刻みであるのは、剛性行列法の解析モデルの成層地盤の水平方向の格子メッシュサイズが60mであることに起因する。

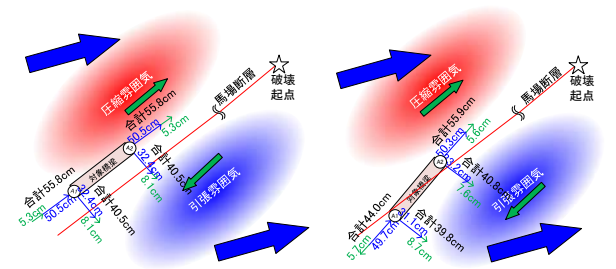
#### (4) 工学的基盤面波形と地表面波形の作成

前節までの検討結果を踏まえ、馬場断層と有馬一高槻断層帯が北東側より連動する破壊パターンを用いて、対象とする橋梁2形式毎に各下部構造位置の工学的基盤面の地震動波形と、表層まで引き上げた地表面波を計算する。図-19に示すように、馬場断層との交差角は45度と前述したが、解析モデル上の実際は42.33度であり表現上は丸めの数値としている。また、交差する径間は3章の結果を踏まえて、いずれの形式も限界断層変位量が最小となる第2径間とした。

表層地盤モデルは、大阪府で実施した地質調査の結果に基づく土質定数より、各地層のせん断弾性速度  $V_s^{(2)}$  を表-11 (A1, P2 を代表する) に示すように設定した。岩盤層以浅の沖積層、並びに洪積層の動的変形曲線は、土木研究所の土質試験で得られている図-20に示す平均的な動的変形特性<sup>2)</sup>を用いて評価する。



(a) 有馬一高槻断層帯と馬場断層の活動による地盤の動き

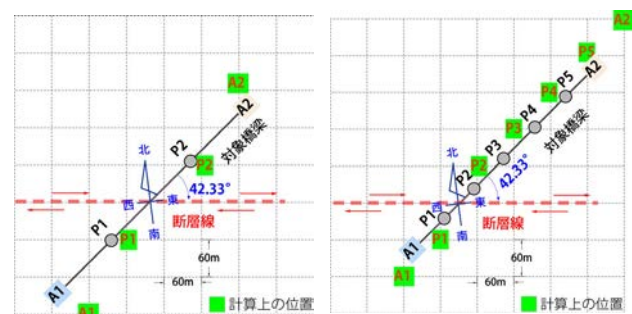


(b) 並行する場合の変位 (c) 交差する場合の変位

図-18 断層活動による地盤の動きの模式図と橋梁の変位

表-10 交差角度のパラメータ解析結果/相対変位量

馬場断層との交差角度	下部構造No.	工学的基盤面の永久変位(cm)		
		橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
5度	A1	-5.7	-8.7	1.1
	A2	5.6	-7.6	-0.7
	相対変位量	11.3	1.1	5.2
25度	A1	-13.2	-4.5	2.2
	A2	7.8	-11.3	-1.4
	相対変位量	21.0	6.9	3.6
45度	A1	-17.6	3.6	3.0
	A2	6.8	-17.0	-2.2
	相対変位量	24.4	20.6	5.2



(a) 第1案 (b) 第4案

図-19 地震動波形の抽出位置

表-11 下部構造位置の表層地盤モデル

(a) 第1案, 第4案共通/A1橋台位置

層番号	層下端深度 GL- (m)	層厚 (m)	平均 N値	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	弾性波速度 $V_p$ (m/s)	密度 ( $g/cm^3$ )	土質分類 地層名
1	10.50	10.50	90	228	1700	2.039	非変質帯(CH級)
2	12.00	1.50	90	694	1700	2.039	非変質帯(DH-CL級)
3	15.55	3.55	-	694	1700	2.243	非変質帯(CL級)
4	18.00	2.45	90	694	1700	2.039	非変質帯(DH-CL級)
5	28.00	10.00	-	1102	2700	2.243	非変質帯(CL-CM級)
6	35.00	7.00	90	1266	3100	2.039	非変質帯(DH-CL級)
7	75.33	-	-	1700	3500	2.300	工学的地盤

(b) 第4案共通/P2橋脚位置

層番号	層下端深度 GL- (m)	層厚 (m)	平均 N値	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	弾性波速度 $V_p$ (m/s)	密度 ( $g/cm^3$ )	土質分類 地層名
1	2.00	2.00	22	179	700	1.937	洪積礫質土
2	5.60	3.60	22	179	700	1.937	洪積礫質土
3	11.80	6.20	63	1102	2700	1.937	変質帯(DM-DH級)
4	14.50	2.70	27	1266	3100	1.733	変質帯(DL-DM級)
5	17.10	2.60	217	1266	3100	2.141	非変質帯(DH-CL級)
6	27.00	9.90	-	1347	3300	2.243	非変質帯(CL級)
7	29.00	2.00	217	1347	3300	2.141	非変質帯(DH-CL級)
8	40.14	-	-	1700	3500	2.300	工学的地盤

図-21に橋梁の主要有周期帯である $T=1.1\sim 2.4\text{sec}$ における各下部構造の表層地盤の増幅特性を示す。表層地盤の卓越周期は、主に0.3秒以下と短周期側に集中し、橋梁の主要固有周期区間内の増幅率はわずかであることが確認できる。また、山斜面に位置するA1やA2の橋台位置での増幅率が、谷部の橋脚側よりも大きく、岩盤主体の硬い地盤特性を示している。

図-22に、ハイブリッド法により作成した工学的基盤面波形と、SHAKEにより引き上げた地表面波形を、第4案のA1橋台とP2橋脚を代表して示す。表層地盤が岩盤主体であるため、短周期側の地震動が増幅しやすい傾向が見られる。一方、周期1秒以上からのやや長周期と長周期側の加速度応答スペクトル(5%減衰)は、地表面波と工学的基盤面波は概ね同じであり、長周期地震動の増幅が殆どみられない。また、橋台と橋脚の地震動を見比べると、表層地盤の地層性状によって、橋台側の短周期地震動が卓越しやすい傾向がある。

以上を踏まえ、本章で作成した断層変位の時刻歴波形を含む入力地震動を用いて、選出した橋梁形式2案に対して非線形時刻歴応答解析を実施した。

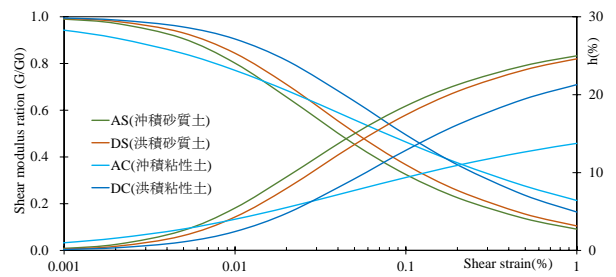


図-20 動的変形特性曲線<sup>2)</sup>

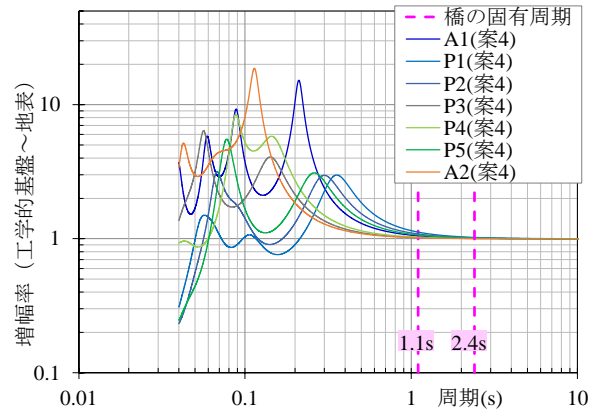
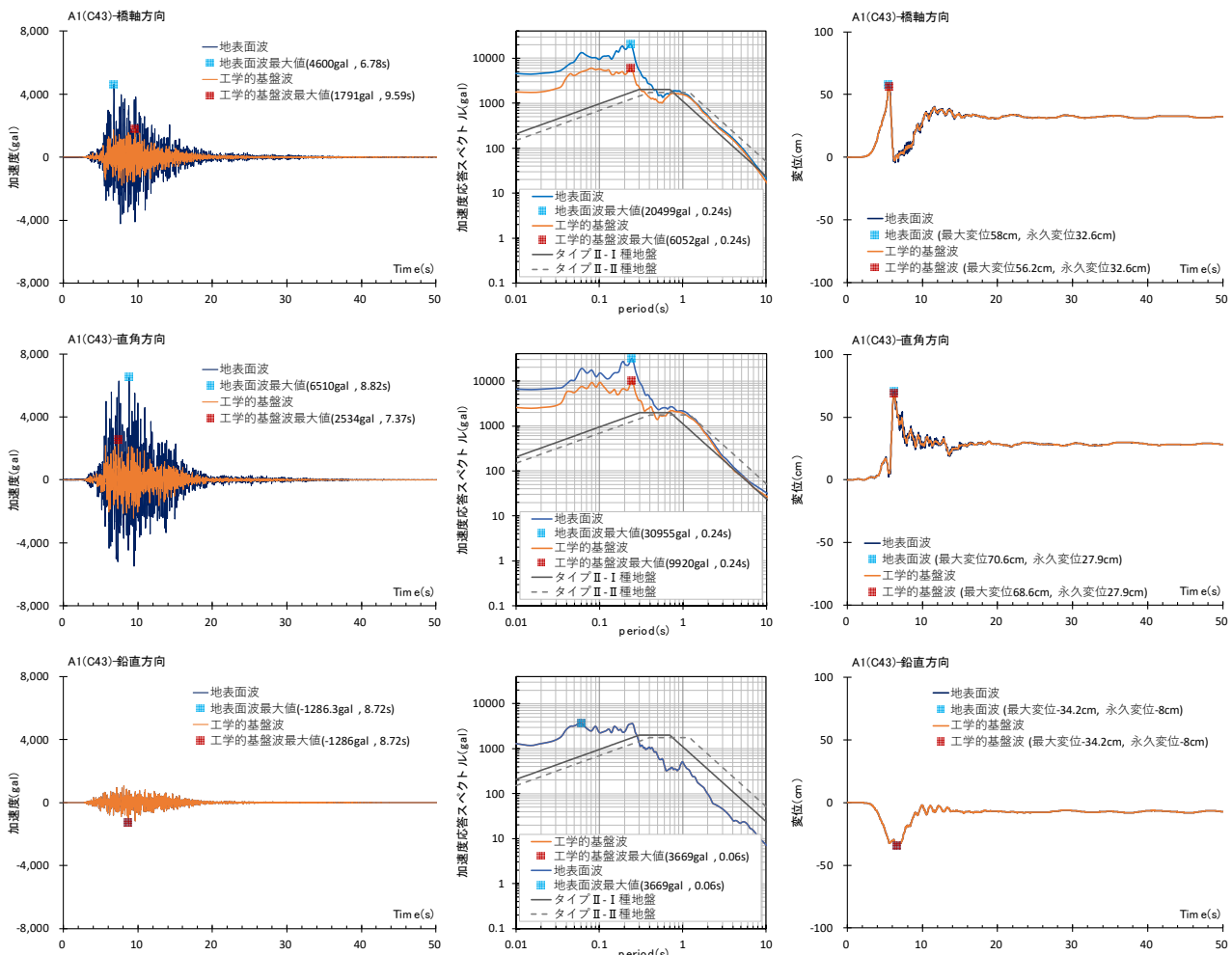
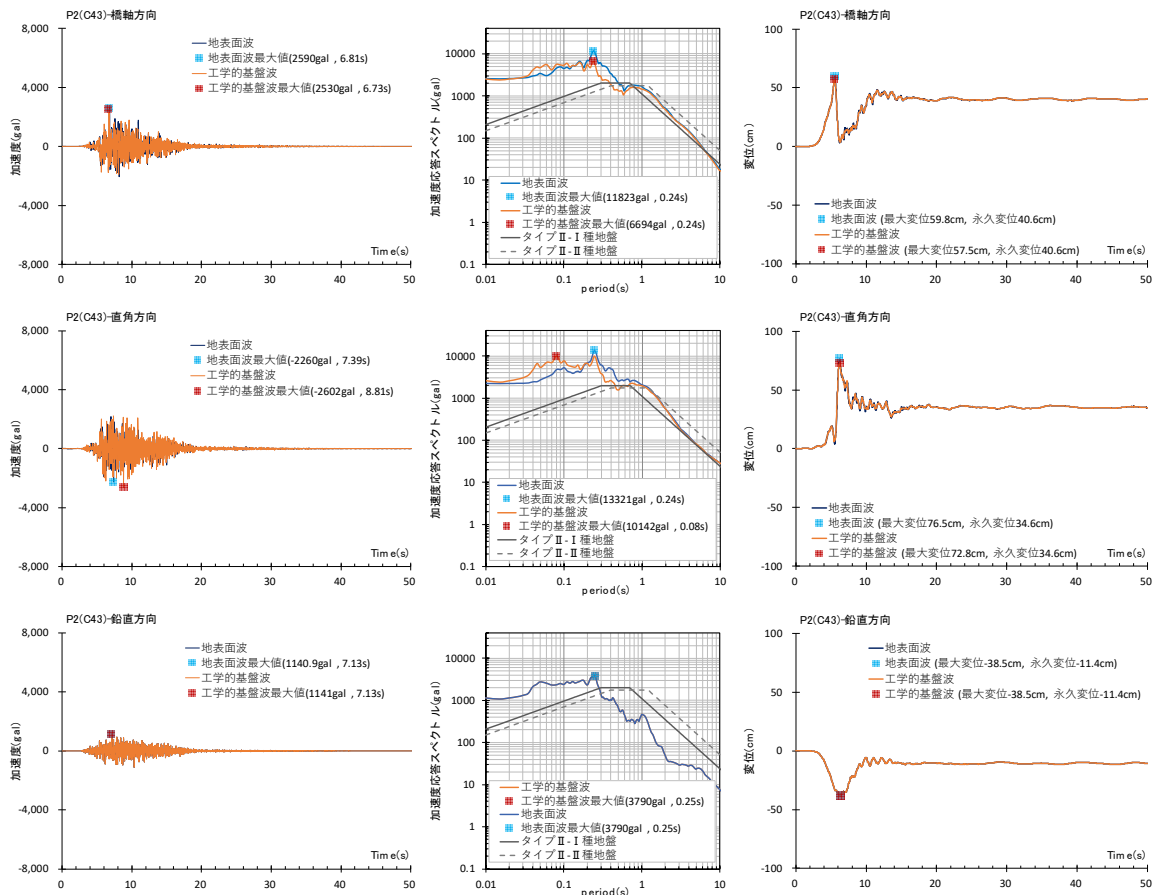


図-21 表層地盤の増幅特性 (第4案について示す)



(a) 第1案, 第4案共通/A1橋台位置 (上段: 橋軸方向, 中段: 橋軸直角方向, 下段: 鉛直方向)

図-22 作成した工学的基盤面波と地表面波 (左: 加速度時刻歴波形, 中: 加速度応答スペクトル図, 右: 変位時刻歴波形)



(b) 第4案/P2橋脚位置 (上段：橋軸方向，中段：橋軸直角方向，下段：鉛直方向)

図-22 作成した工学的基盤面波と地表面波 (左：加速度時刻歴波形，中：加速度応答スペクトル図，右：変位時刻歴波形)

## 5. 断層変位の影響を考慮する状況に対する損傷度分析

### (1) 損傷度の評価の方法

和田ら<sup>23)</sup>の報文では、有馬一高槻断層帯に近傍する高架橋の地震時の耐荷性能を、シナリオ地震動に対する耐震設計を非線形時刻歴応答解析を用い、断層変位に対する耐震設計は非線形静的解析を用いて照査している。冒頭で述べたように、断層変位の影響を考慮するにあたり、地震動と重畳して生じる断層変位は、同時に評価する必要があると考え、本検討では前章で作成した地震動を用いて非線形時刻歴解析を実施する。

詳細な方法は、本橋ら<sup>4)</sup>の方法を参考としているが、全体座標系で多点地震動の入力が可能な SeanFEM<sup>13)</sup>を用いており、図-23 に示すように、地震動を加速度波形として各拘束点である S-R ばねの下端に入力する。この方法は絶対座標系での解析となるため、入力地震動の加速度からの変位が各基礎の拘束点に与えられ、ある瞬間に地盤が動けば橋梁モデルにおける基礎の拘束点もその変位に応じて動くこととなる。つまり、外力項としてのインプットの方法は、地震加速度の各時刻歴に離散化したデジタルデータの時刻歴を下部構造、成分毎に関数とし

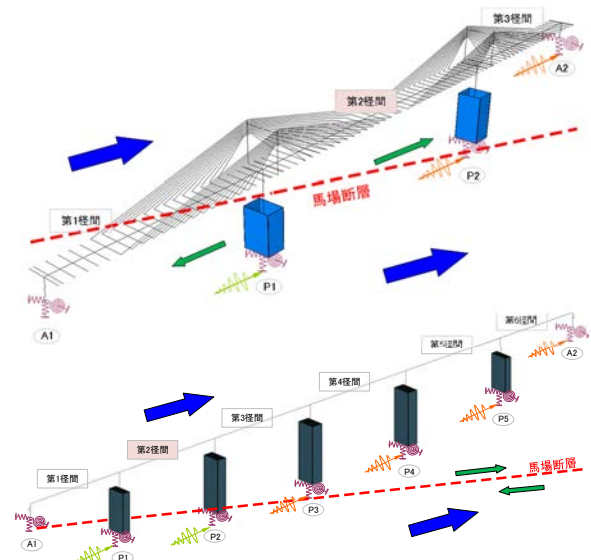


図-23 非線形時刻歴解析モデル

表-12 非線形時刻歴解析モデルにおける要素設定

構造または部材		第1案	第4案
上部構造		線形はり要素	床版；線形はり要素 主桁；ファイバー要素
主塔		線形はり要素	---
ケーブル		非抗圧ケーブル要素	---
橋台		線形はり要素	
橋脚	$L_p$ 区間	$M-\theta$ モデル (バイリニア型)	
	$L_p$ 区間以外	ファイバー要素	
支承	可動支承	橋軸	線形ばね要素 (静摩擦を考慮したバイリニア型)
		直角	非線形ばね要素 (固定装置降伏, バイリニア型-非線形弾性)
	免震支承	非線形ばね要素 (バイリニア型)	
基礎-地盤		線形ばね要素 (S-Rモデル)	

て定義し、その関数と入力先の節点を指定することで位相差を考慮した解析が可能となる。

表-12に、第1案と第4案のそれぞれの解析モデルに設定した要素を示す。なお、地震動の入力は、水平2方向と鉛直1方向の3方向同時加振としており、減衰モデルはRayleigh減衰を用いた。

## (2) 解析結果と考察

解析結果を簡潔、かつ端的に表-13に示した。上部構造や下部構造は、いずれの案も設定した限界状態を超える状態となることが確認された。しかしながら、これらは対策工として、主鉄筋や帯鉄筋、鋼桁の板厚などの鋼材の増加で対処可能な範囲であった。

一方、上下部接続部では、端部の可動支承については、橋軸方向に限界移動量を超える応答変位は発生し、橋軸直角方向では固定装置に降伏耐力を超える水平力が発生する状況は双方の案で同様な状態であるものの、中間支点である免震支承には、第1案は300%ひずみを超過、第4案は250%ひずみを超えず、明らかに差異が生じる結果となった。また、基礎構造に生じる水平変位（S-Rバネの並進方向の応答変位）は、第1案に基礎の降伏水平変位を超える応答が生じるが、第4案には生じない。

この差異について、図-24に示す主要時刻における変形図を用いて考察する。なお、第1案と第4案の上部構造重量は、それぞれ365,500kN、165,800kNと第4案に比して第1案は実に2.2倍に及ぶことを記述しておく。

同図によれば、第1案は最大断層変位を経てP1橋脚天端の水平変位が増加し始め、最大変位に到達する。これ以降、橋脚は復元せずにその姿勢を保ち続け、残留変位時（自由振動区間）においても同様の姿勢を取る。このことは、上部構造重量が非常に大きいため、地震動による慣性力作用が非常に大きいことに加えて、上部構造を水平方向に支持する下部構造の基数が少ないため、非線形化した橋脚が大変形して元に戻らないと考えられる。すなわち、水平支持機能に対する冗長性に乏しい結果である。対する第4案は、上部構造重量が相対的に軽く、上部構造を水平方向に支持する下部構造の基数も多いため、断層変位による基礎の永久変位は残留するものの、概ね元の姿勢に復元する。

従って、第1案は変位追随性は優れるものの、上部構造重量が非常に大きいことに起因して地震動に対しては不利であるといえる。断層変位を考慮する状況において確実に落橋を防ぐことが可能であるとして変位追随性に優れる第1案を選定したものの、本解析結果より第4案の優位性を上回る効果が確認されなかった。

以上より、本橋梁形式については、経済性等の総合評価でも優位性を発揮する第4案を選定することとした。

表-13 解析結果のまとめ

	第1案 / PC3径間 エクストラード橋	第4案 / 鋼6径間 連続細幅箱桁橋
上部構造	面内、面外ともに ・降伏曲率を超過 ・せん断耐力を超過 が発生	主桁に ・降伏ひずみを超過 ・死荷重ひずみに比して残留ひずみが増加
下部構造	・限界状態3を超過 ・せん断耐力を超過	・限界状態3を超過 ・せん断耐力を超過
上下部接続部	・免震支承：300%ひずみを超過 ・可動支承：限界移動量超過、固定装置破損	・免震支承：250%ひずみを超えない ・可動支承：限界移動量超過、固定装置破損
基礎構造	・P2橋脚に限界状態1を超える変位が発生	・限界状態1を超えない
桁遊間等	・桁衝突発生 ・桁かかり長は超えない	・桁衝突発生 ・桁かかり長は超えない

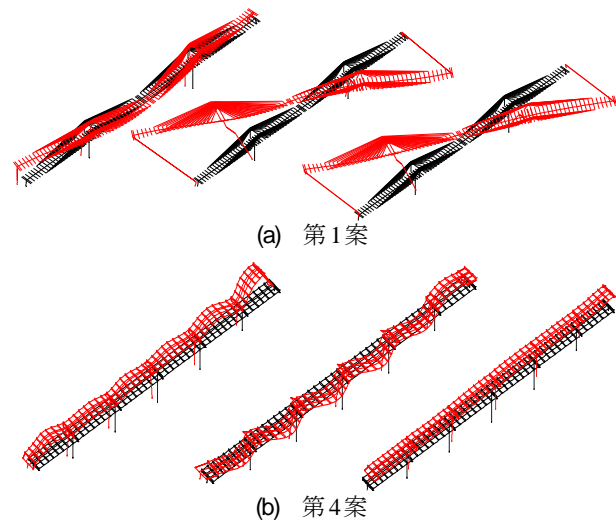


図-24 3次元非線形時刻歴解析による変形図  
(左；最大断層変位時、中；P1最大変位時、右；残留変位時)

## 6. まとめ

本検討は、右横ずれ断層とされる有馬一高槻断層帯と馬場断層が連動して活動すると想定した。万が一にもこれらの断層活動によってもたらされる強震動と、これに重畳する断層変位により、橋としての機能を喪失することを防ぐことを目的として、その影響度を橋の抵抗特性に照らし合わせることで、構造的な施工性、維持管理、経済性に加えて、断層変位に対する追随性を評価した。加えてこれらの断層帯が北東側より連動して破壊する条件が、最も架橋位置において断層変位が大きいことを確認した上で、同条件により、断層変位成分を含む入力地震動を作成して、非線形時刻歴応答解析によりその影響度を定量的に評価した。これらの検討の結果を、橋長400mの橋梁の形式選定における評価項目とした。

以下に、本検討によって得られた知見を示す。

- (1) 断層変位により生じる基礎天端に生じる永久変位を模した静的な変位漸増解析により、橋梁の断層変位に対する変位追随性を確認した。その結果、静的な

基礎の永久変位に対しては、支間長が大きく幾何剛性が柔な構造形式が有利となる。

- (2) 断層変位と重畳する地震動の影響に対する橋の耐荷性能を評価するには、断層変位の時刻歴変位、断層変位の時刻歴変位成分を含む地震動波形を入力した時刻歴応答解析により可能となる。
- (3) ターゲットとする断層や、その断層パラメータなど、既往の知見に基づいて条件を想定することで、断層変位の時刻歴変位成分を含む地震動波形を生成することは可能であるものの、2016年熊本地震でみられた不規則な地表面の永久変位の生成は困難である。
- (4) 横ずれ断層を跨ぐ橋長400m程度の規模の場合は、断層と交差する条件であっても橋梁内に発生する相対変位量は数十cmとさほど大きくはなく、慣性力作用で構造諸元が決定される。

**謝辞：**本検討を遂行するにあたり、技術検討会を立ち上げ、3度にわたる検討会で検討内容や結果について議論を行った。全体的な検討方針や検討手法や手順については、大阪工業大学工学部都市デザイン工学科の井上晋学長（当時は教授）、大阪公立大学大学院工学研究科都市系専攻橋梁工学分野の山口隆司教授より、断層変位の影響を考慮した非線形静的解析や非線形時刻歴応答解析の解析方針や解析結果については、京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻の清野純史教授、ならびに古川愛子准教授より、貴重な意見を伺った。また、（一財）地域地盤環境研究所の北田奈緒子理事は、入力地震動の作成において、地盤調査結果に基づく馬場断層の解釈や、馬場断層と有馬-高槻断層帯における断層モデルの設定など、細部に渡り有義な議論を行うことができたとともに、貴重な意見を伺った。ここに記して感謝の意を述べる。

## NOTES

注1) 『国際文化公園都市地区 馬場断層等調査解析業務 H4.12, 住宅・都市整備公団 関西支社』より引用、馬場断層は第四期後半にも活動した確実度 I の活断層である。馬場断層は断層が地表に達しており、M7以上の地震を起こしながら成長した。しかし、馬場断層の長さでは単独で活動して M7以上の大地震を起こすことはない、有馬-高槻構造線の断層群の活動と連動して活動したと考えるのが合理的である。馬場断層の最終活動時期は、始良火山灰降下以前に形成された中位段丘面群の一部より古く、断層破砕物の ESR, TL年代測定から試算された最も若い年代値と整合させると、約 7 万年前と推定される。平均変位速度は 0.047m/1000 年で、活動度の低い C 級断層である。馬場断層は有馬-高槻構造線の活動と連動して活動したと考えられるが、その時の地震断層の長さが決まらないため、マグニチュードを見積もることができず、地震の再来期間は 35,000 年程度、最

大変位量は 1.6m となる。しかし、地質学的データや ESR, TL 年代測定の結果は、約 7 万年の活動していないことを示しており、ごく最近の地質時代になって、馬場断層は活動を停止していると判断した。

注2) 『国際文化公園都市地区 馬場断層等調査解析業務 H4.12, 住宅・都市整備公団 関西支社』より引用、馬場断層の最終活動時期を推定する際に、アカホヤ火山灰・始良火山灰を含む堆積物の下位に分布する t1 段丘堆積物の形成年代が重要である。この t1 段丘堆積物には、アカホヤ火山灰も始良火山灰も含まれていないので、始良火山灰効果以前に t2 段丘堆積物が形成されていたと考え、馬場断層の最終活動時期は 22,000 年以前と推定される。また、馬場断層の最終活動時期推定に用いられた t2 段丘堆積物は中位段丘面群に対比され、その形成年代は約 13~6 万年前と推定される。

## REFERENCES

- 1) 平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料第 967 号、土木研究所資料第 4359 号、2017. [Report on Damage to Infrastructures by The 2016 Kumamoto Earthquake, Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No. 967, Technical Note of Public Works Research Institute, No. 4359, 2017.]
- 2) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp. 4-5, 2017. [Japan Road Association: Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu V Taishinsekkei-hen, pp. 4-5, 2017.]
- 3) 星隈順一，今村隆浩，宮原史，西田秀明：新阿蘇大橋の性能に及ぼす地盤変状の影響を小さくするための構造的な配慮と工夫，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.77, No.2, pp.339-355, 2021. [Hoshikuma, J. Imamura, T. Miyahara, H. and Nishida, H.: Various Technical ideas to mitigate effect of ground movement on performance in Shin-Aso-ohashi bridge, J.JSCE, A1, Vol.77, No.2 pp.339-355, 2021.]
- 4) 本橋英樹，野中哲也，馬越一也，中村真貴，原田隆則：熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析，構造工学論文集，Vol.63A, pp. 339-352, 2017. [Motohashi, H. Nonaka, T. Magoshi, K. Masaki, N. and Harada, T.: Numerical simulation of ground motions and damage of bridge in near field of the 2016 Kumamoto earthquake fault, Journal of structural engineering, Vol.63A, pp. 339-352, 2017.]
- 5) 大塚久哲，中村壮，古川愛子：断層変位を受ける鋼斜張橋の耐震安全性に関する研究，構造工学論文集，Vol.55A, pp. 593-604, 2009. [Otsuka, H. Nakamura, T. and Furukawa, A.: Seismic safety of a steel cable-stayed bridge subjected to fault displacement, Journal of structural engineering, Vol.55A, pp. 593-604, 2009.]
- 6) 小野寺周，坂井公俊，豊岡亮博：横ずれ断層直上に位置する鉄道高架橋の地震時挙動に関する一考察，構造工学論文集，Vol.68A, pp. 182-191, 2022. [Onodera, S. Sakai, K. and Toyooka, A.: A study on seismic response analysis for a railway viaduct near the strike-slip fault, Journal of structural engineering, Vol.68A, pp. 182-191, 2022.]
- 7) 今泉俊文，宮内崇裕，堤浩之，中田高：活断層詳細

- デジタルマップ, 東京大学出版会, 2002. [Imaizumi, T. Miyauchi, T. Tsutsumi, H. and Nakata, K.: *Katudanso Syosai Digital Map*, University of Tolyo press, 2002.]
- 8) 茨木市防災会議：茨木市地域防災計画（令和元年度修正）, [https://www.city.ibaraki.osaka.jp/kikou/soumu/kikikanri/menu/disaster\\_prevention\\_convention/chiiki\\_bosai.html](https://www.city.ibaraki.osaka.jp/kikou/soumu/kikikanri/menu/disaster_prevention_convention/chiiki_bosai.html), 2021. (2021.6.1 閲覧) .
  - 9) 地震調査研究推進本部, 防災科学研究所：主要活断層対の長期評価, [https://www.jishin.go.jp/evaluation/long\\_term\\_evaluation/major\\_active\\_fault/](https://www.jishin.go.jp/evaluation/long_term_evaluation/major_active_fault/) (2021.6.1 閲覧)
  - 10) 大阪府：大阪府自然災害総合防災対策検討（地震被害想定）, 2017.3, [https://www.pref.osaka.lg.jp/kikikanri/keikaku\\_higaisoutei/chokkagata\\_soutei.html](https://www.pref.osaka.lg.jp/kikikanri/keikaku_higaisoutei/chokkagata_soutei.html) (2021.6.1 閲覧)
  - 11) 国立研究開発法人産業技術総合研究所地質調査総合センター：活断層データベース, <https://gbank.gsj.jp/activefault/> (2021.6.1 閲覧)
  - 12) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp. 9-11, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu I* Kyotsu-hen, pp. 9-11, 2017.]
  - 13) (株)耐震解析研究所：SeanFEM ver1.22 理論マニュアルと検証, 2007.
  - 14) 原田隆則, 大角恒雄, 奥倉英世：3次元直交座標系における波動場の解析解とその地震動波形作成への応用, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp. 99-108, 1999. [Takanori, T. Tsuneo, O. and Hideyo, O.: Analytical solutions of wave field in 3-dimensional cartesian coordinate and their application to synthesis of seismic ground motions, *J.JSCE*, No.612/I-46, pp.99-108, 1999.]
  - 15) 吉田望, 松富岩雄：DYNEQ: 等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム, 佐藤工業(株)中央技術研究所技術研究所報, pp. 61-70, 1996. [Yoshida, N. and Matsutomi, I.: DYNEQ: A computer program for Dynamic analysis of level ground based on equivalent linear method, *Sato-kogyo Co., Ltd Chuo gijutsu kenkyuujo gijutsukenkyuujo*, pp.61-70, 1996.]
  - 16) 地震調査研究推進本部, 防災科学研究所：地震ハザードステーション, <https://www.j-shis.bosai.go.jp/> (2021.8.5 閲覧)
  - 17) 文部科学省：大都市大震災軽減化特別プロジェクト, I 大都市地殻構造調査研究, 2017.3. [MEXT: Special Project for Earthquake Disaster Mitigation in Urban Areas, I Regional characterization of the crust in metropolitan areas for prediction of strong ground motion, 2017.3.]
  - 18) 王宏沢：理論的方法による震源断層近傍の地震動特性と長大構造物の応答挙動に関する研究, 宮崎大学大学院工学研究科博士論文, 2005.
  - 19) 地震調査研究推進本部, 地震調査委員会：震源断層とを特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」）, 2020.3. [Earthquake Research Committee, The Headquarters for Earthquake Research Promotion: Strong ground motion prediction method for earthquake with specified source fault("Recipe"), March, 2020.]
  - 20) 武田哲也：人工地震データの再解析による中部日本の地殻構造の解明, 東京大学大学院理学系研究科地球惑星物理学専攻修士論文, 1997.
  - 21) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp. 69-70, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu V* Taishinsekkei-hen, pp. 69-70, 2017.]
  - 22) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法 -SHAKE: DESRA-, 土研資料第 1778 号, 1982.
  - 23) 和田圭仙, 福田雅人, 安里俊則, 中谷隆生, 松川耕治, 竹内彩：新名神高速道路高槻高架橋における内陸地震への対応, 橋梁と基礎, pp. 29-33, 2020.1. [Wada, Y. Fukuda, M, Tasuzato, T. Nakatani, T. Matsukawa, K. and Takeuchi, A.: Design for Inland Earthquake at Takatsuki Viaduct of Shin-Meishin Expressway, *Bridge and Foundation Engineering*, pp. 29-33, 2020.1.]

(Accepted November 9, 2022)

## A PROPOSAL OF EVALUATION METHOD FOR EFFECTS OF FAULT DISPLACEMENT CONTRIBUTING TO BRIDGE TYPE SELECTION

Tatsuo SASAKI, Koji KIMURA, Tokuya USHIROGAWA, Yukio MOTTEI, Makoto YUHARA, Masaya TOYOSHIGE, Keita TSUTSUI, Jiro TOMITA and Yusuke MATSUMOTO

The location where the bridge construction is planned has a shatter zone due to past fault activity. When an earthquake occurs due to fault activity, permanent displacement of the foundation ground due to fault displacement is predicted. Bridges are required to prevent serious damage in order to maintain their functions even when fault displacement occurs. In this study, we focused on a bridge planned at a place where a fault exists in the vicinity but the location is unclear. In addition to grasping the displacement followability to fault displacement by push-over analysis, nonlinear time history response analysis was performed using input seismic ground motion including fault displacement generated based on fault information. As a result, it was clarified that a bridge type with excellent displacement followability against fault displacement is not necessarily structurally advantageous against superimposed seismic motion.