

(138) 北海道南西沖地震による鉄道高架橋の被害解析 (木戸内高架橋)

(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 田中俊作

蔦 建群

西村昭彦

日本鉄道建設公団 設計技術室

稲葉紀昭

1. はじめに

平成5年7月12日午後10時17分頃、北海道奥尻島北部を震源とする北海道南西沖地震が発生した。地震規模はマグニチュード7.8、震源の位置は北緯 $42^{\circ}47'$ 、東経 $139^{\circ}12'$ 、深さ32Kmであり、奥尻島で震度6(烈震)、江差で震度5(強震)を記録したのを始め、北海道南西部から東北地方北部にかけ、各地で激しく揺れた。

地震の規模(M7.8)から見ると、過去においてこの地域で経験したM7クラス以上の地震は、1952年十勝沖地震(M8.1)、1968年十勝沖地震(M7.9)、1973年根室半島沖地震(M7.4)、1982年浦河沖地震、1993年1月釧路沖地震(M7.8)等があり、大きな被害をもたらしたが、今回の地震は深さが32kmと浅かったため、震源に近い奥尻島に壊滅的な被害をもたらした。また、対岸の大成町、瀬棚町、熊石町にも被害が見られ、戦後北海道を襲った地震の災害史上最大の惨事となった。

鉄道の被害としては、JR津軽海峡線の高架橋、電車線柱の被害が挙げられる。被害の特徴としては、同じ震度と考えられる地域の中でも、木古内高架橋と建高架橋の周辺が局所的に被害を受けていることであり、この原因としては地盤の局所的な形状の違いの影響が考えられる。そこでこのような局所的な地盤形状の違いが実際に構造物の挙動にどのような影響を及ぼしたのかを解明するために、地震応答解析を実施した。

2. 木古内高架橋の被害

木古内高架橋は、直径76cm、長さ21~34mの場所打ちRC杭により支持された、ラーメン高架および単橋脚を持つ、単線有道床式の鉄道高架橋である。主な被害を以下に述べる。

- ・ **桁の被害**: T2の主桁側面に大きな欠損が生じた。地震時の桁同士が衝突したのと考えられる。
- ・ **柱・梁の被害**: 多数の曲げ亀裂、コンクリート欠損、剥離が発生した。被害は橋脚の上下に多く認められた。木古内高架橋では特にR1~R2の間の被害が顕著であった。
- ・ **電柱の被害**: 津軽海峡線の電気設備の主な被害は、電柱基礎の亀裂が24箇所、傾倒1箇所、電柱の折損倒壊12本、傾斜33本、ひび割れ8本などとなっている。被害は北海道側の中小国起点85km~86k500m付近に集中しており、木古内高架橋についても数本の電柱が折損した。

3. 基盤入力地震動

基盤への入力地震動は、木古内高架橋の近くに位置する七峰橋の設置された北海道開発局開発土木研究所の地震計により得られた強震記録を用いた。地震計は基盤層上の基礎部に設置されており、基盤入力動として適した強震記録であると考えられる。今回は木古内高架橋の橋軸直角方向の解析なので、向きがほぼ一致している七峰橋の橋軸直角方向の波形を用いた。図1に地震波形及び加速度フーリエスペクトルを示す。波形を見ると、主要動時間がかなり長いことがわかる。また加速度フーリエスペクトルを見ると、高振動数までまんべんなく成分を持っており、周波数特性のない波であるといえることができる。

4. 不整形地盤の周波数領域地震応答解析

不整形地盤の地震応答解析を行うため、周波数領域の境界要素法(BEM)と有限要素法(FEM)のハイブリッド法を用いたプログラム¹⁾を使用した。地盤のひずみ依存性については等価線形法により考慮した。地盤のモデル化図を図2に示す。表1に各層の地盤物性値を示す。解析結果として、図3にR2付近の地表面変位応答の伝達関数を示す。図で、変位応答倍率が2以上であると基盤入力動より増幅したと考えられる。図3を見ると、1.5Hz付近と3Hz~5Hz付近で増幅しているのがわかる。時刻歴の最大加速度は、R2基礎

部で593gal、R4基礎部で480galであり、被害のあったR2基礎部の方が増幅が大きかったと考えられる。しかし最大変位はR2で2.6cm、R4で2.7cmであり局所的な変化はあまり見られなかった。

5. 杭基礎の複素剛性の算定

杭基礎の複素剛性については、フレキシビリティ法による群杭基礎の動的解析プログラム²⁾を用いて、算出した。地盤のひずみ依存性については、前項で等価線形法により低減された地盤定数を用いることにより考慮した。

6. 高架橋の地震応答解析

高架橋の地震応答解析は、高架橋を2次元ビーム要素にモデル化し、上記により求めた杭基礎の複素剛性及び有効入力動を入力する事により周波数領域の地震応答解析を行い、FFT(高速フーリエ変換)により時刻歴の挙動に変換した後、最大値等の照査を行った。¹⁾

表2に解析により得られた高架橋各部の最大応答値を示す。基礎部の振動の最大値に比べて、R2では加速度で1.4倍、変位で3.9倍に増幅したのに比べ、R2では加速度は1.0倍、変位で1.8倍の増幅にとどまり、R2の振動が大きかったことがわかる。図4にR2橋脚天端の加速度フーリエスペクトルを示す。また図5に木古内高架橋の振動モード図(1～3次)を示す。これらの図を見ると、今回の地震では地盤の1次の固有振動数と構造物の1次の固有振動数(R1～2が大きく揺れるモードとなる)が1.4Hzあたりでたまたま一致し、振動が大きく増幅して被害につながったことが推測される。実際時刻歴挙動を見てみると(図6)、R1～2を中心に大きく振動しているのがわかる。

7. 部材の耐力評価

部材の最大曲げモーメントについては解析からも直接求められるが、振動モードが実際の挙動と今回の2次元モデルでは違うと考えられるので、相対変位を、静的骨組み解析により得られた図7・8のモーメント-相対変位関係と照らし合わせる事により求めた。図7・8を見ると、R2では最大モーメントがほぼ降伏モーメント付近、R4では降伏モーメントの約半分であったことがわかる。せん断耐力 $V_{cd}/1.3$ は22tfであったのでせん断力についてもR2の方が厳しかったことがわかる。

8. まとめ

北海道南西沖地震により、鉄道高架橋に局所的に被害が生じた。地震応答解析を実施した結果、地盤の局所的な違いとともに、地盤と構造物の固有振動数が一致し地震動が大きく増幅されたのが大きな原因と推定されることがわかった。兵庫県南部地震で被害を受けた高架橋については、構造物を3次元にモデル化し、部材の非線形も考慮したより詳細な解析を行い、被害原因の究明を行っているところである。この結果については、別の機会に報告する予定である。

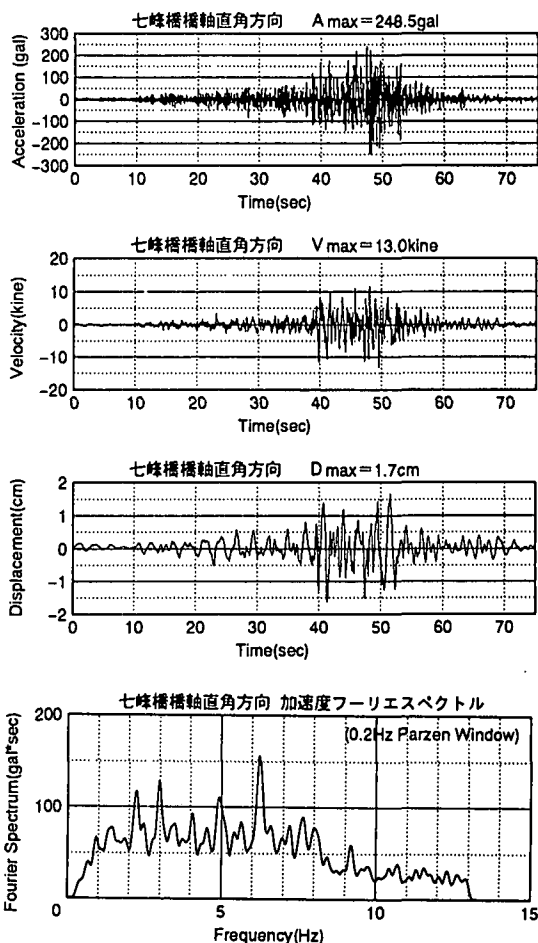


図1 地震波形および加速度フーリエスペクトル

図1 地震波形および加速度フーリエスペクトル

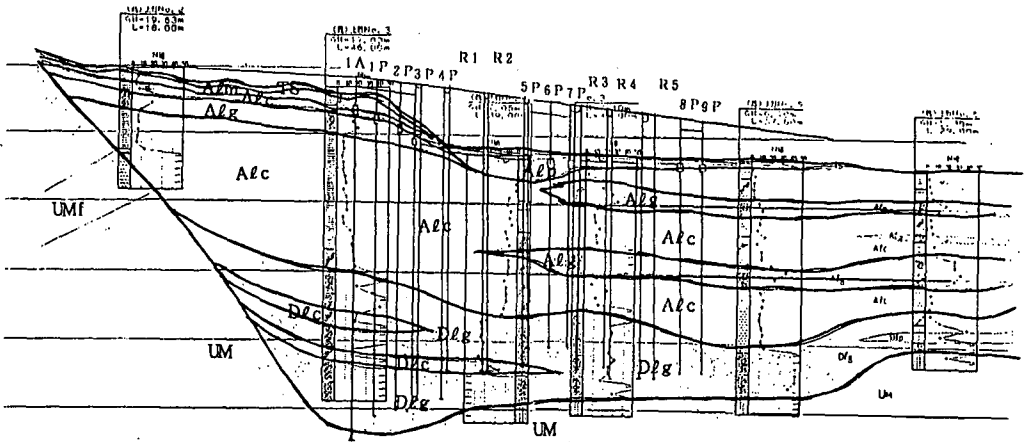


図2 地盤モデル

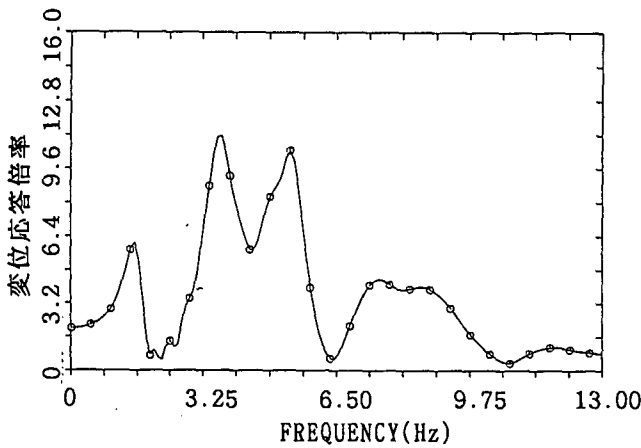


図3 地表面変位応答の伝達関数

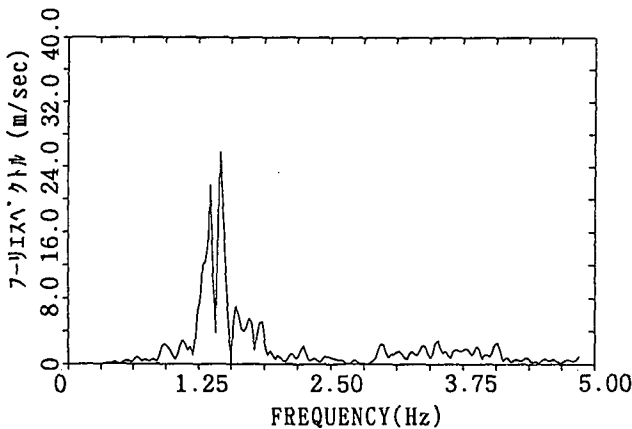


図4 加速度応答スペクトル

表1 各層の地盤物性値

土質 標記	N 値	ρ t/m ³	ポアソン 比
A1L	2	1.4	0.48
Alp	1	1.4	0.48
Alc2	3	1.5	0.47
Alg2	10	1.8	0.33
Alc1	5	1.8	0.46
Alg1	20	1.8	0.31
Tg2	20	1.8	0.31
Dlc	8	1.8	0.45
Dlg	30	2.0	0.30
Um	50	2.0	0.30

表2 木古内高架橋の最大応答値

(解析結果)

	R 2 起点側	R 4 終点側
加速度 (gal)	837	489
変位 (cm)	10.4	4.6
相対変位 (cm)	8.5	2.8
曲げモーメント (tf-m)	91	48
せん断力 (tf)	18	4

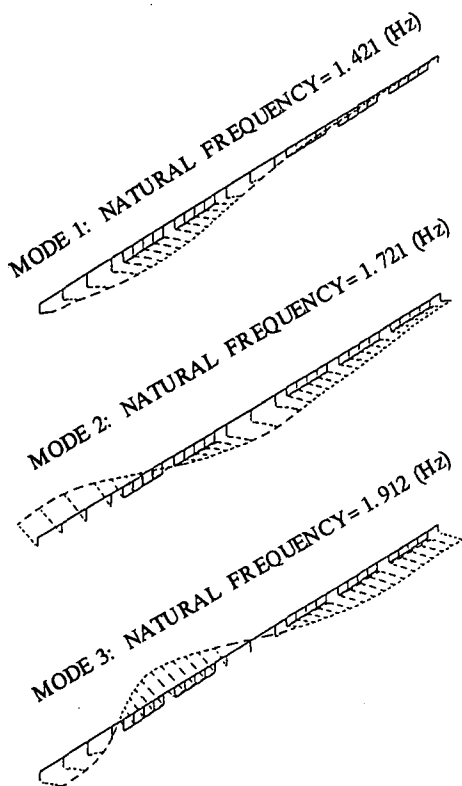


図 5 振動モード図

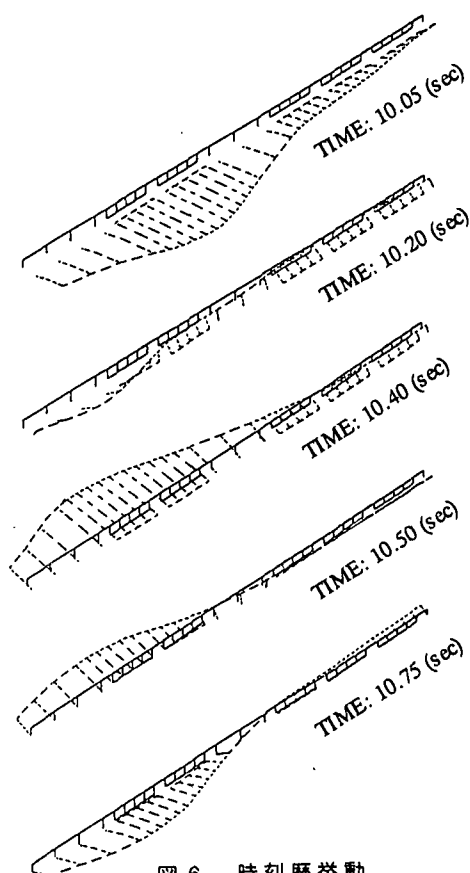


図 6 時刻歴挙動

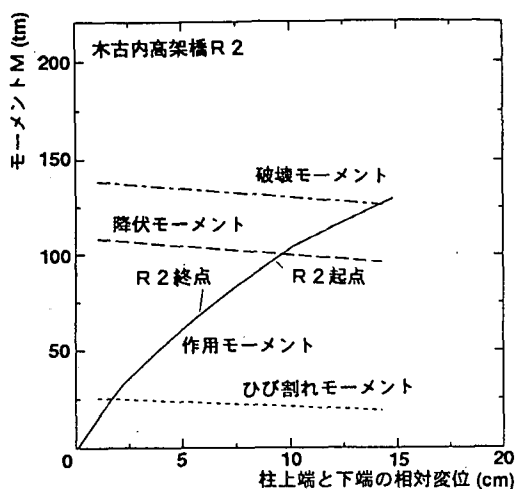


図 7 モーメントー相対変位関係 (R2)

【参考文献】

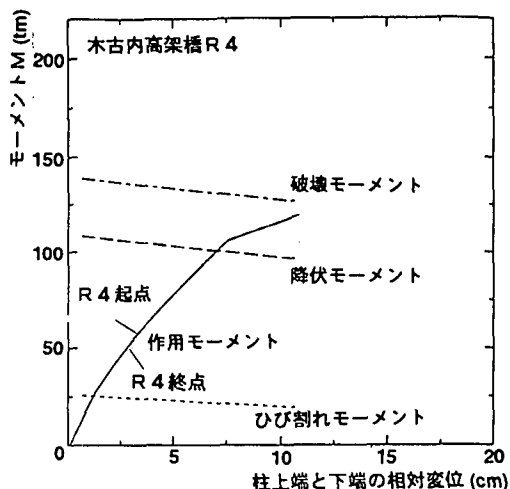


図 8 モーメントー相対変位関係 (R4)

- 1) 蔭、他：北海道南西沖地震による鉄道高架橋の被害解析（第3建有高架橋），第23回地震工学研究発表会，1994.7
- 2) 竹宮、他：フレキシビリティ法による群杭基礎の動的解析と設計への提案，土木学会論文集 No.489，1994.4