

I-47

免震橋梁の動的挙動に関する温度の影響

北海道開発局 開発土木研究所 正 員 中野 修

" " 谷口秀之

" " 小野裕二

" " 山内敏夫

1. はじめに

一般に、免震橋梁とは、支承部に上部工を水平方向に柔かく支持し、かつ減衰性能を持った免震支承と呼ばれる装置を用いて、橋梁全体の固有周期を長周期化し地震力を低減することを目的とした橋梁である。北海道開発局では、一般国道4号根室市温根沼大橋の釧路側側径間部にこのタイプの形式を採用し、現在建設中である。

北海道のような寒冷地で免震支承の採用を考えた場合、ゴム材料の物性値（剛性、減衰定数など）の変化によって、設計通りの免震効果が得られないことが懸念されたため、温根沼大橋で採用する免震支承の設計に基づいて製作した鉛入り積層ゴム支承（LRB）および高減衰ゴム支承（HDR）の2タイプの実物大模型を用いて、平成元年度より室内実験を行ってきた¹⁾。この結果、免震支承自体は予想以上に温度変化の影響を受けることが分かったが、温度変化により受けた免震支承の性能の変化が橋梁全体系に与える影響については不明だったので、今回動的解析を行うことによりその影響を調べた。

2. 温根沼大橋の概要

北海道開発局は全国で8橋ある免震橋梁計画のうちの1橋として、一般国道4号温根沼大橋の架け換えの際に免震支承の採用を予定している。現温根沼大橋は、北海道根室市の温根沼に架けられている橋長99.5mの鋼曲弦ワーレントラス+鋼合成桁橋であり、架け換え後の新橋（図-1）は、橋長456m、側径間部が4径間連続鉄桁、中央径間部が支間140mのニールセン系ローゼ桁となり、完成予定は平成7年度である。なお、釧路側側径間部のみ免震構造になってるが、両端のA1およびP4には通常の積層ゴム支承（RB）を使うことにしている。

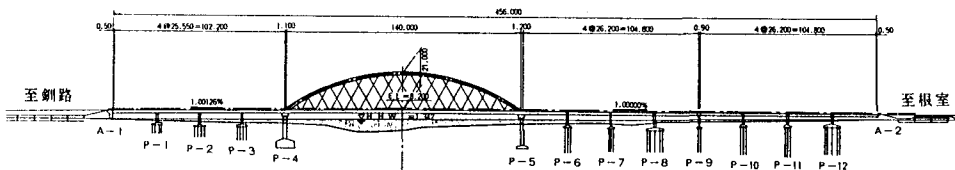
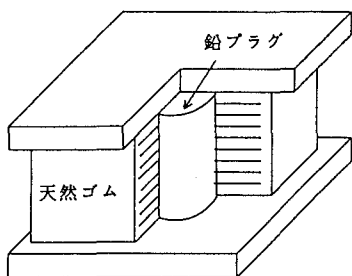


図-1 温根沼大橋

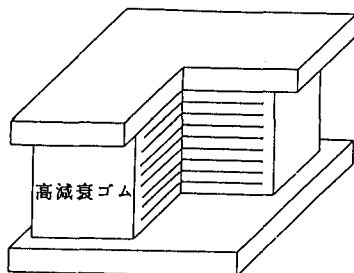
Effect of Temperature on Dynamic Behavior of a Base-isolated bridge
by Osamu NAKANO, Hideyuki TANIGUCHI, Yuji ONO and Toshio YAMAUCHI

3. 免震支承の概要

免震装置は、構造物を柔らかく支持するアイソレーター部とエネルギー吸収により減衰を持たせるダンパー部からなっている。アイソレーター部にはゴムと鋼板を交互に重ね合わせた積層ゴムと呼ばれるものが用いられ、ダンパー部には鉛や鋼棒などが用いられる。また、橋梁に用いられる免震装置は、一般に支承部に設置されることが多いので特に免震支承と呼ばれる。したがって、免震支承は狭い部分に設置できるようにアイソレーター部とダンパー部が一体化されたようなコンパクトなものでなければならぬため、現在大きく分けて2種類の免震支承がある。1つは、鉛プラグ入り積層ゴム支承と呼ばれる積層ゴムに減衰を持たせるために鉛プラグを挿入したもので、もう1つは、高減衰ゴム支承と呼ばれる積層ゴムのゴム材料自体に減衰性能を持たせた高減衰ゴムと呼ばれる特殊なゴムを用いたものである。それぞれの免震支承を図-2に示す。



鉛プラグ入り積層ゴム支承



高減衰ゴム支承

図-2 免震支承

4. 免震支承の温度依存性

免震支承の動的特性は、図-3に示されるようなバイリニア型バネで近似されるせん断力～せん断変位曲線より求められる等価剛性（ K_e ）および等価粘性減衰定数（ h_{eq} ）で表される。 K_e および h_{eq} は、次式のように定義される。

$$K_e = \frac{AE}{EC}, \quad h_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W}$$

ここで、 ΔW : $\square ABCD$ の面積

W : $\triangle AEC$ の面積

上記 K_e および h_{eq} を実際のせん断力～せん断変位曲線から得るために実物大模型を用いたせん断試験を行った²⁾。模型の設計変位は地震時保有水平耐力法により求められ、その値は15cmである。供試体の設計条件などの詳細については文献1)に記されている。試験の結果得られた設計変位を与えたときの常温（約20℃）と-20℃における1橋脚当

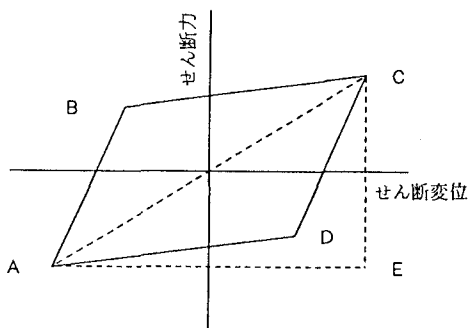


図-3 バイリニア型バネ

たりの等価剛性および等価粘性減衰定数を表－１に示す。なお、表の中の値はＬＲＢおよびＨＤＲともに供試体２体ずつの実験結果の平均値を支承数（６基）倍したものである。

また、免震支承の温度変化に対する安定性に関しては、「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」^{*)}（以下ガイドラインとする）において、橋の固有周期の変化を２０％以内に抑えるために、等価剛性の比が＋３０℃と－３０℃の間で１.５以内であるよう規定されている。

Ａ１およびＰ１の支承部には通常の積層ゴム支承（ＲＢ）を使用するが、実験値が得られていないため、その剛性は常温においては設計値^{*)}の３６３ｔ/ｍをそのまま採用し、－２０℃においては免震支承と同程度の剛性の変化があるものと仮定して設計値の１.３倍をとり、４７２ｔ/ｍとした。

５．解析モデルおよび手法

解析モデルは、免震支承が採用される側径間部のみを対象とし、図－４に示されるような骨組みモデルとした。免震支承のモデル化は等価剛性および等価粘性減衰定数を用いて線形モデルとし、支承部に線形バネとして組み入れた（図－５）。また、橋脚の剛性は弾性域内にあるものとして算出し、地盤バネは、「道路橋示方書 Ｖ耐震設計編」^{*)}に示されている算定方法に従い対象地盤のＮ値より求めた。

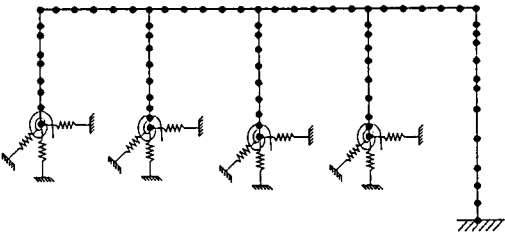
解析方法は時刻歴応答解析法を用いたが、温根沼大橋では免震支承は橋軸方向のみ効果を持つような構造とされているため、構造研究室で開発したプログラム「NLDAＰ」^{*)}を用いて橋軸方向に関してのみ解析を行った。なお、同プログラムにおいて応答値はNewmark-β法による直接積分により求め、粘性減衰に関してはReyleigh減衰を仮定した。

６．振動特性

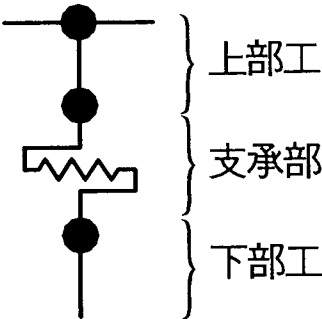
免震橋梁の振動特性を把握するために行った固有値解析の結果から、１０次モードまでの固有周期をＬＲＢ、ＨＤＲそれぞれ温度別に比較したものを表－２に示す。この表から、温度変化により免震支承の剛性が変化することによって１次モードの固有周期は１３～１４％程度異なるが、２次モード以降はほとんど変化していないことがわかる。これは、１次モードは上部工の変位が支配的であるため、免震支承の剛性の変化の影響が現れていると考えられる。図－６に常温時のＬＲＢを用いた場合の１次モード図を示す。

表－１ 剛性および減衰定数

	ＬＲＢ		ＨＤＲ	
	常温	-20℃	常温	-20℃
K _s (t/m)	979	1312	1265	1775
比 率	1.34		1.40	
h _{eq} (%)	34	31	12	14



図－４ 解析モデル



図－５ 支承部拡大図

7. 時刻歴応答解析結果

時刻歴応答解析に用いた地震波は、1978年 1月12日に現温根沼大橋の強震計により観測されたデータを用いた。その強震記録波形および加速度応答スペクトルを図-7、8に示す。なお、強震記録の最大加速度は120.57galである。

解析は、次のような条件の下で行った。

積分時間間隔： $\Delta t=0.01$ 秒

応答時間：T=10秒

Newmark- β 法： $\beta=1/4$

橋全体の減衰定数hは、ガイドラインに示されている次式を用いて求めた。

$$h = \frac{\sum h_{Bi} K_{Bi} u_{Bi}^2 + \sum \frac{h_{pi} K_{Bi}^2 u_{Bi}^2}{K_{pi}}}{\sum K_{Bi} u_{Bi}^2 + \sum \frac{K_{Bi}^2 u_{Bi}^2}{K_{pi}}}$$

ここで、 u_{Bi} ：免震装置の設計変位

h_{Bi} ：免震装置の減衰定数

h_{pi} ：下部構造の減衰定数

K_{Bi} ：免震装置の等価剛性

K_{pi} ：下部構造の等価剛性

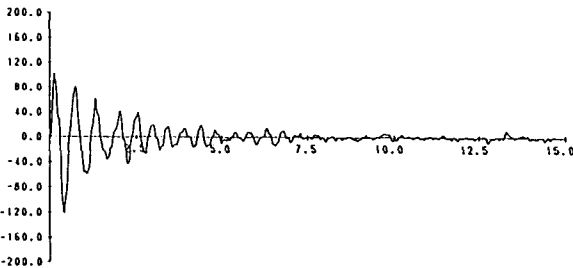


図-7 入力地震波

表-3 橋全体の減衰定数 h

	LRB		HDR	
	常温	-20℃	常温	-20℃
h (%)	26	23	10	11

表-2 固有周期 (s)

モード	LRB		HDR	
	常温	-20℃	常温	-20℃
1	1.20973	1.05605	1.09633	0.94095
2	0.50958	0.50902	0.50957	0.50902
3	0.48331	0.48258	0.48278	0.48176
4	0.39794	0.39758	0.39775	0.39728
5	0.29420	0.29407	0.29414	0.29397
6	0.23620	0.23618	0.23620	0.23617
7	0.22022	0.21838	0.21863	0.21589
8	0.18659	0.18566	0.18579	0.18440
9	0.17457	0.17385	0.17393	0.17287
10	0.15261	0.15259	0.15259	0.15256

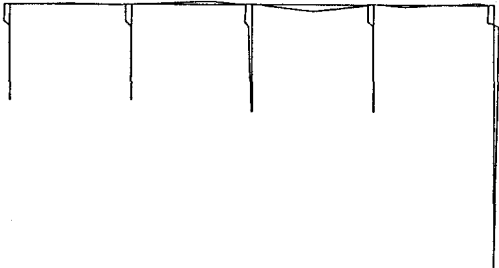


図-6 1次モード図 (LRB：常温)

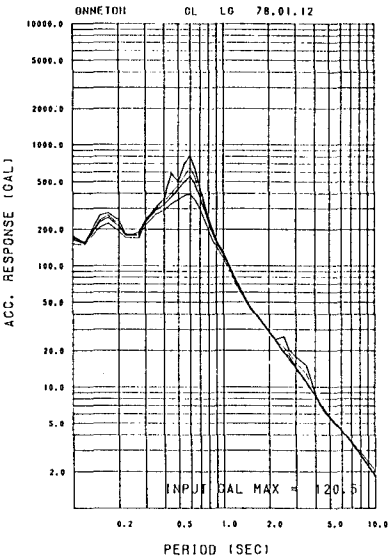


図-8 加速度応答スペクトル

Reyleigh減衰の α 、 β を決定するための1次モード、2次モードの減衰定数は、それぞれ橋全体の減衰定数 h をとるものとした。上式により求められた h を表-3に示す。

以上のような条件のもとで解析を行った結果として、支承の相対変位および橋脚基部の曲げモーメントの常温時と-20℃時の値を比較したものを表-4、5にそれぞれ示す。

これらの表から支承の相対変位に関しては、LRBの場合は-20℃時の方が若干大きめにでているが、HDRの場合は、温度が変化してもそれほど変位には差がないことが分かる。また、曲げモーメントの比較からはLRBの場合、-20℃時に常温と比較して数%の増加であるが、HDRの場合は40～50%も増加していることが分かる。

表-4 支承の相対変位

		A 1		P 1		P 2		P 3		P 4	
L	温 度	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃
R	δ (mm)	18.5	21.0	18.5	20.6	18.5	20.5	18.7	19.4	26.1	26.6
B	比 率	1.14		1.11		1.11		1.04		1.02	
H	温 度	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃
D	δ (mm)	26.7	27.7	26.3	26.8	26.6	26.4	24.5	24.5	40.1	33.1
R	比 率	1.04		1.02		0.99		1.00		0.83	

表-5 曲げモーメントの比較

		P 1		P 2		P 3		P 4	
L	温 度	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃
R	M(tf・m)	129.67	134.38	142.00	147.34	197.54	202.68	16627.0	16587.0
B	比 率	1.04		1.04		1.03		0.998	
H	温 度	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃	常温	-20℃
D	M(tf・m)	156.94	225.07	184.37	281.14	214.36	305.24	23321.0	21248.0
R	比 率	1.43		1.52		1.42		0.91	

8. まとめ

- 今回の解析で、明らかになったことを挙げると以下ようになる。
- ①温度が常温から-20℃に変化することによって免震支承の等価剛性は約40%上がるが、この影響を橋の固有周期でみるとLRB、HDRともに14%程短周期化することが分かった。
 - ②免震支承の剛性の変化が橋の固有周期に及ぼす影響は1次モードだけに顕著に現れた。
 - ③免震支承の相対変位に関しては、等価剛性の変化率がLRBおよびHDRでそれほど変わらないのに関わらず、LRBでは10%前後低温時の方が大きくなっているが、HDRでは温度が変化しても変位にはほとんど違いはみられなかった。
 - ④橋脚基部の曲げモーメントに関してはLRBでは数%、HDRにおいては40～50%の増加と両者で大きく異なった。HDRの曲げモーメントが温度によって大きく異なった理由としては、等価剛性および固有周期の変化率は、LRB、HDRの両者でそれほど異ならないため、温度によるそれらの変化率ではなく、LRB、HDRそれぞれを採用した場合の固有周期そのものの違いが原因と考えられる。

9. おわりに

今回は、免震支承を線形モデルとして解析を行ったが、バイリニアで近似した非線形解析を行い、より正確に免震橋梁の挙動を把握したい。また、今回は入力地震波も1ケースのみの解析なので、規模の異なる複数の地震波を用いて解析し、断面力の変化の傾向をつかみたい。

参考文献

- 1) 開発土木研究所 構造研究室：低温域における免震支承の実験的研究報告書 平成3年3月
- 2) H. TANIGUCHI, O. NAKANO: ON THE BEHAVIOR OF BASE-ISOLATED BEARINGS AT LOW TEMPERATURES
7TH U. S. -JAPAN BRIDGE WORKSHOP 1991.5
- 3) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案) 平成元年3月
- 4) 釧路開発建設部：一般国道44号根室市温根沼大橋動的解析モデル作成業務報告書 平成2年3月
- 5) (社)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
- 6) 開発土木研究所 構造研究室：免震支承を有する耐震設計プログラム作成業務報告書その2
平成2年2月