

鋼製リンク支承を用いた免震設計

佐藤 和則¹・別所 俊彦¹・池田 憲二²・今野 久志²・三田村 浩³

¹正会員 (株)日本製鋼所 室蘭製作所 機器・橋梁システム部 橋梁グループ (〒051-8505 北海道室蘭市茶津町4番地)

²正会員 国土交通省 北海道開発局 札幌開発建設部 道路建設課 (〒060-8560 北海道札幌市中央区北2条西19丁目)

³正会員 北海道開発土木研究所 構造研究室 (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目)

鋼製リンク支承の設計において、当初は形状係数 C を0.6として検討を行ってきたが、橋梁に適用する場合、橋端部は一般に下部工が剛となるため、橋脚の変位と橋脚上の支承変位の和を吸収することとなり、大きな変位に対応する必要がある。しかし、橋端部は死荷重が小さいため小規模の支承で十分であるという相反する状況にあり、剛性と変位の調整のために形状係数 C を0.1とした形状についても更に検討を加え実験により性能の安定を確認している。本論文では、形状係数 C にバリエーションを持たせて設計対応を図った例を示すものである。

Key Words : seismic-design, metal-link-bearing, displacement

1. はじめに

鋼と PTFE(四フッ化エチレン樹脂)の摩擦を利用する鋼製リンク支承は温度依存性が極めて小さく、北海道のように冬季に低温環境下となる地域でも1年を通して安定した免震性能を発揮することができると考えられる。

このような観点から、著者らは鋼製リンク支承の特性を調べ免震装置としての種々の実験^{1)~7)}を通じた検討を行い、実験結果と装置の幾何学的形状と摩擦の効果を基に作成した設計方法を確立させている。これまでは、図-1に示す形状係数 C を0.6と比較的剛性を高くした形状での検討を行っており、実橋(長万部橋及び中天狗橋)でも採用されている。鋼製リンク支承を橋梁に適用する場合、橋端部では一般に下部工が剛となるため橋脚の変位と橋脚上の支承変位の和を吸収することとなり大きな変位に対応する必要がある。しかしながら、橋端部は死荷重が小さいため小規模の支承で十分であるという相反する状況にある。これを解消すべく支承の剛性と変位を調整するために形状係数 C を0.1とした形状についても更に検討を加え実験^{8),9)}により性能の安定を確認している。

本論文では、形状係数にバリエーションを持たせて $C=0.1$ とすることで橋端部での支承の対応を図った設計例を報告する。

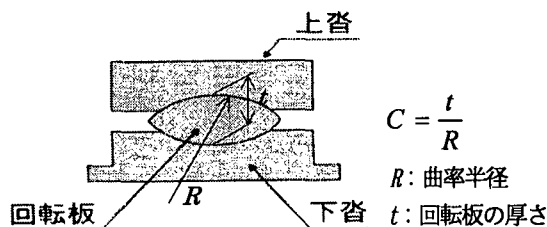


図-1 鋼製リンク支承の形状係数 C

2. 鋼製リンク支承の概要

(1) 鋼製リンク支承の機能

鋼製リンク支承は、図-2に示すように上部構造に取付く上沓、下部構造に取付く下沓、この2つの部品に挟まれる回転板とで主要部が構成されている。その機能としては次の2点を有する。

①上沓が水平変位を起こし、下沓との間に相対変位が生じると鉛直荷重が偏心載荷状態となることから復元力が発生し剛性を発生する。

②上沓及び下沓と回転板との接触面は PTFE(四フッ化エチレン樹脂)材とステンレス鋼(SUS304, SUS316 等)、ニッケルメッキ等の組合せによっており、水平力が働く回転板が接触面で滑り回転を起こし、摺動摩擦が地震エネルギーを吸収する。

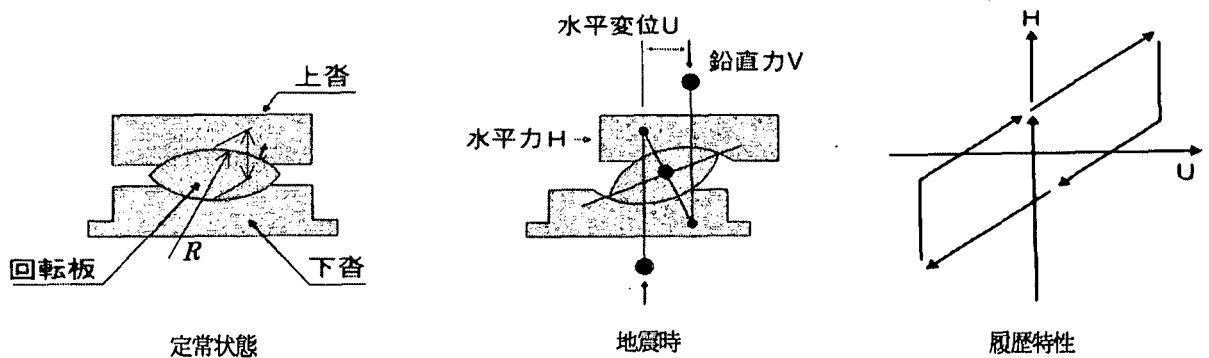


図-2 鋼製リンク支承の概要図

(2) 鋼製リンク支承の免震設計

a) 設計方法

鋼製リンク支承の免震設計は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編¹⁰ 第8章免震設計により設計を行う。免震設計に用いる水平震度は同編の8.3項による。

b) 復元力特性（等価線形モデル）

等価線形モデルを用いる場合の鋼製リンク支承の等価剛性及び等価減衰定数は、それぞれ式(1)及び(2)により算出する。

$$K_B = V \cdot \tan(\alpha_B + \rho) / U_B \quad (1)$$

$$H_B = A_B / (2\pi \cdot K_B \cdot U_B^2) \quad (2)$$

K_B : 図-3に示す鋼製リンク支承の等価剛性 (kN/m)

H_B : 鋼製リンク支承の等価減衰定数

V : 支承分担鉛直力 (kN)

R : 回転板曲率半径 (m)

C : 回転板形状係数 (回転板厚 $t = C \cdot R$)

μ : 回転板摺動面摩擦係数 ($= 0.1$)

ρ : 支承摩擦角

$$\sin \rho = 2\mu / \{(2-C)(1+\mu^2)^{1/2}\}$$

U_B : 支承の設計変位 (m) $U_B = R \cdot (2-C) \cdot \sin \theta_B$

(免震設計で有効設計変位を使用する時は、補正係数 0.7 を乗じて使用する。)

α_B : 上下沓が設計変位だけ相対移動した時の回転板の回転角

A_B : 履歴曲線ループ面積 (kN・m)

$$A_B = 2(2-C) \cdot R \cdot V \cdot \sin \rho \times \ln \{(\cos \rho + \sin \alpha_B) / (\cos \rho - \sin \alpha_B)\}$$

c) 復元力特性（非線形モデル）

バイリニアモデルを用いる場合の鋼製リンク支承の一次剛性 K_1 、二次剛性 K_2 及び降伏強度 Q_d はそれぞれ以下に示す方法により算出する。

$$K_1 = \infty \quad (3)$$

$$K_2 = V \cdot (1 + \tan^2 \rho) / \{(2-C) \cdot R\} \quad (4)$$

変位 U が 0 の時の傾きを使用

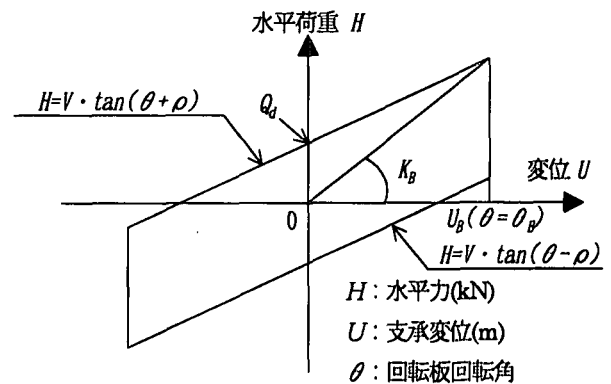


図-3 鋼製リンク支承の履歴特性

$$Q_d = V \cdot \tan \rho \quad (5)$$

二次剛性 K_2 の使用にあたって、変位毎の変化を考慮して計算できる場合は以下による。

$$K_2 = V \cdot \{1 + \tan^2(\alpha \pm \rho)\} / \{(2-C) \cdot R \cdot \cos \alpha\} \quad (6)$$

(3) 設計上の留意点

a) 形状・寸法の設定

鋼製リンク支承の形状・寸法の設定においては、橋梁の地震時挙動とそれ以上の外力による影響を検討し、適切な復元力特性が得られるように設定する。

b) 摺動部材料の選定

摺動部は、JIS G 4303 に規定するステンレス鋼 (SUS304, SUS316) あるいはニッケルメッキ等の材料と、JIS K 6886 に規定する PTFE (四フッ化エチレン樹脂) 板との組合せで構成することを標準とする。

c) 摺動部材料の物理定数と許容応力度

摺動面間の摩擦係数は、 $\mu = 0.1$ を標準とする。

摺動面の許容支圧応力度は、30 N/mm² とする。

d) 許容変位量

支承の許容変位量は、移動に伴い支圧面積が減少し、摺動面の支圧応力度が許容値 (地震時: 45 N/mm²、温度変化時: 34.5 N/mm²) に達する変位量とする。

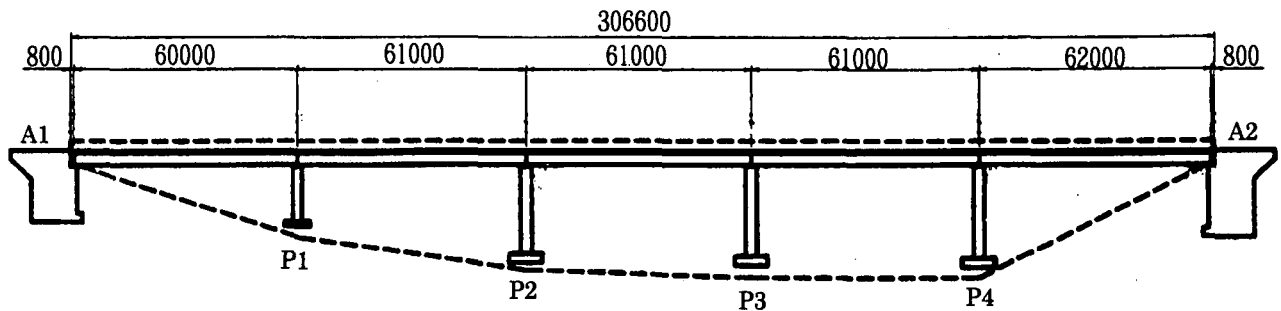


図-4 実橋（5径間連続桁橋）側面図

3. 実橋における支承設計例

(1)設計条件

図-4に実橋（5径間連続桁橋）の側面図、表-1に実橋における設計条件を示す。

(2)支承の設計

上記設計条件において、全ての支承の形状係数を $C=0.6$ と仮定したものと橋台部支承を $C=0.1$ 、橋脚部の支承を $C=0.3$ と仮定したものについて各々設計を行った。形状係数 C による影響を橋台部に着目して比較した結果を以下に示す。

a)橋台部支点反力

表-2に橋台部の支点反力を示す。

b)支承部回転板の寸法

表-3に鋼製リンク支承回転板の寸法形状を示す。ここで、回転板直径 d は全反力 (R_{max}) と PTFE と許容支圧応力度により決定され、回転板曲率 R は回転板直径 d と形状係数 C により決定される。

c)各橋脚の降伏荷重及び水平力分担荷重

表-4に各橋脚の降伏荷重と水平力分担荷重を形状係数 $C=0.1$ 及び 0.6 について示す。

これによると形状係数 C の両ケースともすべての橋脚において分担荷重は降伏荷重には至っていない。

d)免震設計における橋の固有周期

表-5に形状係数 C の両ケースについて免震設計での固有周期と免震支承を用いない場合の固有周期を示す。ここでは、c)項より分担荷重が降伏荷重に至っていない（弾性域にある）ため、橋脚の許容塑性率 (μ_m) を考慮した場合と考慮しない場合の比較を行った。

これによると $C=0.1$ 及び 0.6 の両ケースとも許容塑性率の考慮に関わらず固定の場合の2倍以上となっており、固有周期が増大されていることが分かる。

しかし、 $C=0.6$ の場合の固有周期は約 1.2sec であり、道示¹⁰⁾によると慣性力の低減は、保耐法タイプIにおいてI種地盤では 1.4sec 以上で期待できるということから、 $C=0.6$ の場合は長周期化による慣性力の低減は見込めないと考えられる。

表-1 設計条件

道路規格	第1種2級B規格
橋 長	306.6 m
支 間 長	$60.0\text{m} + 3 \times 61.0\text{m} + 62.0\text{m} = 306.6\text{m}$
有効幅員	10.5 m
活 荷 重	B活荷重
地盤種別	I種地盤
地域区分	B（補正係数 $C_z=0.85$ ）
上部工形式	5径間連続鋼箱桁橋
下部工形式	橋台：箱式、橋脚：小判型式
基礎工形式	直接基礎

表-2 橋台部支点反力

橋台及び桁		R_d (kN)	R_{lmax} (kN)	R_{lmin} (kN)	R_{max} (kN)	R_{min} (kN)
A1	G1	1844	1227	-135	3071	1709
	G2	1773	1206	-147	2979	1626
A2	G1	1909	1242	-130	3151	1779
	G2	1839	1229	-156	3068	1683

表-3 支承部回転板の寸法

形状係数 C	回転板直径 d (mm)	回転板曲率 R (mm)
0.1	410	920
0.6	410	370

表-4 各橋脚の降伏荷重及び水平力分担荷重

橋脚	降伏荷重 (kN)	分担荷重 (kN)	
		$C=0.1$	$C=0.6$
P1	6727.7	3824.7	4850.5
P2	5867.2	3150.0	3859.4
P3	7114.0	3256.2	4040.5
P4	7041.0	3749.6	4611.7

表-5 橋の固有周期（免震時：保耐法タイプI）

項 目	$C=0.1$		$C=0.6$	
	μ_m 考慮	μ_m 無視	μ_m 考慮	μ_m 無視
免震 A	1.67 sec	1.73 sec	1.19sec	1.22sec
固定 B	0.432sec			
A/B	3.86	4.00	2.75	2.82

e) 支承の変位

表-6 に形状係数 C の両ケースについて、支承の水平及び鉛直変位を示す。d) 項と同様に橋脚の許容塑性率を考慮した場合と考慮しない場合の比較を行った。

これによると $C=0.6$ の場合、許容塑性率を考慮すると $C=0.1$ と比較して変位が小さくなっている。しかしながら、橋脚が塑性域には達しないことから許容塑性率を考慮しない場合についてみると、 $C=0.1$ と比較して水平変位は若干小さいものの鉛直変位では約 50mm となり 2.5 倍となっている。また、 $C=0.6$ の場合回転板の曲率 R が小さいことから、同じ水平変位が生じた時に $C=0.1$ と比較して鉛直変位は増大する傾向にある。

これらのことより、定常時についても考慮した場合、 $C=0.1$ の支承が端部には適していることが考えられる。

4. 考察

鋼製リンク支承を橋梁端部に適用するにあたり、大きな変位を吸収しなくてはならないが、死荷重が小さく小規模な支承で十分であるという相反する状況を解消するために端部支承の形状係数 C を 0.6 から 0.1 にした場合の設計比較を行った。

その結果をまとめると以下のことが考えられる。

(1) 支承の寸法形状

$C=0.1$ とした場合、支承の平面寸法は変わらないが回転板の曲率 R が大きいので支承高さを低くできる。

(2) 橋の固有周期

a) 全支承固定にした場合との比較

道示¹⁰⁾による全支承固定にした場合との比較では形状係数の両ケースとも 2 倍以上の固有周期が得られた。

b) 許容塑性率考慮による比較

形状係数の両ケースとも許容塑性率の考慮の有無による大差が無いことが分かった。

c) 形状係数による比較

a) で示したように両ケースとも長周期が図られているが、本橋に関しては、 $C=0.6$ の場合約 1.2sec であり慣性力の低減が期待できないことが分かった。 $C=0.1$ の場合は約 1.7sec となり I 種地盤において 1.4sec 以上であることから十分慣性力の低減が期待できることが分かった。

(3) 支承変位

$C=0.1$ の場合、 $C=0.6$ の場合と比較して変位が大きくなるという結果であるが、橋脚が塑性域には達しないことから許容塑性率を考慮しない場合大差が無くなること、定常時についてみると鉛直変位が小さいため安定性が良くなることから $C=0.1$ の形状が有利であることが考えられる。

表-6 支承の変位 (保耐法タイプ I、II のうち最大値)

項 目	$C=0.1$		$C=0.6$	
	μm 考慮	μm 無視	μm 考慮	μm 無視
水平変位	241.0mm	267.9mm	117.6mm	221.6mm
鉛直変位	16.7mm	20.7mm	13.5mm	49.8mm

5. おわりに

今回の検討により橋梁の端部に用いられる鋼製リンク支承は形状係数 $C=0.1$ のものが有効であることが実証できた。今後は、橋梁形式や建設位置の地盤等の条件により、更にバリエーションを持たせて対応を図っていきたいと考える。

参考文献

- 1) 別所俊彦, 小山田欣裕, 佐藤昌志, 谷本俊充: 幾何学特性を利用した免震装置の開発, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集 第 1 部(B), pp. 114~115, 1996. 9.
- 2) 小山田欣裕, 佐藤昌志, 谷本俊充, 別所俊彦: 幾何学特性を利用した免震装置の開発, 土木学会耐震工学委員会第 1 回免震・制震コロキウム講演論文集, pp. 269~274, 1996. 11.
- 3) 別所俊彦, 小山田欣裕, 中井健司, 佐藤昌志: 鋼製免震支承の動的特性と慣性力低減に関する基礎実験, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集 第 1 部(B), pp. 690~691, 1997. 9.
- 4) 別所俊彦, 熱海明彦, 山口登美男, 佐藤昌志: 実規模 2 径間連続橋を用いたリンク式免震支承の慣性力低減効果に関する一実験, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集 第 1 部(B), pp. 690~691, 1998. 10.
- 5) 林亜紀夫, 三田村浩, 別所俊彦, 佐藤昌志: ランダム波形入力時の鋼製免震支承の動的特性, 土木学会北海道支部論文報告集 第 55 号(A), pp. 270~275, 1999. 2.
- 6) 日榮民雄, 池田憲二, 今野久志, 佐藤和則: 鋼製免震支承の大変位時動的特性に関する実験, 土木学会北海道支部論文報告集 第 56 号(A), pp. 108~111, 2000. 2.
- 7) 林亜紀夫, 三田村浩, 別所俊彦, 新山惇: 鋼製免震支承の終局限界状態変位に関する実験, 土木学会北海道支部論文報告集 第 56 号(A), pp. 112~115, 2000. 2.
- 8) 三田村浩, 池田憲二, 林亜紀夫, 日榮民雄, 小杉貴之: PTFE と鋼の摩擦を利用する免震装置の動的特性, 土木学会北海道支部論文報告集 第 57 号(A), 2001. 2.
- 9) 三田村浩, 池田憲二, 林亜紀夫, 日榮民雄, 別所俊彦: PTFE と鋼の摩擦を利用する免震装置の限界変位, 土木学会北海道支部論文報告集 第 57 号(A), 2001. 2.
- 10) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 日本道路協会, 1996. 12.