

槻木高架橋の設計について

建設省東北地方建設局 道路部

千葉 喜味夫

仙台工専事務所

松野 一博 ○ 舟山 章

〔1〕 ま え が き

槻木高架橋は、一般国道4号柴田バイパスの一環として、宮城県柴田町槻木地内に計画された、国鉄東北本線、国鉄丸森線および現国道4号を跨ぐ、中員20m4車線、全長約600mの高架橋である。

本高架橋は、非常に軟弱な地盤上に建設されるものであり、先の宮城県沖地震の経験と教訓を踏まえ、耐震構造とし現在鋭意施工中のところであるが、本稿は、その設計計画についてまとめたものである。

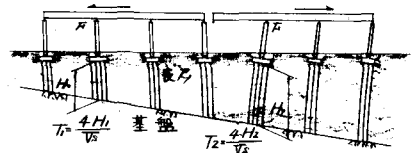
〔2〕 設計計画

（2-1）型式決定

架橋地奥の表層地盤は、N値0～3の腐食土でしかも不規則な層厚で構成されている。一般に、震央距離が同じであっても軟弱な地盤ほど震害が多いことは、過去の例からも明らかであり、本橋の設計計画に当り耐震性、特に変位に留意した。軟弱地盤は、① 固有周期は比較的長周期で、表層が軟弱なほど、層厚が厚いほど長い、② 減衰定数は、地震動が大きくなるに従い増加する、③ 地表面の変位は軟弱なほど、層厚が厚いほど大きい、④ 加速度は周期が長いほど小さい、等の特性を持つものと考えられるが、構造物の固有周期は0.6秒程度と推定されるので共振の恐れはなく、加速度も小さいため、本橋は応力的に震度法で設計することとした。しかし、固有周期は層厚に比例すること、本地盤の層厚が不規則であることなどから変則的な振動をし、変位が大きいものと予想される。一方、最近の研究により、地中部における地盤と杭の相対変位は殆んど生じないことが明らかになっており、フーチングの変位は地表面の変位にほぼ等しい。

基盤と地表面との周期が異なることにより、変位が逆位相になる場合も考えられ、地盤の変位に杭頭の変位、躯体の弾性変位、基礎の回転変位等が加わるとその変位量はかなり大きく問題となる。（図-1参照）

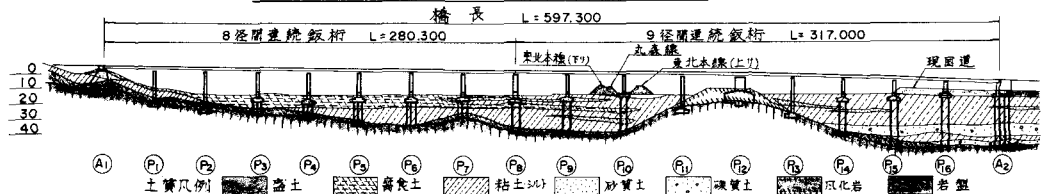
図-1 変位の逆位相



この解決方法として、基盤と基礎の変位を等しくする剛なケーソン基礎が考えられるが著しく不経済となる。このようなことから検討した結果、① 起点および中間部で比較的浅い位置に基盤が存在するので直接基礎構造が可能であり、長径間連続桁の固定端とすることにより、基盤と上部工の橋軸方向の相対変位をなくすることができる。なお橋軸直角方向変位については、別途対策を講ずる。② 軟弱地盤上の可動部橋脚についてロッキング型式を採用することにより、上部工の慣性力は橋脚に作用せず、基礎構造は杭基礎とすることができ経済的である。

等から、図-2の如く多径間連続桁を採用したものである。

図-2 槻木高架橋一般側面図



（2-2）問題点とその対策

地震時、桁の連続性が切れる端支桌（P）は、橋軸直角方向に大きい変位が生じやすい。このことは、弾性支承上の連続桁端支桌の偏載荷重による撓みと近似し、このような場合、各支桌の撓みを均等にするため

に、端支桌の剛性を2・3割増しとすることが行なわれている。本橋も同様な考えから、杭基礎の剛性を増し、許容変位量30mmに対し、計算上の変位は20mmとした。

(3) 動的解析

本橋が地震時の挙動を検証するため動的解析を実施した。

(3-1) 解析方法

振動モデルは、図-3のと表-1各モードの有効質量

おりで、質点係は低次モードが卓越することを予測し、上部工は支桌と支間中央に、下部工は、上下端とその中央の3点とし、杭基礎は2自由度系と考え、フーテング下端に水平バネ、回転バネとして置き換えた。

各モードの有効質量は、表-1のとおりである。固有周期と固有モードの一部は

図-4の如くであるが、モード図からわかるように、 ρ_2 を境にして、左右独立な振動をしている。モード合成法の採用モード数は18次までとした。

図-4の如くであるが、モード図からわかるように、 ρ_2 を境にして、左右独立な振動をしている。モード合成法の採用モード数は18次までとした。

入力地震波は、宮城県沖地震における開北橋（石巻市）の橋軸直角方向強震記録を採用した。（図-5参照）

地表の応答は、層厚に応じ5種類に区分し、重複反射理論により計算した。土の非線形性を表わす対歪依存値は、土木研究所資料「沖積粘性土の動的変形特性」等によった。

示方書に定められている標準設計震度は、0.2であるが、設計基盤面を地下の基盤に設定したことにより設計加速度を150 galとした。一方、最大加速度として開北橋の橋軸直角方向最大加速度414 galを採用し示方書の規定に対する照査用として150 galにスケールダウンしたものと、終局状態に対する照査用として414 galフルスケールの二通りについて、地表の応答加速度を求め、これを構造物への入力加速度とした。

入射時間は20秒で積分間隔は0.02秒とした。上部工の減衰定数は、5%、下部工の減衰定数は、20%、40%の2種類とし傾向を把握した。

(3-2) 結果と考察

杭頭および橋脚天端の変位量は、表-2のとおりいずれも許容値内に入っており構造物は十分な剛性を持っていることがわかる。地表面の変位は約90mmと大きいが基盤も変位しているため相対変位は、414 galで約50mm、150 galで約20mmであった。414 galの状態における50mmの振中は、約2秒の振動周期を考えると問題はないものと判断される。

又、断面力応答に対し照査した結果、いずれも許容応力度の割増し以内である。

(4) あとがき

以上のように、本橋の耐震性が確認されたためであるが、最後に御指導、御助言を頂いた東北大学、土木研究所の各位に感謝するとともに、軟弱地盤の対策に参考となれば幸いである。

図-3 振動モデル（離散系モデル バネ・マス系）

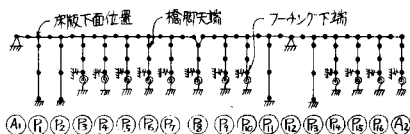


図-4 固有周期と固有モードの一部

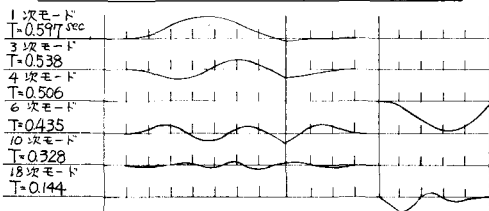


図-5 入力地震波

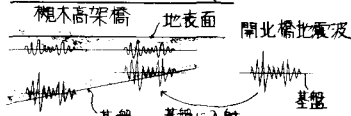


表-2 構造物応答

入力加速度	150 gal	150 gal	414 gal
減衰定数			
上部工	5%	5%	5%
下部工	20%	40%	40%
上部工変位			
8径間	101mm	7.2mm	160mm
9径間	14.5	11.4	22.5
P6	7.7	5.3	10.6
P7	6.5	4.4	9.8
P8	8.5	6.1	13.7
P9	9.2	6.7	14.3

表-3 地表応答

加速度	150 gal	414 gal
種類		
周期		
P1, P4	0.79 sec	1.08 sec
P3, P7	1.72	2.14
P6	1.88	2.36
P8, P9, P10	1.21	1.47
P5, P6, A2	1.13	1.37
最大加速度		
P1, P4	102 gal	225 gal
P3, P7	55	114
P6	47	108
P8, P9, P10	137	230
P5, P6, A2	122	243
最大変位		
P1, P4	81mm	97
P3, P7	97	101
P6	91	91
P8, P9, P10	89	89