

## I-40

## 寒冷地における耐震性を向上を目指した橋梁構造に関する考察

パシフィックコンサルタンツ 正員 林亜紀夫  
 北海道開発局開発土木研究所 正員 西 弘明  
 北海道開発局開発土木研究所 正員 谷本俊充  
 北海道開発局開発土木研究所 正員 佐藤昌志

## 1. はじめに

橋梁に免震装置を用い、地震時慣性力の低減を行う事例が増えつつあり、耐震性向上の目的に有効と考えられているが、寒冷地域で免震設計を行うためには、次のように検討を要する点が残されている。

- ①低温：低温条件にさらされた際に、ゴムを用いる免震装置は硬化する。<sup>1) 2) 3)</sup>低温時の剛性割増しを考慮した計算ケースと常温のケースの両方のケースにおいて安全で、かつ免震の利点を十分に追求する設計が可能か
- ②軟弱地盤：道内の橋梁建設地点の地盤条件には軟弱地盤が多く、軟弱地盤における地震動は比較的長周期の成分を多く含むとされている。従って、長周期化の効果が得にくいとされているが、その条件下であっても有効に働く免震装置特性を設定できるか

本論文では、免震装置として鉛プラグ入りゴム支承を用い、上記の2点を解決することが出来るか否かを検討する。

## 2. 検討条件

寒冷地域での免震設計の適用性を検討する目的で、図-1に示す連続高架橋を例題としてとりあげた。橋梁の諸元は次の通りである。橋長500m、支間約40m、上部構造は連続PC箱桁、下部構造はRC単柱とし、橋脚柱の高さは桁下空間約20m(12m~23m)を想定して設定したものである。地盤種は、文献4)の分類による第Ⅱ種地盤とし、基礎は場所打ちRC杭とした。

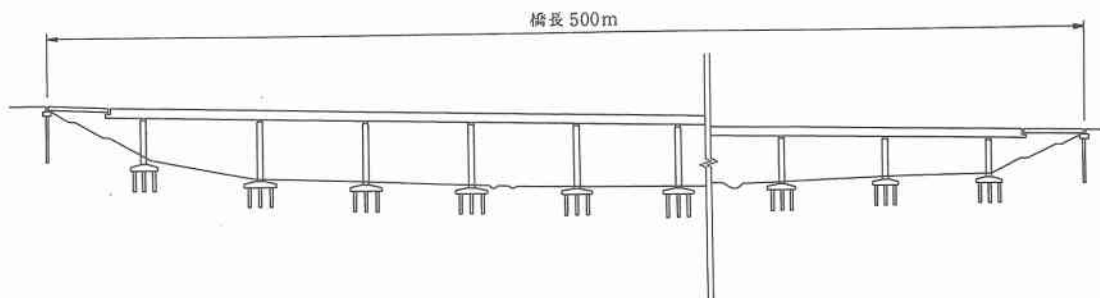


図-1 検討対象橋梁

本論文における着目点である温度条件としては、道内における記録等を参考に、最低気温を $-30^{\circ}\text{C}$ とし、免震装置の低温時硬化については文献1) 2) 3)を参考に、次のように仮定した。鉛プラグ入りゴム支承の等価剛性は、 $-30^{\circ}\text{C}$ では、常温時の58%増しになり、減衰定数については、 $-30^{\circ}\text{C}$ における値と常

A study on bridge structure improving seismic strength under a low temperature

by Hiroaki NISHI, Toshimitsu TANIMOTO, Masashi SATO and Akio HAYASHI

温時における値の間の差は無いとした。なお、鉛プラグ入りゴム支承の常温時の等価剛性と等価減衰定数は文献5)に提案されている推定式を用いることにした。

設計地震動としては、文献4)5)に規定される、震度法に用いる設計水平震度(以降はL1と呼ぶ)および地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度(以降はL2と呼ぶ)に加えて、文献6)に規定される、照査用震度(以降はL3と呼ぶ)の3種類を用いた。

### 3. 免震特性値の選定

#### 【免震特性値の定義】

免震設計の原理は、免震装置の柔軟性による長周期化の効果と、減衰付与の効果を利用して、地震時慣性力を低減することである。本論文の主題は、常温時と、低温によって免震装置の等価剛性が増加した時の、両方のケースにおいて安全で、かつ免震の利点を十分に追求することである。低温によって免震装置の等価剛性が増加した時のことを考えると、免震装置を柔軟に設定することが必要であるが、過度に柔軟にすると、免震装置の履歴曲線が扁平になって、履歴減衰の効果が得にくくなる。したがって、免震装置の特性値の設定に当たっては、柔軟性と非線形性のバランスが重要な選定項目となり、特性値をパラメトリックに変化させながら最適値を探索することが必要となる。

免震装置の柔軟性を表現する特性値は等価剛性であるが、設計地震動スペクトルとの関係を直接に評価し、ある程度普遍性のある表現をするために橋全体の固有周期を用いる。免震装置の減衰を表現する特性値は等価減衰定数であるが、鉛プラグ入りゴム支承のように履歴減衰の効果を利用する場合には、免震装置履歴曲線の非線形性を表現する降伏荷重 $Q_0$ を用いる方が便利である。 $Q_0$ を上部構造の重量 $W$ で除して普遍性のある表現とした降伏荷重比 $Q_0/W$ を用いる。<sup>7)</sup> $Q_0$ は鉛プラグの断面積に比例するので、装置設計に直接反映することのできる量でもある。

#### 【免震特性値選定上の目標】

免震特性値を選定する際に、目標とする免震効果は次の各項目である。

- ①常温時と、低温によって免震装置の等価剛性が増加した時の、両方のケースにおいて、L1～L3の、どの設計地震動に対しても、非免震時に較べて少なくとも10%以上の設計震度の低減が得られる。
- ②L3地震動を用いた際の免震装置の変位が発生した場合にも、免震装置のせん断耐荷力が確保される。

#### 【パラメトリックスタディ】

パラメトリックスタディにおいては、例題橋の内の代表的橋脚と、その橋脚が水平力を分担する上部構造に着目し、図-2に示す2質点2自由度のモデルを用いた。免震特性値である橋全体の固有周期と、降伏荷重比を変化させながら、図-3に示す手順に従って、モデルの1次のモードに起因する応答を求めた。パラメトリックスタディの結果の内、代表的なものを図-4～図-7に示す。

各図の縦軸は降伏荷重比 $Q_0/W$ 、横軸は橋全体の固有周期 $T_n$ である。免震装置の復元力特性は非線形であるから、入力地震動が異なれば固有周期も変化する。ここでは、文献5)に規定されるL2の照査に用いる加速

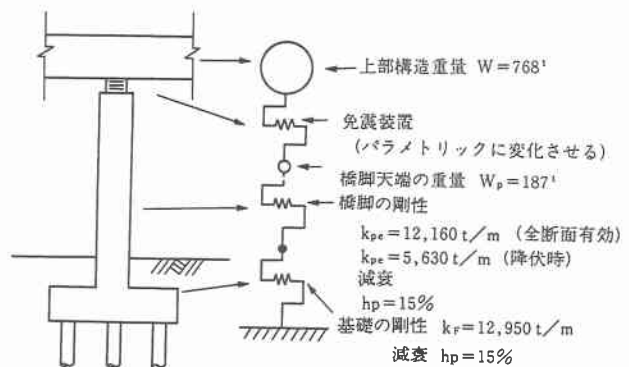


表-2 計算モデル

度応答スペクトルを入力した場合の橋全体の固有周期を横軸にとることとし、添え字  $h$  を付して  $T_h$  と表示した。

図-4は、L1時の動的解析に用いる加速度応答スペクトルを入力した場合の免震装置の等価減衰定数  $h_B$  の等高線、図-5は、低温の条件を考慮して免震装置の等価剛性を58%増加させた計算によるものである。これらの図を参考に、比較的頻繁に起こるL1レベルの地震動の際に免震装置が十分な減衰付与の効果を発揮するように、また低温時にもその性能が著しく低下しないように特性値を選ぶことができる。

図-6は、震度法に用いる設計震度  $k_{hc}$  の等高線（低温時）、図-7は地震時保有水平耐力法に用いる設計震度  $k_{hc}$  の等高線（低温時）である。

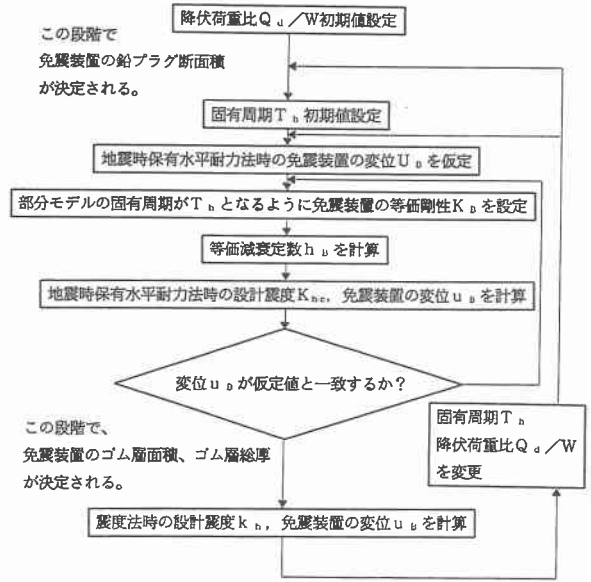


図-3 特性値探索の手順

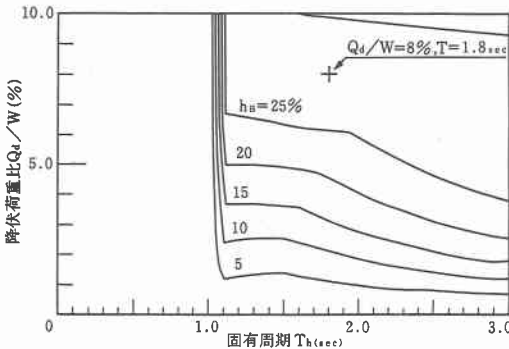


図-4 免震装置の等価減衰定数  $h_B$  の等高線（常温時）

入力：動的解析に用いる加速度応答スペクトル

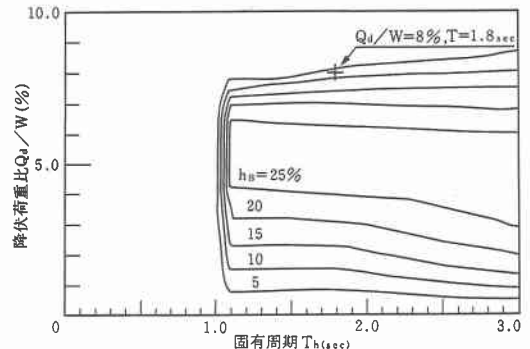


図-5 免震装置の等価減衰定数  $h_B$  の等高線（低温時）

入力：動的解析に用いる加速度応答スペクトル

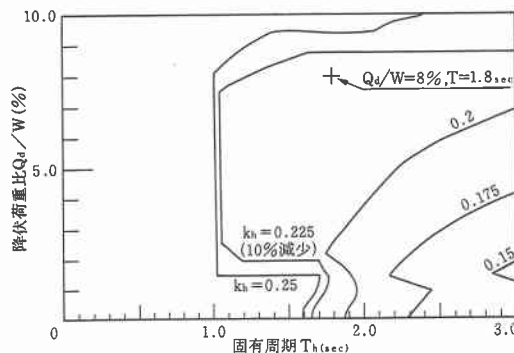


図-6 震度法に用いる設計震度  $k_{hc}$  の等高線（低温時）

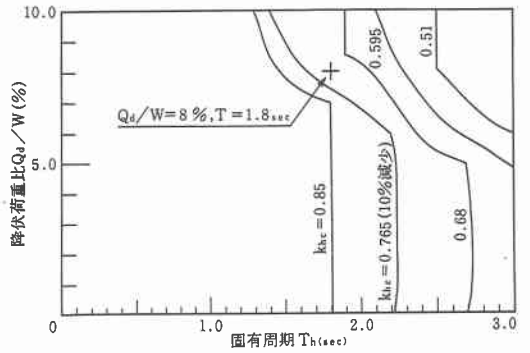


図-7 地震時保有水平耐力法に用いる設計震度  $k_{hc}$  の等高線（低温時）

### 【固有周期 $T_n$ および降伏荷重比 $Q_d/W$ の選定】

L1時に固有周期伸長による慣性力低減を得られる程度まで免震装置を柔軟にすると、L2およびL3時には変位が大きくなりすぎるので、L1時には、主に履歴減衰の効果による慣性力低減を追求する。しかし、低温時には免震装置の等価剛性が常温時より増加するので変位が低減し、履歴曲線が扁平になって減衰定数が低下する。この点を考慮して図-4および図-5を見比べ、降伏荷重比 $Q_d/W$ の概略の適値を選ぶ。図-4で固有周期 $T_n$ が2秒以下の範囲を見ると、降伏荷重比 $Q_d/W$ が約8%の時に、常温時の免震装置の等価減衰定数 $h_B$ は最大の25%となるが、図-5で低温時の影響を見ると、 $Q_d/W$ が8%の時に免震装置の等価減衰定数 $h_B$ は約7%まで低下することがわかる。橋全体の減衰定数は、免震装置を用いない場合であっても5%程度とされていることと考え合わせると、これ以上免震装置の等価減衰定数が低下することは避けたい。そこで、免震装置の降伏荷重比 $Q_d/W$ は8%弱と設定する。図-6でL1レベルの設計震度 $k_n$ を見ると、非免震時の10%減の $k_n=0.225$ となることがわかる。これは、橋全体の等価減衰定数が $h \geq 10\%$ となるためである。

一方、L2時には、主に固有周期伸長による慣性力低減を図るが、低温時には免震装置の等価剛性が常温時より増加し、所定の慣性力低減が得られないことが懸念される。図-7で降伏荷重比 $Q_d/W=8\%$ の部分の設計震度 $k_{nc}$ を見ると、設計震度 $k_{nc}$ が非免震時の10%減となるためには、固有周期 $T_n$ が1.7秒以上であることが必要である。 $T_n=1.7$ 秒付近の領域では、固有周期伸長による設計震度の低減は得られないが、橋全体の減衰定数が10%以上となるために設計震度 $k_{nc}$ が10%低減される。

以上を勘案し、免震装置の降伏荷重比 $Q_d/W$ は、8%弱、固有周期 $T_n$ は上記の判断に余裕を加え、1.8 sec 強を最適値と考える。

### 4. 免震装置の設計および計算結果

先に選定した免震装置の最適特性値の目安、降伏荷重比 $Q_d/W=8\%$ 弱、固有周期 $T_n=1.8$  sec 強を満足する免震装置を設計した。免震装置の寸法と材質を表-1に示す。

文献5)に規定される方法に従って、震度法(L1地震動)と、地震時保有水平耐力法(L2地震動)に対する常温時と低温時の計算を行った結果を表-2に、文献6)に規定される照査用震度、(L3地震動)に対する結果を表-3に示す。

表-2を見ると、震度法の設計震度 $k_n$ は、常温時と低温時の両方とも非免震時の設計震度0.25の10%減の0.225であるが、これらは減衰付与による設計震度の低減の効果である。地震時保有水平耐力法の設計震度 $k_{nc}$ は、低温時において非免震時の設計震度0.85の10%減の0.765であるが、これは減衰付与による設計震度の低減の効果である。地震時保有水平耐力法、常温時には、減衰付与による設計震度の低減の効果はえられないが、固有周期伸長の効果によって非免震時の震度の11%減の0.757となる。

表-3に示すように、L3の設計震度 $k_{nc}$ は、低温時において非免震時の設計震度1.75の44%減の0.975となる。橋脚柱の塑性率の許容値 $\mu$ は5.82、地震時保有水平耐力 $P_a$ は470 tであり、地震時保有水平耐力の照査を満足する。免震装置の耐荷力検討の際には、L3(常温時)の免震装置の変位 $u_B=59.6$  cmを用いた際にもゴムの局部せん断ひずみが許容値以内となるように寸法・材質を設定することができた。

表-1 選定した免震装置の寸法・材質

G	ゴムのせん断弾性係数	10.0 kg/cm <sup>2</sup>
a	ゴムの辺長	120.0 cm × 120.0 cm
t <sub>e</sub>	ゴム1層の厚さ	3.3 cm
	ゴムの層数	8 層
Σ t <sub>e</sub>	ゴム層の全厚さ	26.4 cm
	中間補強鋼板厚さ	3.2 mm
	上下端鋼板厚さ	30 mm
	文承全厚さ	34.64 cm
	鉛プラグの本数	2 本
	鉛プラグの直径	15.0 cm
	$Q_d/W$ 降伏荷重比	8.0 %

表-2 計算結果（震度法時および地震時保有水平耐力法時）

	常 温 時		温度が-30℃に低下した時	
	震度法時	地震時保有 水平耐力法時	震度法時	地震時保有 水平耐力法時
T 固有周期 (sec)	1.281	1.898	0.987	1.548
h 橋の減衰定数 (%)	20.00	8.39	14.24	10.84
$\kappa_{hc}$ OR $\kappa_{h}$ 設計震度	0.225	0.757	0.225	0.765
$u_{h}$ 免震装置の変位 (cm)	6.55	55.1	2.14	30.8
$K_{h}$ 免震装置の等価剛性 (%)	1.434	565	4.370	1.041
$h_{h}$ 免震装置の等価減衰定数 (%)	26.3	8.51	23.9	12.82

表-3 計算結果（L3時）

	常 温 時	温度が-30℃に低下した時
T 固有周期 (sec)	1.906	1.597
h 橋の減衰定数 (%)	8.00	9.38
$\kappa_{hc}$ 設計震度	0.809	0.975
$u_{h}$ 免震装置の変位 (cm)	59.6	43.4
$K_{h}$ 免震装置の等価剛性 (%)	559	938
$h_{h}$ 免震装置の等価減衰定数 (%)	7.99	10.21

## 5. 構造詳細

ここまでの検討によって、低温下にも有効な免震特性値を設定することができたが、ゴムを用いる免震装置の低温下における剛性の増加を考え、かなり柔軟な免震装置を設定している。そのために常温時には免震装置の変位 $u_{h}$ が大きく、L1時で6.6cm、L2時で55.1cm、L3時で59.6cmとなる。変位が大きい場合には、免震装置の耐荷力を確保するために装置が大寸法となるほかに、上部構造端部の構造を入念に設計する必要がある。文献5)では、伸縮装置の設計伸縮量を設定する際にはL1時の免震装置の変位 $u_{h}$ に3cmの余裕を、桁端部の遊間を設定する際にはL1時の免震装置の変位 $u_{h}$ に10cmの余裕を加えることを規定している。しかし、桁と橋台間に生じる相対変位が伸縮装置の設計伸縮量を越える場合を想定する必要があり、ここでは図-8に示す緩衝桁構造を提案し、概念を次に述べる。

メインスパンは12スパンの連続桁とし、その両端部に張り出しを設け、その先に緩衝桁を設ける。緩衝桁のメインスパン側端部は、連続桁端部の張り出しで受け、ゴム系伸縮装置を設ける。緩衝桁のもう一方を小規模の橋台で受け、埋設型の伸縮装置を設ける。このように、伸縮装置と桁端遊間を2箇所に分け、地震レベルに見合った変位吸収の機能を分担させる。温度変化による伸縮およびL1地震による変位は、ゴム系伸縮装置によって、L2~L3の地震による変位は、ゴム系伸縮装置と埋設型の伸縮装置の両方によって吸収させる。桁端部の遊間としては、メインスパン側端部はL1地震動による上部構造変位7cmに余裕の10cmを加え、17cmとし、橋台側端部はL3地震動による上部構造変位60cmからメインスパン側端部の桁間の遊間17cmを差し引いた43cmとする。このように、L1からL3までの変位を吸収する遊間を設けることによって、連続桁と緩衝桁の両方が耐えるが、L2以上の地震の際には橋台背面の舗装に部分的損傷を許すものとする。また、緩衝桁のメインスパン側端部は十分な桁間連結を設け、橋台側端部は十分な桁かかり長によって桁落下を防ぐ。

なお、温度変化による桁の伸縮量は、基準温度を15℃とし、-30℃~+30℃の範囲に対応しようと

すると、伸びる側  $l_{t2} = 11.3 \text{ cm}$ 、縮む側  $l_{t2} = 11.3 \text{ cm}$ であり、合計  $15.1 \text{ cm}$ である。

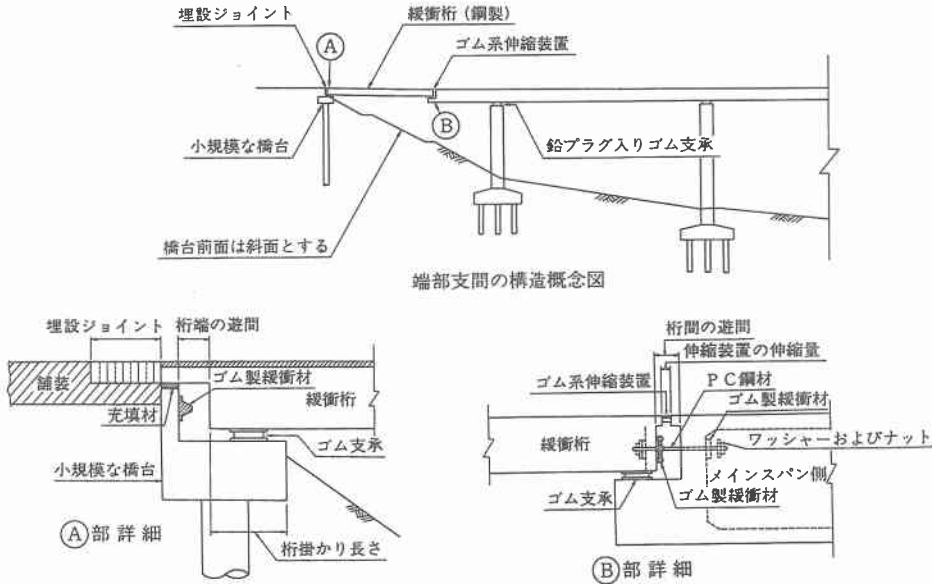


図-8 地震時の上部構造変位および温度変化による伸縮を吸収するための機構

## 6. 結論

橋梁の大地震時における耐震性を確保する上で免震設計が有効であるが、免震装置の多くはゴム支承を用いており、寒冷な地域では低温下における剛性増加によって慣性力低減の効果が十分に得られない懸念がある。本論文でこの点を検討した結果をまとめると次の通りである。

- (1) 最低気温を  $-30^{\circ}\text{C}$  とし、免震装置の等価剛性が常温時の  $58\%$  増しとなるとして、常温時と低温時の両方に有効に働く免震特性値を探索した結果、現実的な値を設定することができた。
- (2) 探索の結果得られた最適特性値を実現し、必要な耐荷力を満足する免震装置を設計することができた。
- (3) 上記の設計では、低温下における剛性の増加を考え、かなり柔軟な免震装置を設定しているため、大変位が生じるが、連続桁の端部に緩衝桁を設けることによって対応が可能である。

## 参考文献

- 1) 開発土木研究所：低温域における免震支承の実験的研究報告書，構造研究室資料第 14 号，1991。
- 2) Osamu Nakano, Hiroaki Nishi, Tadayuki Shirono and Katuhiro Kumagai: Temperature-Dependency of Base-isolated Bearings, U.J.N.R, pp.151-165, 1992.
- 3) 西村敦史，西弘明，佐藤昌志，小野裕二：低温下における免震支承の適用性に関する考察，土木学会年次学術講演会講演概要集，I -639, pp.1276-1277, 1994.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990。
- 5) 建設省土木研究所他 28 社：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，官民連帯共同研究 道路橋の免震構造システムの開発報告書，1992。
- 6) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995。
- 7) 林亜紀夫，北川常夫，成田 信之，前田 研一：橋梁用免震装置の特性値探索手法，第 9 回日本地震工学シンポジウム，No.299, pp.1789-1794, 1994。