

地震観測記録を用いた土狩大橋の地震応答解析

北海道開発局帯広開発建設部 阿部富次 池田 博
 鹿島技術研究所 正員 一宮利通 新原雄二 河野哲也

1. はじめに

土狩大橋は、我が国有数の地震地帯である北海道東部に位置する大偏心外ケーブル方式 5 径間連続 P C 箱桁橋（橋長 610m，最大支間 140m）である．本橋では，耐震性の向上を目的としてゴム支承による水平力分散方式が採用されるとともに，動的解析，地震観測，振動実験等が実施された．本研究は，土狩大橋施工中に観測された地震波を入力波形として実施した地震応答解析について述べたものである．解析モデルには，実橋振動実験による上部工減衰定数や地盤バネ定数，地震時のゴム支承の等価剛性などを考慮した．

2. 地震観測の概要

土狩大橋の地震計の設置位置を図 - 1 に示す．土狩大橋では，地盤 9 成分，フーチング 12 成分，橋脚天端 2 成分，主桁 10 成分，塔頂 2 成分の 35 台の地震計と，ゴム支承の変形を測定する変位計が P1, P2 橋脚にそれぞれ 1 台ずつ設置されている．地震観測は施工中の 1997 年 5 月から開始され，2000 年 3 月までにいくつかの地震

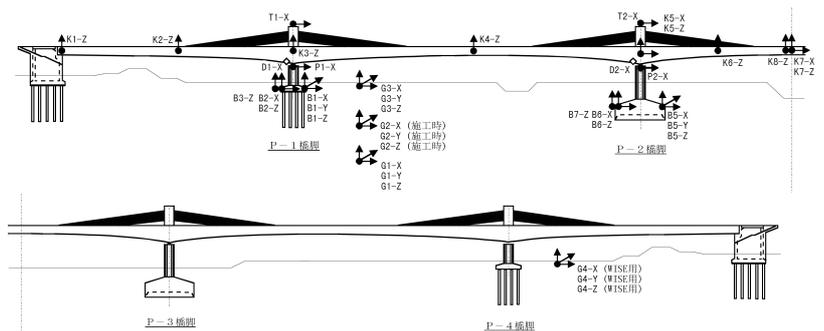


図 - 1 土狩大橋の地震計設置位置

表 - 1 2000 年 1 月 28 日の観測地震の概要

震源位置	N43° 0', E146° 54', 根室半島南東沖，深さ 60km
マグニチュード	6.8
帯広の震度	3
架橋地点の PGA	X:16gal, Y:15gal, Z:8gal

が観測されているが，本研究では，地盤と上部工の記録が得られている 2000 年 1 月 28 日の地震を用いて，地盤の 3 方向の加速度記録を入力波形として上部工の応答解析を行った．地盤の観測波形を図 - 2 に示す．

3. 動的解析モデル

動的解析に使用した構造モデルは，耐震設計時のモデルから橋面工重量を除いた 3 次元フレームモデルを基に，表 - 2 に示した 2 ケースを用いた．モデル 1 は耐震設計に用いたモデルで，減衰定数，支承のバネ定数，地盤バネのバネ定数に設計値を用いている．これに対して，モデル 2 はこれらの諸量に振動実験等による実測結果を反映させたものである¹⁾．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（図 - 3）は実支承を用いた載荷試験結果から 3% とし，2 次～6 次モードは上部工振動実験の結果から 0.8%～1.4% とした．地盤のバネ定数は橋脚起振機実験による共振曲線から算出した．ゴム支承のバネ定数は，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かけて上部工慣性力を算出し，同じく地震時に観測されたゴム支承のせん断変形量からゴム支承の等価剛性を算出した．このようにして

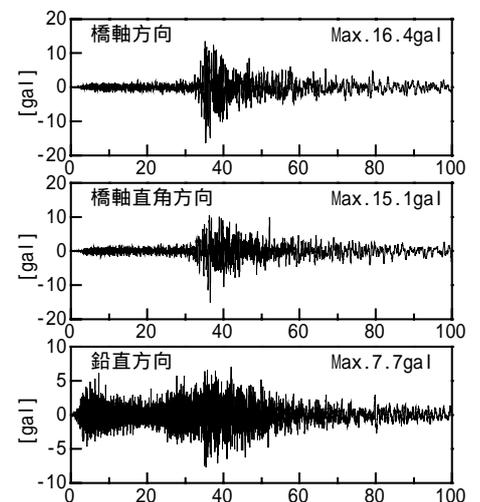


図 - 2 地盤の加速度記録
 （P4 橋脚近傍地盤）

求めた地震時のゴム支承の荷重 - 変形図を図 - 4 に示す．この図から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，ゴム支承のバネ定数の設計値が変形量 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 程度であったこと，さらに地震発

キーワード：土狩大橋，耐震設計，地震観測，動的解析

〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1，Tel.0424-89-7076，Fax.0424-89-7078

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。

4. 観測地震波を用いた動的解析結果

図 - 2 に示した地盤の観測記録を入力波形とする動的解析により得られた主桁の橋軸方向加速度，ゴム支承の変形，主桁の鉛直方向加速度を図 - 5 に示す。

主桁の橋軸方向加速度を見ると，モデル 1 では実測値に比べて周期が長く振幅が小さいのに対して，モデル 2 では振動の周期や振幅が実測値に近いことがわかる。また，ゴム支承の変形についても，モデル 1 では周期が長く 60 秒以降で振幅が大きくなっているのに対して，モデル 2 の方が実測値に近い。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バネ定数が，耐震設計時の大振幅領域のものとは異なるためで，図 - 4 で求めたゴム支承の等価剛性が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 1 の最大加速度は実測値の半分程度であるのに対して，モデル 2 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，上部工の減衰定数を実橋振動実験結果を基に，耐震設計時の 3% から 1% 程度に下げたことによるものである。以上の結果から，振動実験結果等を考慮したモデル 2 で今回のような小地震時の応答をシミュレートできることが示された。



図 - 3 1 次モードのモード形状 (0.436Hz)

表 - 2 解析に用いたモデル

モデル名	減衰定数	支承のバネ定数	地盤のバネ定数
モデル 1	設計値 (コンクリート部材 3% 相当)	設計値 (載荷試験による)	設計値 (現地土質調査による)
モデル 2	上部工振動実験において測定された実測値を使用 (1%程度)	地震時の主桁慣性力と支承の変形から等価剛性を算出	橋脚起振実験の結果をもとにバネ定数を補正

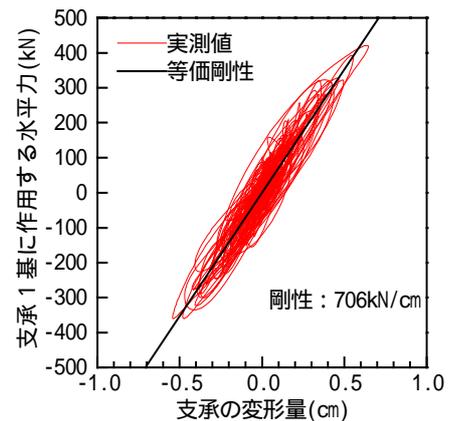
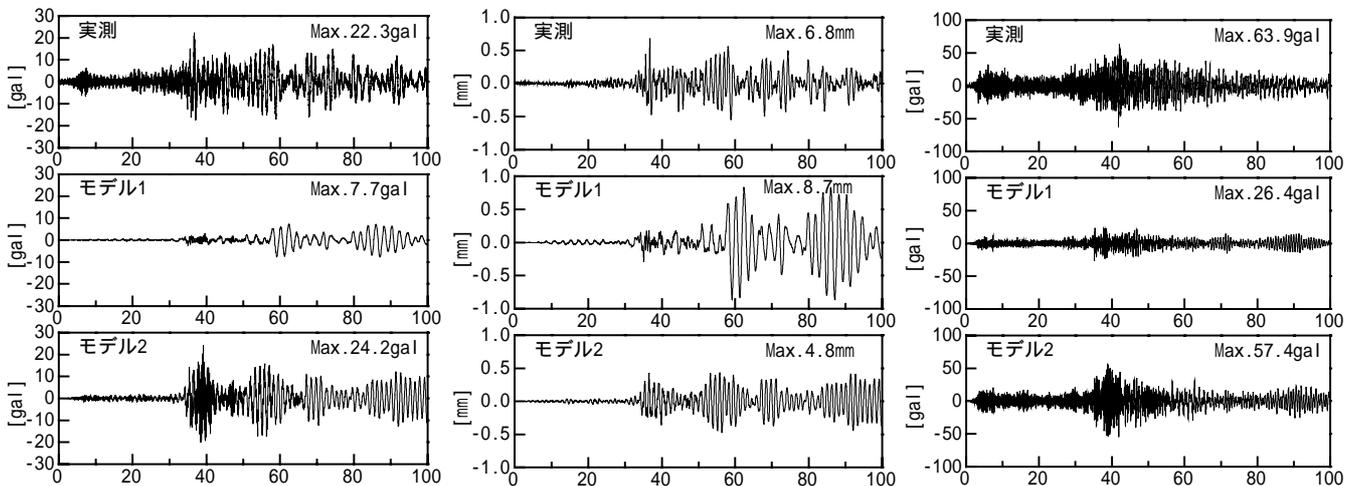


図 - 4 地震記録から求めたゴム支承の荷重 - 変形図，等価剛性



(a) 主桁の橋軸方向加速度

(b) ゴム支承の変形 (P2 橋脚)

(c) 主桁の鉛直加速度 (P1 ~ P2 径間中央)

図 - 5 観測地震波を用いた地震応答解析結果

5. まとめ

土狩大橋で観測された小規模な地震記録を用いて上部工の応答解析を行った。その結果，減衰定数，ゴム支承のバネ定数，地盤バネ定数に実測結果を考慮することにより実際の地震時応答を精度よく再現することができ，小地震を考慮したモデル化の妥当性が示された。本解析は小地震時を対象としたものであるが，耐震設計で想定しているような大地震時には，大地震に対応した値を用いることにより，精度よく地震時応答を評価できるものと思われる。

参考文献 1) 酒向孝裕他：土狩大橋上部工 / 橋脚の振動実験，第 55 回土木学会年次学術講演会概要集，2000 年 9 月。