

振動実験及び地震観測記録を用いた動的解析による土狩大橋の耐震性検討

A study on seismic performance of the Shikari Ohashi Bridge
based on vibration tests and dynamic response analyses using earthquake observation records

池田憲二* 佐々木秀男** 新原雄二*** 一宮利通**** 河野哲也*** 大保直人*****
Kenji Ikeda Hideo Sasaki Yuji Niihara Toshimichi Ichinomiya Tetsuya Kohno Naoto Ohbo

*室長 北海道開発局開発土木研究所構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3)

**課長 北海道開発局帯広開発建設部 (〒089-0536 北海道中川郡幕別町札内西町73-6)

***工修 研究員 鹿島建設(株)技術研究所土木技術研究部 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

****工修 主任研究員 鹿島建設(株)技術研究所土木技術研究部 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

*****工博 主管研究員 鹿島建設(株)技術研究所先端技術研究部 (〒182-0025 東京都調布市多摩川1-36-1)

This paper describes the series of investigations on the seismic performance of the Shikari Bridge. The Shikari Bridge is one of the largest extradosed type bridge constructed in the eastern part of Hokkaido where the seismic activity is high. Therefore, the authors conducted the vibration tests and earthquake observation in the Shikari Bridge to verify the seismic performance of the bridge.

In this paper, the results of vibration tests performed in the bridge pier and the superstructure are described. And also the dynamic response analyses using the observed earthquake records were performed and the seismic performance of the bridge was discussed and confirmed.

Keywords: PC extradosed bridge, seismic design, vibration test, earthquake observation, Shikari Ohashi Bridge

1. はじめに

土狩大橋は、高規格幹線道路である帯広尾自動車道が一般河川十勝川を渡河する地点に建設された橋長610m、最大径間140mの大偏心外ケーブル方式(エクストラドーズド)5径間連続PC箱桁橋であり、我が国最大規模のエクストラドーズド橋である¹⁾。土狩大橋の一般図を図-1に示す。主桁は幅員23.0mの3室箱桁断面(拡幅部は4室箱桁断面)で、4基の偏向塔は高さ10m、塔高/スパン長=1/14と通常のエクストラドーズド橋よりも塔高が低く、主桁の鉛直荷重分担率への寄与が大きいという特徴を有する。また、10段ある大偏心外ケーブルのうち、上7段は偏向塔と主桁で定着される大偏心定着外ケーブル、下3段は床版を貫通して箱桁内で偏向され、隣接する偏向塔に定着される大偏心連続外ケーブルであり、支間部の正の曲げモーメントと支点部の負の曲げモーメントに対して合理的な配置を実現している。

本橋の耐震性については、平成2年の道路橋示方書²⁾に従って、震度法による耐震設計及び地震時保有水平耐力法による耐震性の照査が行われるとともに、上部構造の地震応答には高次モードの影響も寄与することから、動的解析(加速度応答スペクトル法)による照査も行われている³⁾。その後、平成7年に復旧仕様⁴⁾が出されたことを受けて、橋脚の中間帯鉄筋等の見直しも行われて

いる。本橋は地震活動度の高い北海道東部に建設されることから、積層ゴム支承を用いた水平力分散方式により耐震性の向上を図るとともに、本橋の耐震設計の妥当性の検証を目的として、これまでに、橋脚単体の起振機実験、上部工完成後の振動実験、施工時からの地震観測等を実施し、耐震性に関する様々な検討が行われている。

本論文は、土狩大橋の耐震設計の妥当性の検証を目的として実施した一連の検討結果について述べるものである。本論文の内容は大きく3つに分けられる。一つは実橋の振動実験に関するものであり、橋脚完成後に実施した橋脚単体の起振機実験、及び上部工完成後に実施した常時微動測定とトラック加振実験の結果について述べる。二つめは、施工時から実施している地震観測により得られた地震記録のうち、2000年1月28日の地震記録を用いて、動的解析による上部構造の応答シミュレーションを行い、耐震設計における解析モデルの妥当性について検討を行ったものである。三つめは、同じく地震観測で得られた1999年5月13日の地震記録を用いて、L2レベル相当の地震動に対する耐震性の確認を行ったものである。この地震を1993年釧路沖地震の要素地震として、経験的グリーン関数法を用いた半経験的地震動評価法により、架橋地点におけるL2レベル相当の地震動を推定し、部材非線形を考慮した動的解析により耐震性の照査を行った。

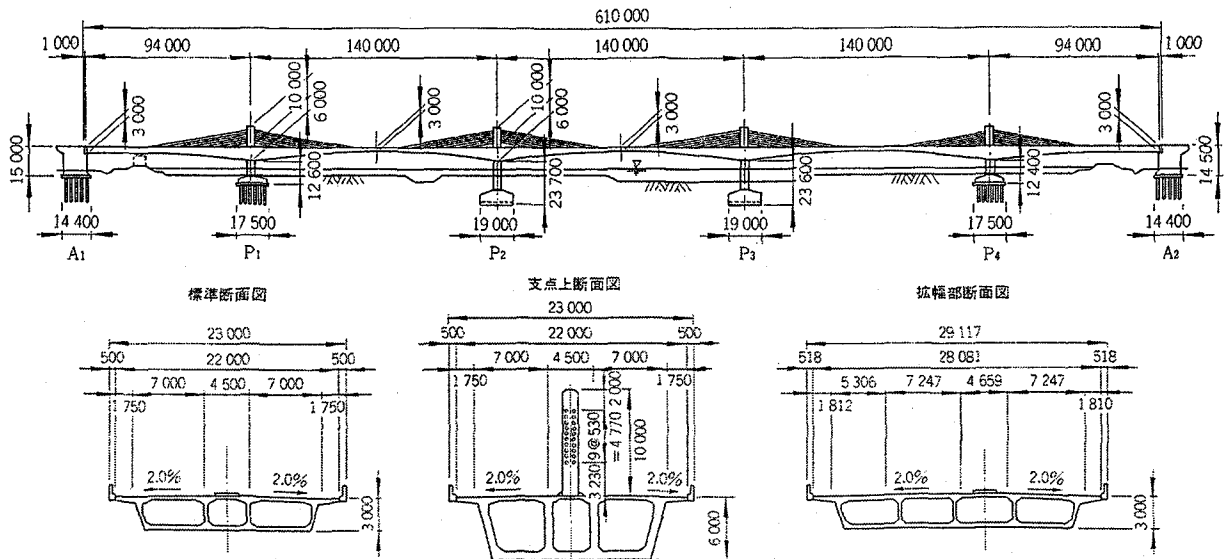
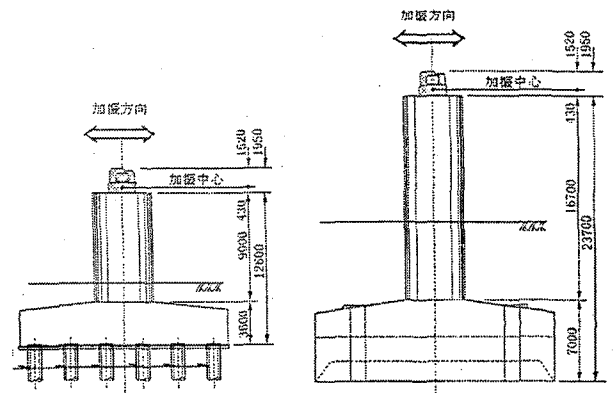


図-1 土狩大橋一般図 (単位 mm)

2. 土狩大橋の振動実験

2.1 橋脚単体の起振機実験の概要

土狩大橋の橋脚は壁式橋脚で、P1、P4 橋脚は杭基礎、P2、P3 橋脚は直接基礎である。上部工架設後では起振機で橋脚を十分に加振することができないことから、橋脚完成後に橋脚単体の起振機実験を実施し、橋脚の振動特性の把握と地盤バネの評価を行った。起振機実験を行ったのは、基礎形式の異なる P1 橋脚及び P2 橋脚である。図-2 に示すように、最大 100kN の水平加振力を有する起振機を橋脚天端に設置して、橋軸方向にスイープ加振を行った。振動計は橋脚天端、橋脚下端およびフーチングに設置し、フーチングを含めた下部構造の振動特性が把握できるようにした。



P1 橋脚 (杭基礎) P2 橋脚 (直接基礎)

図-2 橋脚単体の起振機実験

2.2 橋脚単体の振動特性

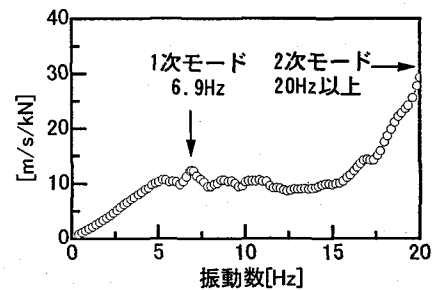
(1) 振動実験による共振曲線と振動モード形状

橋脚天端に設置した振動計から求めた共振曲線を図-3 に示す。P1 橋脚の共振曲線には 6.9Hz に 1 次モードのピークが見られるが、2 次モードのピークは 20Hz 以上にありピークを捉えることができなかった。また、P2 橋脚の共振曲線は 4.7Hz (1 次モード) と 9.7Hz (2 次モード) にピークが見られる。いずれの共振曲線も、地盤へのエネルギーの逸散による減衰が大きいため明瞭なピークを示してはいないが、橋脚高さの高い P2 橋脚の方が比較的明瞭なピークが現れている。

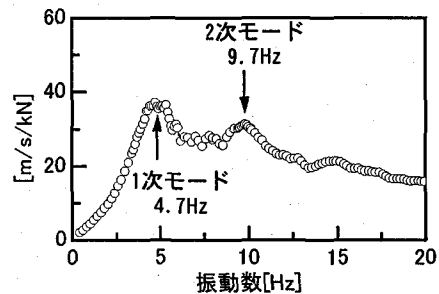
起振機実験から得られた P1、P2 橋脚の振動モード形状を図-4 に示す。両橋脚とも、1 次モードは基礎の回転が支配的なモード、2 次モードは基礎の並進と回転が連成したモードであることがわかる。

(2) 解析モデルとの比較

起振機実験により得られた基礎の振動特性から、耐震設計に用いている地盤バネの妥当性について検討した。

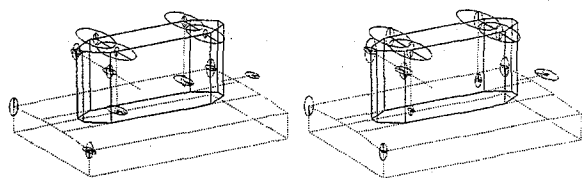


P1 橋脚 (杭基礎)

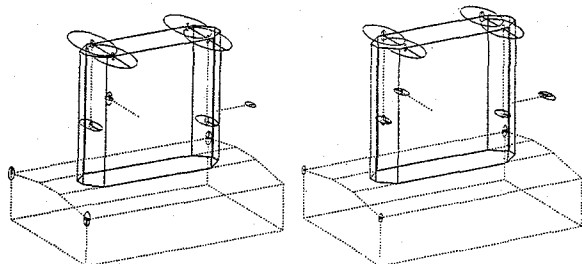


P2 橋脚 (直接基礎)

図-3 起振機実験から得られた橋脚の共振曲線



1次モード (6.9Hz) 2次モード (20Hz以上)
(a) P1 橋脚

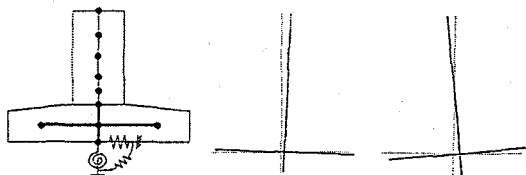


1次モード (4.7Hz) 2次モード (9.7Hz)
(b) P2 橋脚

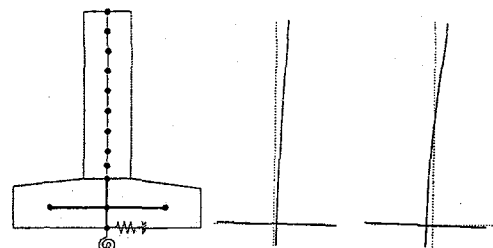
図-4 起振機実験による橋脚単体の固有振動モード

表-1 橋脚単体の振動数

	振動モード	振動実験	解析値
P1 橋脚 (杭基礎)	1次	6.9Hz	6.19Hz
	2次	20Hz以上	17.50Hz
P2 橋脚 (直接基礎)	1次	4.7Hz	5.10Hz
	2次	9.7Hz	9.98Hz



解析モデル 1次(6.19Hz) 2次(17.50Hz)
(a) P1 橋脚



解析モデル 1次(5.10Hz) 2次(9.98Hz)
(b) P2 橋脚

図-5 固有値解析による橋脚単体の振動モード

フーチング下端に、耐震設計に用いる地盤バネを付けて橋脚単体の固有値解析を行った結果を表-1及び図-5に示す。P1橋脚の固有振動数は実測値の方が解析値よりも若干大きく、逆に、P2橋脚では実測値の方が若干小さい。固有値解析は地盤のひずみレベルの大きい地震時における地盤バネを用いたものであり、P2橋脚では地盤ひずみの小さい振動実験値の方が解析値を若干下回っているが、その違いはわずかであり、実測値に合うように地

盤バネ定数を補正しても、全体系の動的解析の結果にはほとんど影響を与えない程度のものであった。

2.3 上部工完成後の振動実験の概要

上部構造の振動特性の把握を目的として、上部工完成後に、常時微動測定とトラック衝撃加振による減衰定数の測定を行った。常時微動測定では、振動計をA1橋台から橋梁中央部までの橋面、偏向塔、橋脚、地盤上に配置し、サンプリング周波数50Hzで長時間の常時微動を測定した。そして各測定点と地盤とのクロススペクトル、伝達関数、コヒーレンスなどを求め、それらを周波数領域でアンサンブル平均することにより平滑化し、固有振動数と振動モード形状を算出した。また、トラック加振実験では、橋面上の段差からトラックの後輪を落下させてその衝撃力で主桁を加振し、その後の自由振動波形を収録した。その自由振動波形に各振動モードの固有振動数に対応したバンドパスフィルターを掛けてモードごとに減衰波形を求め、減衰定数を算出した。

さらに、耐震設計に用いている解析モデルの妥当性を検証するため、振動実験時を対象とした固有値解析も実施した。上部工振動実験時には橋面工が未施工であったため、解析モデルから橋面工重量を除き、さらに、固有振動特性には桁の支持条件の影響が大きいため、積層ゴム支承のバネ定数をパラメータとして、以下の2つのモデルを用いて解析を行った。

モデル1：ゴム支承のバネ定数を設計値としたもの（耐震設計モデル）

モデル2：ゴム支承の橋軸方向のバネ定数を剛にして変位を拘束したもの

本橋のゴム支承のバネ定数は、実支承を用いた载荷試験結果から、震度法相当の設計変位に対して算出された等価剛性である。これに対して、常時微動測定ではゴム支承にせん断変形は生じないため、その剛性は耐震設計値に比べて大きくなると考えられる。そのため、モデル2はゴム支承のバネ定数を剛にして、固定に近い支持条件を考慮したものである。

2.4 上部構造の振動特性

(1) 上部構造の振動モード特性

常時微動測定および固有値解析から得られた固有振動数を表-2に、固有振動モードを図-6に示す。1次モードはゴム支承が変形して主桁が橋軸方向にスウェイするモードであるが、常時微動からは1次モードは検出されなかった。2次～6次までのモードについては常時微動から固有振動数を測定することができ、モデル1よりもモデル2の方が実測値に近い値を示しているが、4次モード以上の高次モードでは実測値の方がモデル2の解析値よりも若干高くなっている。モデル1よりもモデル2の方が実測値に近い理由は、常時微動レベルのゴム支承のバネ定数が設計値よりも大きいためであると考えら

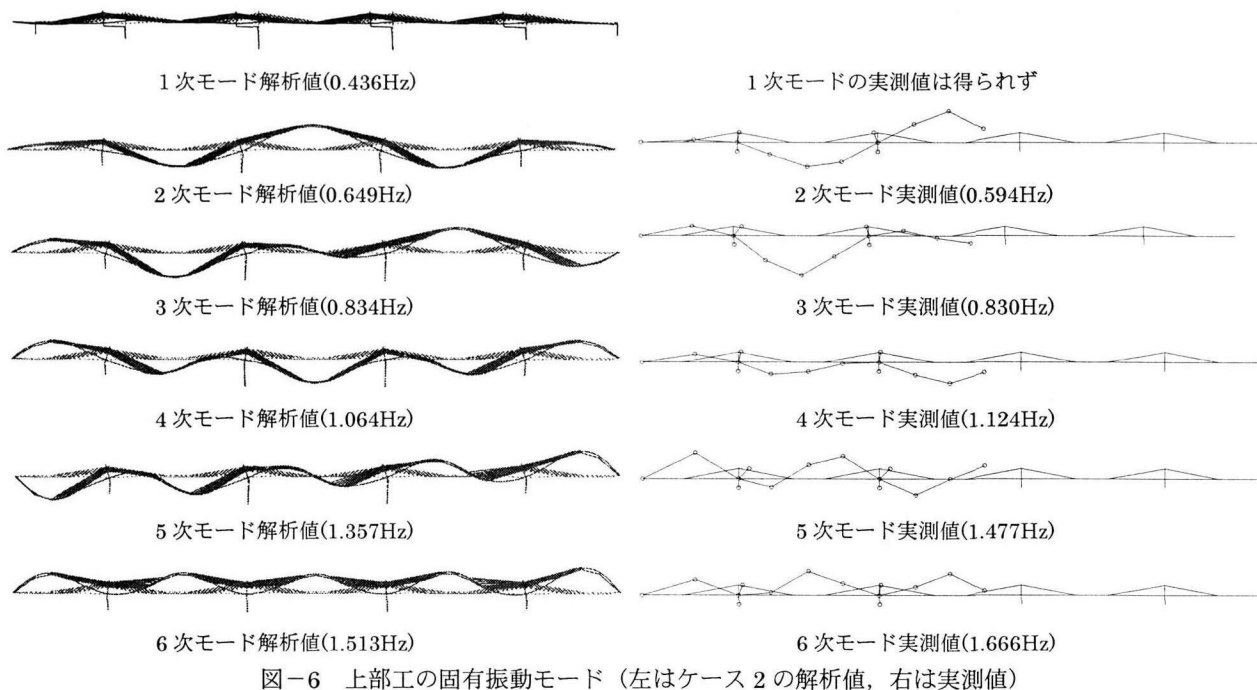


図-6 上部工の固有振動モード (左はケース 2 の解析値, 右は実測値)

表-2 上部工の固有振動数・減衰定数

次数	モード形状	振動実験 固有振動数	解析による固有振動数	
			モデル 1	モデル 2
1	橋軸方向 スウェイ	確認できず	0.452 Hz	—
2	対称 1 次	0.594 Hz	0.537 Hz	0.649 Hz
3	逆対称 1 次	0.830 Hz	0.730 Hz	0.834 Hz
4	対称 2 次	1.124 Hz	0.972 Hz	1.064 Hz
5	逆対称 2 次	1.477 Hz	1.286 Hz	1.357 Hz
6	対称 3 次	1.666 Hz	1.444 Hz	1.513 Hz

れる。また、高次モードにおいてゴム支承を剛としたモデル 2 よりも実測値の方が高い理由は、これらの高次モードではゴム支承よりも桁の剛性の寄与が大きく、ごく微小な振幅領域を対象としていることから、主桁コンクリートのヤング係数が設計値よりも大きいためと推測される。図-6 にはモデル 2 の固有振動モードを示しているが、モード形状については実測結果と解析結果がほぼ一致しているといえる。

(2) 上部構造の減衰定数

トラック衝撃加振実験から得られた固有振動数と減衰定数を表-3 に示す。トラック衝撃加振によっても 1 次モードは励起されず、また、得られた 2 次～6 次までの固有振動数が常時微動測定によるものとほとんど同じであることから、トラック衝撃加振実験においてもゴム支承はほぼ固定に近い状態にあり、得られた減衰定数は上部構造の減衰が支配的であると考えられる。表-3 に示したように、実験から得られた減衰定数は、0.008～0.014 であり、耐震設計に用いているコンクリート部材の減衰定数 0.03 よりも小さい値であった。これは振動実

表-3 トラック加振実験による固有振動数・減衰定数

		固有振動数	減衰定数
2 次	対称 1 次	0.592 Hz	0.0081
3 次	逆対称 1 次	0.830 Hz	0.0080
4 次	対称 2 次	1.123 Hz	0.0133
5 次	逆対称 2 次	1.477 Hz	0.0137
6 次	対称 3 次	1.660 Hz	0.0106

験の振幅レベルが耐震設計に比べて小さいためであるが、過去の PC 斜張橋の振動実験による減衰定数の実測結果と比較しても、ほぼ同程度の値であるといえる⁵⁾。

3. 地震観測記録を用いた応答シミュレーション

3.1 土狩大橋の地震観測システムの概要

土狩大橋の完成系における地震計設置位置を図-7 に示す。P1, P2 橋脚を中心に全 40 チャンネルの観測が行われており、そのうちの 38 チャンネルが加速度計、2 チャンネルが支承の相対変位を測定するための変位計である。地盤には、P1 橋脚近傍の地中-30m (G1)、-16m (G2)、地表-1m (G3) と P4 橋脚近傍の地表-1m (G4) にそれぞれ 3 成分の加速度計が設置されている。サンプリング周波数は 1kHz で、プレトリガー部分を含めて 120 秒間のデータを記録しており、これらの地震計で観測された地震記録は、ISDN 回線を介して北海道開発局開発土木研究所に転送して解析される⁶⁾。なお、本解析では収録されたデータを 10 個おきにサンプリングし、サンプリング周波数 100Hz として解析している。

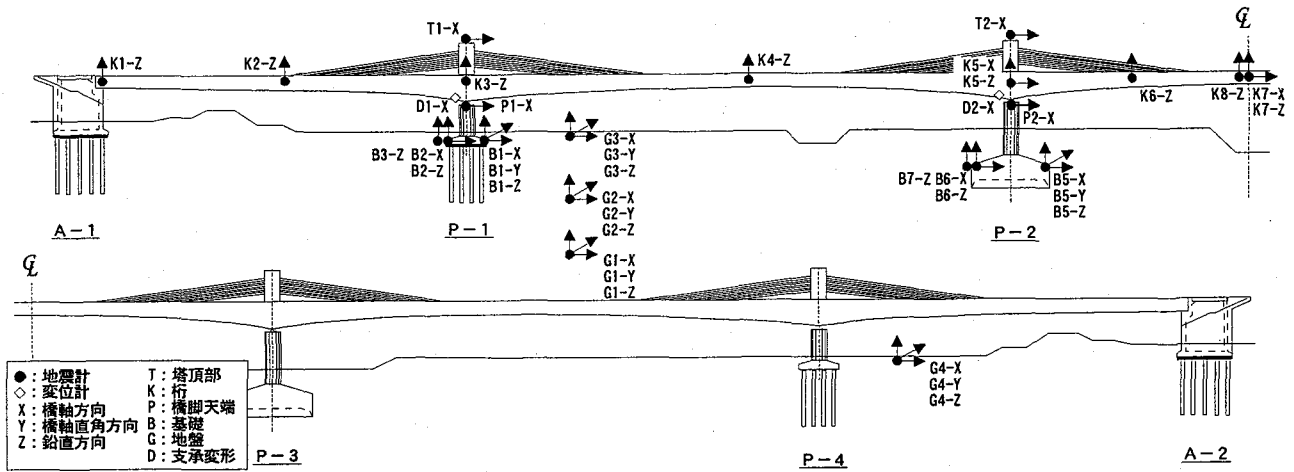


図-7 土狩大橋の地震計設置位置 (完成系)

3.2 小規模地震の観測記録を用いた応答解析

本橋では施工時から地震観測を開始しており、施工期間中にもいくつかの地震記録が得られている。耐震性を検討できるような大規模な地震は得られていないが、上部工完成後に観測された小規模地震の記録を用いて、地盤の観測波形を入力とする時刻歴応答解析による上部構造の応答シミュレーションを行い、耐震設計に用いている解析モデルの妥当性について検討を行った。使用した地震記録は2000年1月28日に根室半島南東沖で発生した地震である。

(1) 2000年1月28日の地震の概要

2000年1月28日に観測された地震の概要を表-4に、P4橋脚近傍の地盤に設置されている地震計G4における加速度波形と加速度応答スペクトル ($h=0.05$) を図-8に示す。地表における最大加速度は橋軸方向で16.4gal、橋軸直角方向で15.1galと小さく、また、加速度応答スペクトルも震度法のものに比べてかなり小さいが、この地震では上部構造の応答波形も得られていることから、この地震記録を用いて応答シミュレーションを行った。なお、本地震発生時には、G1~G3の地盤の地震計は移設工事を行っていたため地震記録を観測できていない。そのため、P4橋脚近傍の地震計G4の波形を用いて、上部構造の応答解析を行った。

(2) 解析モデル

地震発生時には橋面工が未施工であったため、応答解析に使用した解析モデルは、2.3と同様に、橋面工重量を除いた3次元モデルとし、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3成分の地震動を同時入力した。これは、本橋の4基の橋脚が $10^{\circ} \sim 23^{\circ}$ の斜角を有しているため、上部構造の応答に橋軸方向、橋軸直角方向の2方向の入力地震動が影響を与えるためである。解析モデルは、減衰定数の設定方法、ゴム支承のバネ定数、地盤のバネ定数をパラメータとして、表-5に示した2種類のモデルを用いた。

モデルIは耐震設計に用いられているモデルである。

表-4 2000年1月28日の観測地震の概要

発生日時	2000年1月28日23時21分
震源位置	根室半島南東沖, 北緯 $43^{\circ} 00'$, 東経 $146^{\circ} 54'$
震源深さ	60km
地震規模	気象庁M6.8
震度階	4: 釧路, 3: 帯広など

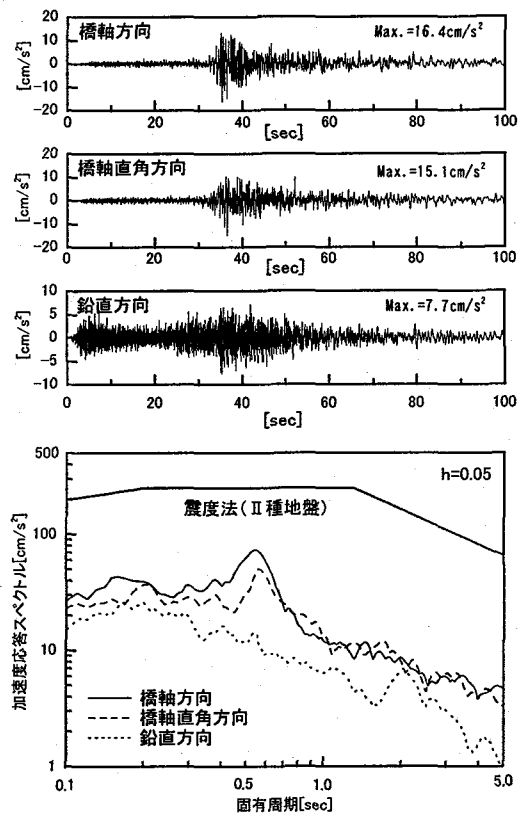


図-8 2000年1月28日の地震における土狩大橋架橋地点の地盤の加速度波形 (G4)

減衰定数は表-5に示した部材減衰からひずみエネルギー比例型減衰を仮定してモード減衰を算出し、レイリー型減衰により動的解析に取り込んだ。レイリー型減衰の

表-5 上部構造の応答シミュレーションに用いた解析モデル

モデル	減衰定数	支承のパネ定数	地盤のパネ定数
モデルⅠ	耐震設計における設計値を使用 (耐震設計では各部材の減衰定数を、主桁、偏向塔 0.03、橋脚 0.05、斜材 0.02、ゴム支承 0.03(実験値)、地盤パネ 0.1 として、ひずみエネルギー比例型減衰により算出)	耐震設計における設計値を使用 (実支承を用いた水平載荷試験により、震度法相当の支承変形量(=140mm)における等価剛性)	耐震設計における設計値を使用 (現地で実施された地質調査結果をもとに、道路橋示方書に従って算出)
モデルⅡ	トラック加振実験によるモード減衰の実測値を参考にした。 (振動実験から 2 次～6 次モードの減衰が 1%前後であることを考慮した)	地震時の主桁慣性力と支承の変形から等価剛性を算出 (図-9 参照)	橋脚単体の起振機実験の結果をもとに地盤パネ定数を補正

係数を決定するためには 2 組の振動数と減衰定数を与えないといけないが、1 つは地震時応答への寄与が大きい 1 次モードとし、もう 1 つはひずみエネルギー比例型減衰として算出した 1 次モードから 10 次モードまでの減衰定数との残差 2 乗和が最小となるように決定した。なお、積層ゴム支承については、実支承を用いた載荷試験が行われた結果、震度法相当の変形量に対して等価減衰定数 0.035 が得られており、設計に用いた減衰定数 0.03 が妥当であるといえる。ゴム支承のパネ定数も同じく実支承を用いた載荷試験による震度法相当の変形量に対する等価剛性であり、また、地盤パネのパネ定数も耐震設計値である。

モデルⅡは、解析の対象とする地震が小規模地震であることから、振動実験などによる実測結果をもとに、モデルⅠに改良を加えたものである。減衰定数については、ゴム支承の変形が卓越する 1 次モードは実支承を用いた載荷試験結果を参考にして 0.03 とし、2 次～6 次モードについてはトラック加振実験の結果から 0.008～0.014 とし、これらを近似できるようなレイリー型減衰とした。ゴム支承のパネ定数は、地震時に観測された主桁の橋軸方向加速度に主桁重量を乗じて算出した上部工慣性力と、同じく地震時に観測されたゴム支承のせん断変形量とを用いて算出した等価剛性とした(図-9)。算出されたゴム支承の地震時の等価剛性は設計値よりも 3.3 倍程度高いものであった。これは、設計値が変形量 140mm の載荷試験から得られたものであるのに対して、本地震による支承の変形量は 6mm 程度と微小変形であったこと、さらに地震発生時が気温 -20℃ 程度の極低温下であったことなどが原因と考えられる。地盤のパネ定数についても、橋脚単体の起振機実験をもとに補正を加えたものとした。ただし、地盤パネ定数については、設計値と実測値の差が小さいため、応答解析結果に及ぼす影響は上部構造の減衰やゴム支承の剛性に比べて小さい。

(3) 応答シミュレーション結果

図-8 の地盤の加速度波形を入力波形とする応答解析により得られた主桁の橋軸方向加速度、主桁の鉛直方向加速度、ゴム支承の変形を図-10 に示す。主桁の橋軸方

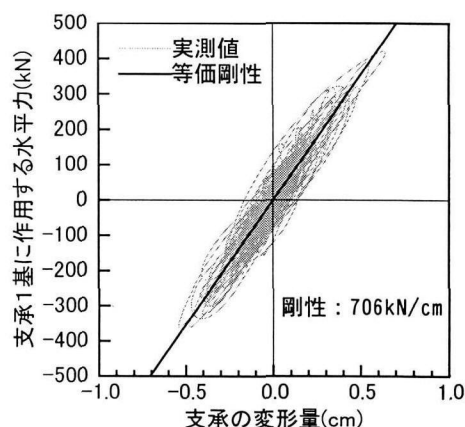
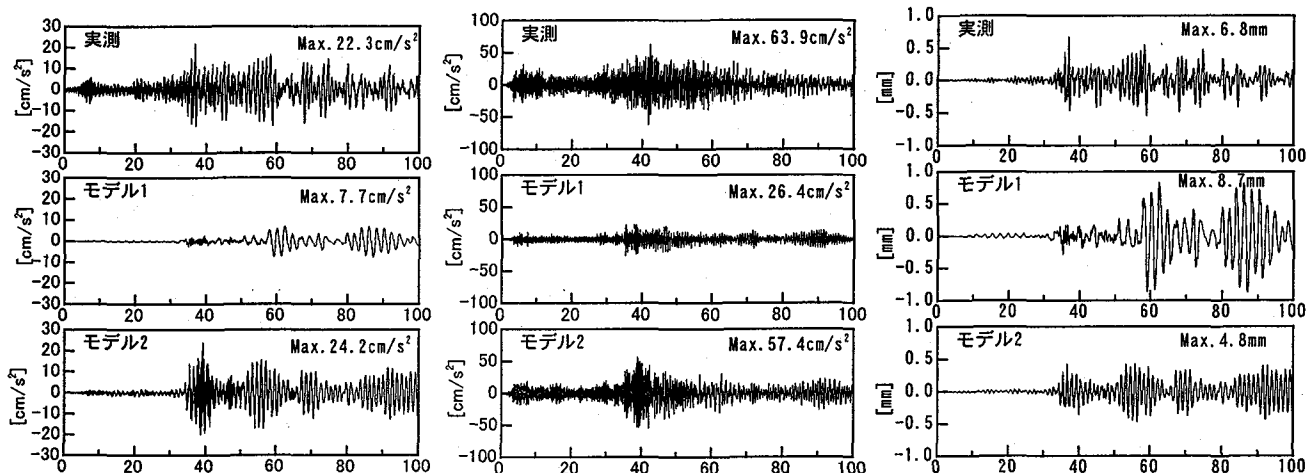


図-9 地震記録から求めたゴム支承の荷重-変形図と等価剛性

向加速度を見ると、モデルⅠでは実測値に比べて振動の周期が長く振幅が小さいのに対して、モデルⅡの方が実測値に近いことがわかる。これは、今回のような小地震時の微小振幅におけるゴム支承のパネ定数が耐震設計値よりも大きいため、図-9 で求めたゴム支承の小地震時の等価剛性が概ね妥当であることがわかる。また、主桁の鉛直方向加速度を見ると、モデルⅠの最大加速度は実測値の半分程度の振幅であるのに対して、モデルⅡの方が実測値をうまく再現していることがわかる。これは、実橋振動実験結果を基に、上部構造の減衰定数を耐震設計値よりも小さくしたためである。また、ゴム支承の変形についても、モデルⅠでは周期が長く 60 秒以降で振幅が大きくなるなど実測値と異なっているのに対して、モデルⅡの方が実測値に近いことがわかる。

以上の結果から、今回のような小地震時の応答シミュレーションを行う場合、耐震設計で用いた解析モデルに対して、振動実験結果などを考慮して上部構造の減衰定数やゴム支承の剛性、地盤パネの剛性などを補正することによって応答をシミュレートでき、解析モデル及び振動実験結果の妥当性が示されているといえる。一方、耐震設計で想定しているような地震時には振幅レベルが大きくなることから、コンクリート部材の履歴減衰や地盤



(a)主桁の橋軸方向加速度(K7-X) (b)主桁の鉛直加速度(P1~P2 径間中央, K4-X) (c)ゴム支承の変形(P2 橋脚, D2-X)

図-10 観測地震波を用いた地震応答解析結果

の逸散減衰などが付加されること、また、ゴム支承の剛性も設計値に近づくことなどから、耐震設計に用いた解析モデルについても妥当性であると推測される。

4. 架橋地点の地震特性を考慮した大地震時における土狩大橋の耐震性の照査

4.1 大地震時の耐震性の検討方針

本橋の耐震設計は、前述したように平成2年の道路橋示方書²⁾に従って震度法および地震時保有水平耐力法による照査が行われるとともに、高次モードの影響を考慮するため、加速度応答スペクトル法による照査が行われている。しかしながら、平成8年の道路橋示方書⁷⁾に従ったL2レベルの大地震に対する耐震性の検討は行われていなかった。道路橋示方書では、時刻歴応答解析で耐震設計を行う場合、その架橋地点で観測された地震波形を用いることが望ましいとされている。本橋の地震観測で得られた地震記録はジャストポイントのものであることから、本橋に影響を及ぼす地震断層の特性や伝達経路、あるいは表層地盤の影響を含んだものであると理解され、これらの地震波を用いて耐震性を検討することは極めて有意義であると考えられる。

施工期間中に観測された地震のうち、1999年5月13日に発生した地震は、1993年釧路沖地震(マグニチュード7.8)とほぼ同じ震源域において生じたものであった。そこで、架橋地点に影響を及ぼす断層特性と架橋地点の地盤特性を考慮したL2レベル相当の大地震時における耐震性能の確認を行うことを目的として、上記観測記録を用いた動的解析を実施した。

本解析のフローを図-11に示す。まず、本地震記録を1993年釧路沖地震の要素地震と見なし、半経験的地震動評価手法の一つである経験的グリーン関数による波形合成法を用いて、基盤(地中-30m)における地震動を作成した。さらに、基盤の地震動から、1次元地盤応答解

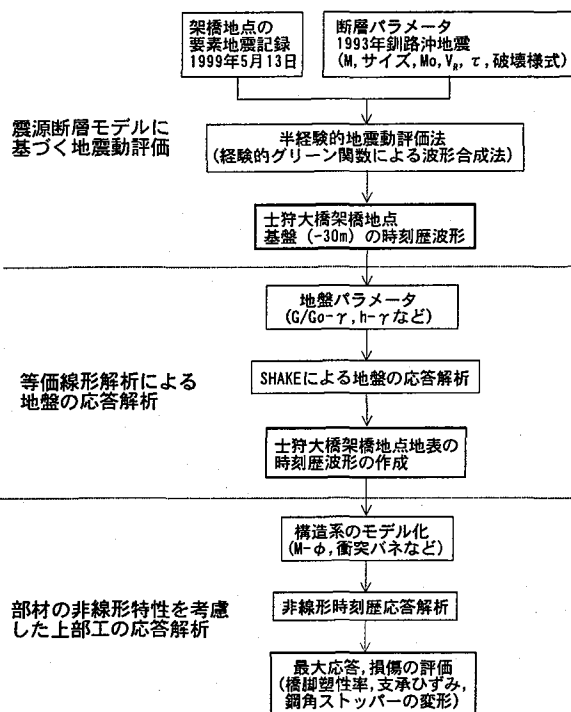


図-11 土狩大橋のL2レベル相当の地震動に対する耐震性の検討フロー

析(SHAKE)により地表における地震動を算出した。この地表の地震動を入力波形として、橋脚の非線形特性を考慮した時刻歴応答解析を行い、橋脚の塑性率や積層ゴム支承のひずみなどに関して大地震時における耐震性を検討した。その際、橋桁の応答変位が、鋼角ストッパーとの遊間を超えていたことから、橋桁と鋼角ストッパーとの衝突及び鋼角ストッパーの非線形特性を考慮した。なお、後述するように作成された入力地震動は、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に用いる加速度応答スペクトルよりも若干小さく、また、道路橋示方書が想定するL2レベルとは定義が異なるものである。しかしながら、作成した地震動は本橋に重大な影響を及ぼす地震断層によるものであること、また、この地震動による構

造物の応答は部材の非線形領域にまで達しており、道路橋示方書に従った設計が必要となるものであった。このようなことから、本論文では、作成した入力地震動をL2レベル相当の地震動と呼ぶこととした。

4.2 解析方法の概要

(1) 1999年5月13日の地震の概要

1999年5月13日の地震と1993年釧路沖地震の概要を表-6に示す。また、地表-1m (G3)で観測された加速度波形とその加速度応答スペクトルを図-12に示す。1999年5月13日の地震の震源は釧路支庁中南部で震源の深さは104kmと深く、これは1993年釧路沖地震の震源域にほぼ一致している。架橋地点の地表では橋軸方向、橋軸直角方向とも約150galの最大加速度を記録した。観測波形の加速度応答スペクトルは、固有周期1秒以下の領域では震度法の加速度応答スペクトルにほぼ匹敵するものであるが、それよりも長い周期域では、震度法のレベルを下回っている。

(2) 解析モデルと動的解析法の概要

解析モデルは表-5に示したモデルI(耐震設計モデル)と同じであるが、橋面工重量を含めた完成系のモデルであり、橋脚については材料非線形を考慮した非線形梁要素とした。橋脚のM-φ関係は道路橋示方書⁷⁾に従って算出し、履歴ルールは武田モデルとした。道路橋示方書では、地震波の繰り返し回数の違いを考慮して、タイプI地震動とタイプII地震動に対する終局ひずみの取り方が異なっているが、本解析の対象とする1993年釧路沖地震は海洋プレート型の地震であることから、橋脚のM-φ関係はタイプIのものを用いることとした。解析に用いた各橋脚のM-φ関係を図-13に示す。

動的解析は、橋脚の材料非線形を考慮することから、直接積分法による時刻歴応答解析法とした。解析に用いた各振動モードの減衰定数は、3.2で述べたモデルIと同様にひずみエネルギー比例型減衰によるモード減衰を算出した後、1次モードの減衰定数を通り、かつ、10次モードまでの減衰定数との残差2乗和が最小となるようにレイリー型減衰の係数を決定した。1次~10次モードまでの固有振動数とモード減衰を表-7に示す。

動的解析に用いる入力地震動は、後述する波形合成法を用いて作成した地表の地震波であり、本橋の橋脚が斜角を有していることから、橋軸方向、橋軸直角方向の2方向同時入力とした。

(3) 鋼角ストッパーとの衝突のモデル化

本橋の桁と鋼角ストッパーとの遊間は震度法の耐震設計をもとに決定されている。そのため、L2レベルの大地震時には遊間を上回る桁変位が生じ、桁と鋼角ストッパーとの衝突が生じることから、動的解析においては主桁と橋脚、橋台との節点間に鋼角ストッパーとの衝突を考慮した非線形バネを取り付けた。この衝突バネの荷重Pと変位δの関係を図-14に示す。ここで、δ₀は主桁

表-6 1999年5月13日の観測地震と1993年釧路沖地震の概要

	本解析に用いた地震	1993年釧路沖地震
発生日時	1999年5月13日 2時58分	1993年1月15日 20時6分
震源位置	釧路支庁中南部, 北緯42°57', 東経143°55'	釧路沖 北緯42°51', 東経144°23'
震源深さ	104km	103.2km
地震規模	気象庁M6.4	気象庁M7.8
震度階	4:帯広, 釧路など	VI:釧路, V:帯広

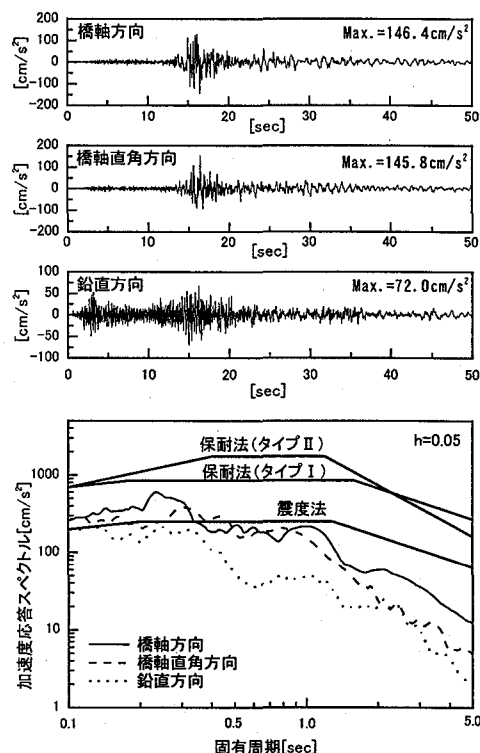


図-12 地表の加速度計G3における観測記録(道路橋示方書の応答スペクトルはII種地盤)

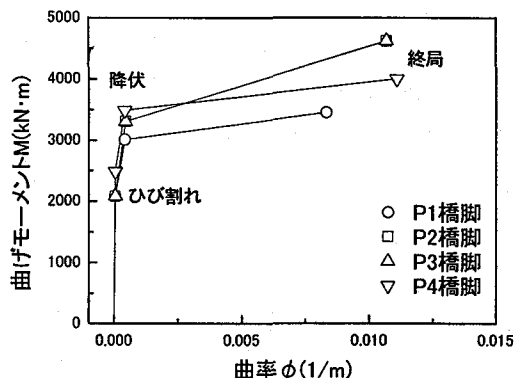


図-13 橋脚のM-φ関係(タイプI地震動)

とストッパーとの遊間、 δ_y 、 P_y はそれぞれ鋼角ストッパーの降伏変位、降伏荷重である。鋼角ストッパーは、A1橋台~P3橋脚には3基、P4橋脚、A2橋台には4基設置されており、遊間は橋脚で $\delta_0=25\text{cm}$ 、橋台で δ

表-7 固有値解析結果 (1次~10次モード)

モード次数	振動数[Hz]	固有周期[sec]	減衰定数[%]
1	0.4358	2.2948	3.560
2	0.5019	1.9926	3.068
3	0.6829	1.4644	3.041
4	0.9095	1.0995	3.010
5	1.2061	0.8292	3.069
6	1.3483	0.7417	3.106
7	1.8423	0.5428	3.142
8	2.0784	0.4811	3.793
9	2.2112	0.4522	3.234
10	2.4078	0.4153	3.031

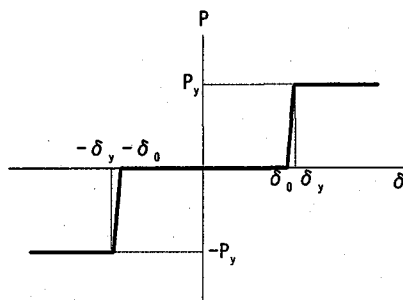


図-14 鋼角ストッパーのモデル化

$\phi=27\text{cm}$ である。それぞれ若干形状が異なるが、一例として P1 橋脚のストッパーであれば、厚さ 50mm の鋼板 (SM490) 4 枚を溶接した 900mm×900mm の角形筒の内部にコンクリートが充填されたものであり、橋脚本体に 3m 埋め込まれている。橋脚のかぶりコンクリートが十分大きい場合、鋼角ストッパーはせん断破壊よりも曲げ破壊的な挙動を示すことから⁸⁾、本解析では鋼角ストッパーを鉄筋コンクリート断面と見なし、部材高さを橋脚天端から主桁下面までとした RC 計算により、最外縁鋼材が降伏強度に達する荷重を算出して降伏荷重 P_y とした。鋼角ストッパーへの載荷荷重が大きい場合には、橋脚天端のかぶりコンクリートの支圧破壊が生じると可能性があるが、本解析ではそのようなかぶりコンクリートの支圧破壊は考慮していない。また、鋼板降伏後の P- δ 曲線は履歴を描くものと考えられるが、本解析では図-14 に示したスケルトン上を動くものとし、履歴は考慮していない。

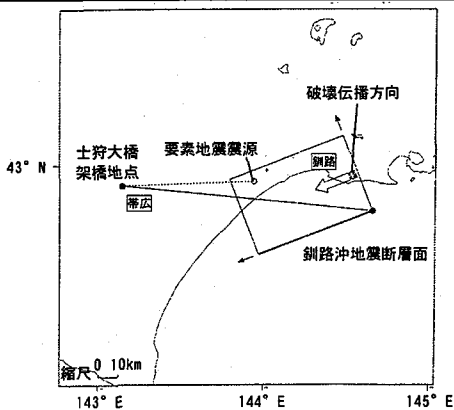
鋼材の応力-ひずみ関係として、規格降伏強度を折れ点とする完全弾塑性型のモデルを用いているが、実際には規格降伏強度以降も鋼材の強度の増加が期待できること、また、ストッパー内部にはコンクリートが充填されていることから急激に鋼材が座屈するようなことはないこと、鋼板の拘束効果によって充填コンクリートの強度が大きくなることなどから、実際の鋼角ストッパーの荷重-変位関係は降伏強度以降の剛性が 0 となることなく、荷重の増加が期待できる。

4.3 波形合成法による L2 レベル相当の地震動の作成

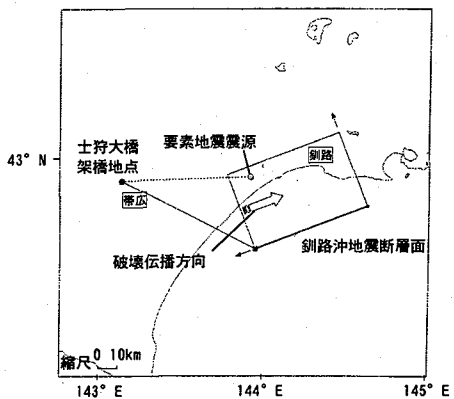
土狩大橋に影響を及ぼす大地震としては、1952 年十勝

表-8 解析に用いた断層パラメータ

パラメータ	設定値
断層長さ L [km]	60
断層幅 W [km]	40
気象庁マグニチュード Mj	7.8
立上がり時間 τ [sec]	5.00
断層方向 (strike) θ [deg.]	N 249 deg E
断層分割数 nL, nw, nd	8×8×7
破壊伝播様式	Unilateral
破壊開始点	断層北西端及び断層南東端
破壊伝播速度 Vr [km/s]	3.5



ケース(a) (断層北西端から破壊開始)



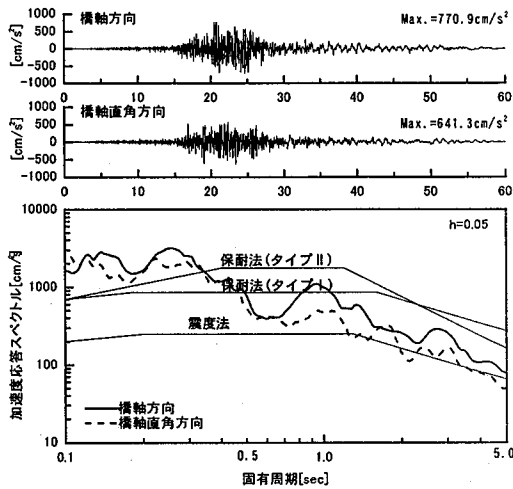
ケース(b) (断層南東端から破壊開始)

図-15 断層の破壊方向

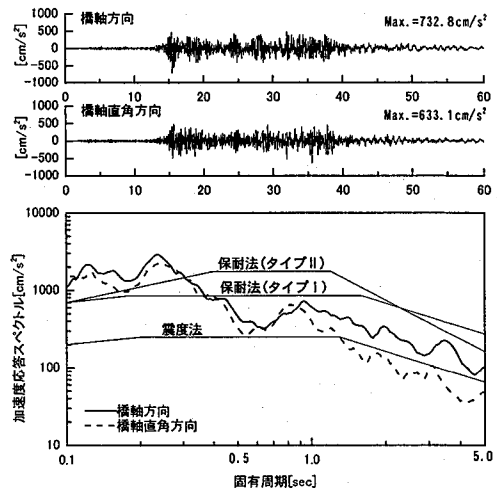
沖地震 (M=8.2, 震央距離 $\Delta=150\text{km}$), 1993 年釧路沖地震 (M=7.8, $\Delta=65\text{km}$) などがある。道路橋示方書の距離減衰式 (II 種地盤) を用いて架橋地点の最大加速度を算出すると、1952 年十勝沖地震は 150gal, 1993 年釧路沖地震は 250gal となることから、1993 年釧路沖地震は土狩大橋に影響を与える最大級の地震の一つといえる。

そこで 1999 年 5 月 13 日に観測された地震を 1993 年釧路沖地震の要素地震と考え、この要素地震を経験的グリーン関数とする波形合成法により、1993 年釧路沖地震の断層面を仮定した土狩大橋架橋地点の L2 レベル相当の地震動を作成した。本検討では地中-30m の地震計 G1 の位置を基盤と仮定して、G1 の観測記録を用いて基盤の地震動 (橋軸方向, 橋軸直角方向の 2 方向) を評価し、表層地盤の影響については後述するように等価線形法による 1 次元地盤応答解析で考慮した。

半経験的波形合成法は、大地震の震源域近傍で発生し



ケース(a)-1



ケース(b)-1

図-16 波形合成法により作成された基盤（-30m）における地震波形と加速度応答スペクトルの一例

た小地震の観測記録を経験的グリーン関数として、地震ならびに地震動スペクトルの相似側、断層破壊メカニズムに基づいて多数重ね合わせるにより、観測地点での大地震時の地震波形を評価する方法で、工学的に有用な周波数帯域（0.1~25Hz）の地震動を合理的に評価するための有力な手法の一つである。本検討では、震源におけるアスぺリティ（強い地震動を放出する領域）は考慮せず、破壊の不規則性を確率的に扱い震源の不均質すべりを考慮する手法を用いた⁹⁾。この手法では、分割された各小領域のすべり量を確率変数として扱っており、 ω^{-2} のスケーリング則を満たすことができる。

本解析に用いた釧路沖地震の断層パラメータを表-8に示す¹⁰⁾。断層破壊の伝播様式はユニラテラルとし、図-15に示すように、断層面の北西から破壊が始まるケース(a)と、断層面の南東から破壊が始まるケース(b)の2ケースを考慮した。この2ケースの破壊伝播様式に対して、断層小領域のすべり量分布の異なる地震波（橋軸方向と橋軸直角方向）をそれぞれ5波ずつ作成した（合計10波）。このうち、架橋地点基盤での最大加速度が最も大きかった各ケース2波ずつ（合計4波）を本橋の動的解析に使用する基盤の地震波として採用した。採用した基盤での地震波の一例として、ケース(a)、(b)それぞれ1波ずつを図-16に示す。なお、不均質すべりを変えた結果では、合成波形の継続時間は変わるが応答値への寄与は少なかった。

4.4 地盤応答解析による地表の地震波の作成

半経験的波形合成法により算出した基盤での地震波形から、等価線形法に基づく地盤の1次元応答解析（SHAKE）により地表の地震動を算出した。土狩大橋架橋地点の地質は、新第三紀鮮新世の長流枝内層を基盤に、凝灰質シルト層と薄い亜炭層の互層からなる洪山層、その上に第四紀完新世の氾濫源堆積物で構成される。地盤の応答解析に用いた土質定数等はボーリング調査の結

表-9 解析に用いた架橋地点地盤の土質定数

地層名	構成地質	層厚 [m]	ρ [t/m ³]	N値	Vs [m/s]	
1	氾濫源堆積物	砂礫	7.1	2.0	31	251
2	洪山層	凝灰質シルト	4.7	1.7	49	293
3		凝灰質シルト	12.2	1.7	44	282
4		凝灰質シルト	6.0	1.7	50	295

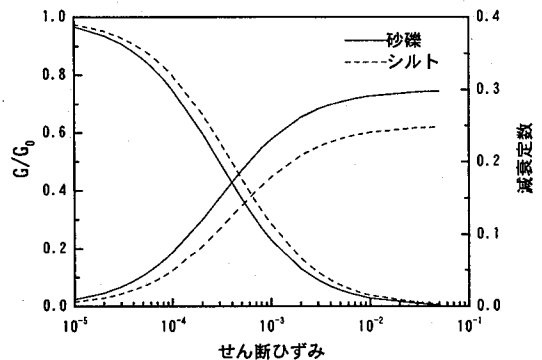


図-17 地盤応答解析に用いた $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係

果をもとに表-9のように定め、せん断波速度 Vs とせん断弾性係数 G_0 は道路橋示方書により次式で算出した。

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (1)$$

$$G_0 = \frac{\rho}{9.81} V_s^2 \quad (2)$$

ここで、N は N 値、 ρ は単位体積重量である。また、 $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 曲線は Hardin-Drnevich モデルとした。地盤応答解析に用いた $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 曲線を図-17に示す。地盤応答解析を行うにあたり、表-9と図-17に示した地盤モデルにより、1999年5月13日地震の地中-30mの観測波形から地表の観測波形をシミュレートできることを確認している。

地中-30mにおける地震波形（図-17）から、地盤応答解析により求めた地表での地震波形を図-18に示す。最大加速度は橋軸方向で218gal~276gal、橋軸直角方向

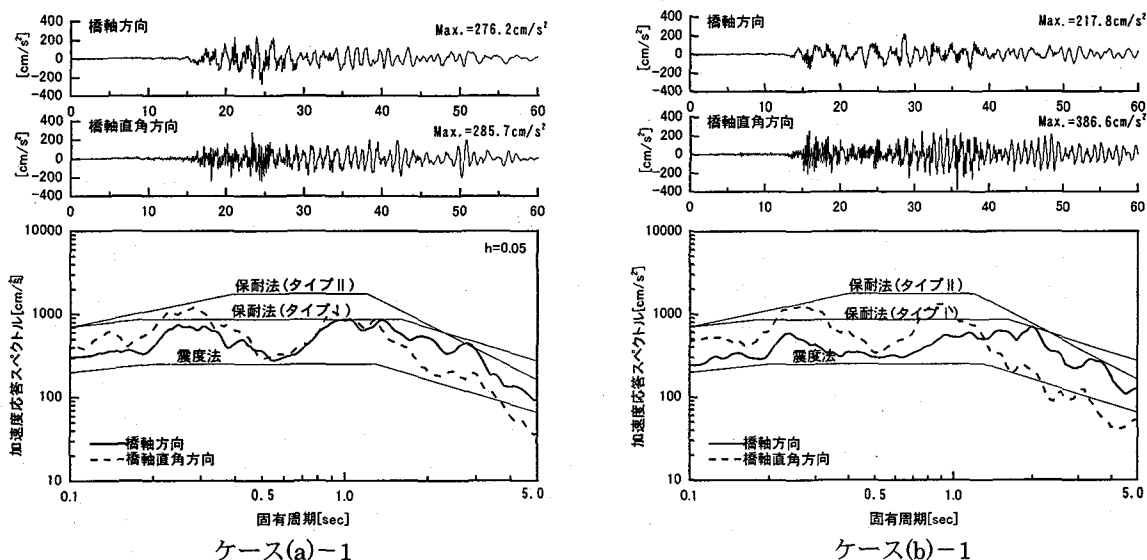


図-18 地盤応答解析により得られた地表の地震波形と加速度応答スペクトルの一例

で 286gal~387gal となっており、一般的に地震時保有水平耐力法に使われている時刻歴波形に比べてやや小さめであり、また、加速度応答スペクトルについても地震時保有水平耐力法のものに比べて全体的に小さめである。地中-30mの波形と比べると、地表では地盤の非線形挙動によって長周期成分が大きくなっており、本橋の1次モード固有周期 2.3 秒付近の橋軸方向の加速度応答スペクトルは、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法の加速度応答スペクトルに近い値になっていることがわかる。

4.5 架橋地点の地震特性を考慮した L2 レベルの地震応答解析結果

1993 年釧路沖地震の断層面を仮定して、波形合成法から作成した 4 ケースの地震波を用いて橋脚の材料非線形及び鋼角ストッパーとの衝突を考慮した時刻歴解析を行った。解析結果は 4 ケースの平均値で評価し、許容値との比較することにより耐震性を照査した。時刻歴応答解

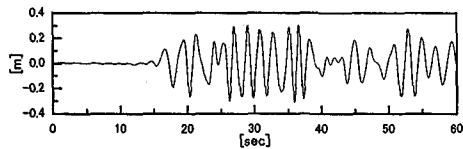
析から得られた桁の橋軸方向の最大応答変位、積層ゴム支承の最大変形と最大ひずみ、橋脚基部の最大曲率塑性率、鋼角ストッパーの最大変形量を表-10 に示す。

主桁の最大変位はいずれのケースも 30cm を超え、積層ゴム支承の最大変形も 25cm~28cm となっており、ストッパーとの衝突が生じている。積層ゴム支承の最大ひずみは、P1、P4 橋脚で 140%、P2、P3 橋脚で 134% となっており、主桁の変位が鋼角ストッパーで拘束されるために積層ゴム支承の最大ひずみがそれ以上大きくなることはなく、いずれのケースも許容局部ひずみ(=250%)に対して、十分な余裕を有していることがわかる。橋脚基部の最大曲げモーメントはいずれも降伏曲げモーメントを超え、最大曲率塑性率は P1 橋脚で 4.7、P2~P4 橋脚で 3.7 に達しているものの、各橋脚の許容塑性率を下回っており、橋脚についても十分な耐震性を有していることがわかる。

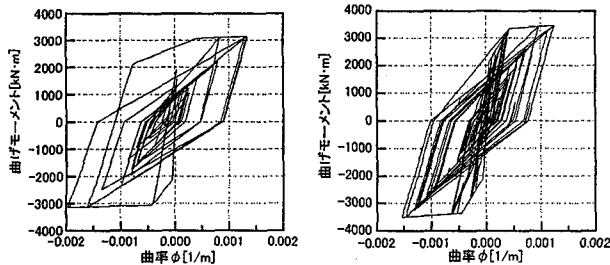
鋼角ストッパーの変形量は P1~P2 橋脚ではわずかで

表-10 L2 レベル地震動による時刻歴応答解析結果

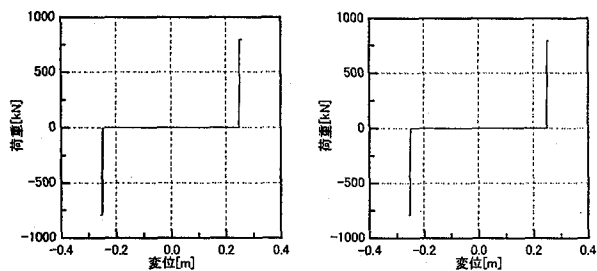
		ケース(a)-1	ケース(a)-2	ケース(b)-1	ケース(b)-2	平均値	許容値, 判定
主桁最大変位	A1	31.3cm	30.3 cm	32.5 cm	33.0cm	31.8	-
積層ゴムの最大変位 [最大ひずみ%]	P1	26.2 cm [136%]	25.9 cm [135%]	27.2 cm [142%]	28.3cm [147%]	26.9cm [140%]	[250%] OK
	P2	25.7 cm [134%]	25.5 cm [133%]	25.5 cm [133%]	25.8cm [134%]	25.6cm [134%]	[250%] OK
	P3	25.8 cm [134%]	25.5 cm [133%]	25.6 cm [133%]	26.0cm [135%]	25.7cm [134%]	[250%] OK
	P4	26.5 cm [138%]	26.1 cm [136%]	26.9 cm [140%]	27.6cm [144%]	26.8cm [140%]	[250%] OK
橋脚基部の最大曲率塑性率	P1	4.64	3.89	4.66	5.58	4.69	10.71, OK
	P2	3.48	3.30	3.64	4.34	3.69	8.71, OK
	P3	3.51	3.22	3.66	4.31	3.68	8.68, OK
	P4	3.66	2.96	3.75	4.63	3.75	9.53, OK
鋼角ストッパーの最大変形量	P1	1.22 cm	0.91 cm	2.23 cm	3.27cm	1.91cm	-
	P2	0.73 cm	0.51 cm	0.54 cm	0.80cm	0.65cm	-
	P3	0.79 cm	0.49 cm	0.55 cm	0.96cm	0.70cm	-
	P4	1.48 cm	1.09 cm	1.90 cm	2.63cm	1.78cm	-
	A1	5.24 cm	4.19 cm	6.39 cm	6.87cm	5.67cm	-
	A2	4.99 cm	3.99 cm	5.30 cm	6.12cm	5.10cm	-



(a)主桁の橋軸方向変位波形



(b)P1 橋脚基部 M-φ履歴 (c)P2 橋脚基部 M-φ履歴



(d)P1 橋脚ストッパー履歴 (e)P2 橋脚ストッパー履歴

図-19 時刻歴解析結果の一例(ケース(a)-1)

あるが、A1, A2 橋台で 5cm 以上と大きくなっている。鋼角ストッパーの遊間は橋脚で 250mm, 橋台で 270mm であり橋台の方が大きい。橋脚には積層ゴム支承を介して地震時の主桁慣性力が伝達され、橋脚と地盤パネが変形するのに対して、橋台にはすべりゴム支承が用いられていることから、主桁が鋼角ストッパーに衝突するまで主桁慣性力が橋台に伝達されず、したがって、橋台の変形も生じないことから、橋脚よりも先に橋台の鋼角ストッパーとの衝突が生じたものと考えられる。

以上の結果から、1993 年釧路沖地震の断面層を仮定して作成した L2 レベルの地震動に対しては、主桁の変位が鋼角ストッパーとの遊間を超えて衝突が生じ、鋼角ストッパーが降伏に至るもの、橋脚の塑性率、積層ゴム支承のひずみは許容値を下回っており、十分な耐震性が確保されていると判断された。

5. まとめ

本論文では、我が国最大規模の PC エクストラードーズ橋である土狩大橋の耐震性に関して、振動実験及び地震観測記録を用いた動的解析により、耐震設計の妥当性の確認、大地震時の耐震性の照査を行った結果についてまとめた。以下に得られた結論をまとめる。

①橋脚単体の起振機実験及び上部工振動実験の結果、橋脚や上部構造の振動モードは解析結果とほぼ一致しており、耐震設計に用いられている解析モデルの妥当性が示された。

②小地震時の地震記録を用いて上部構造の応答シミュレーションを行った結果、振動実験結果などをもとに微小振幅を考慮して解析モデルを改良することによって、上部構造の応答を再現でき、解析モデルあるいは振動実験結果の妥当性が示された。

③架橋地点の地震記録を要素地震として、1993 年釧路沖地震の断層を仮定した L2 レベル相当の地震動を作成し、大地震時における耐震性について検討した結果、橋脚の塑性率やゴム支承のひずみは許容値内に収まり、また、鋼角ストッパーと桁との衝突が生じるものの、本橋が地震後においても限定された損傷にとどまり、機能を維持できると判断された。

謝辞：本橋の耐震性の検討を行うにあたり、ご指導をいただいた「土狩大橋技術検討委員会」の北海道大学教授・角田與史雄委員長をはじめとする委員の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阿部富次, 酒向孝裕, 梅木宏也, 山本 徹, 池田 隆, 一宮利通: 土狩大橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.4, 2000 年 4 月.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 2 年 2 月.
- 3) 渡邊政義, 戸松義博, 花田真吉, 梅木宏也: 土狩大橋の計画と設計, プレストレストコンクリート, Vol.39, No.2, 1997 年 3 月.
- 4) 建設省: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様, 平成 7 年 2 月.
- 5) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づく PC 斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集 No.626/I-48, pp.147~161, 1999 年 7 月.
- 6) T. Satoh, K. Ikeda, H. Ohsaka, T. Kaneko: Development of a warning information system of earthquake, 12WCEE, Auckland, New Zealand, 2000.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 8 年 12 月.
- 8) 中原繁則, 大石辰雄, 神山立男, 野々村政一: 新しい鋼角ストッパーの試験, 構造物設計資料, No.82, pp.8~12, 1985 年 6 月.
- 9) Takemura, M. and Ikeura, T.; A Semi-empirical Method Using Hybrid of Stochastic and Deterministic Fault Models: Simulation of Strong Ground Motions during Large Earthquake, J.P.E., Vol.36, 1988.
- 10) Takeo, M. and S. Ide, and Y. Yoshida: The 1993 Kushiro-oki, Japan earthquake, A high stress-drop event in a subducting slab. *Geophys. Res. Lett.*, 20, 2607-2610, 1993.

(2000 年 9 月 14 日 受付)