

斜角および曲線を有する単弦ローゼ橋の 耐震性能照査について

旭川開発建設部 旭川道路事務所 計画課 ○後藤 宏行
旭川開発建設部 旭川道路事務所 計画課 山口 忠男
旭川開発建設部 道路整備保全課 渡邊 一悟

一般国道 12 号北旭川大橋は、一級河川石狩川に架かる橋長 345m の長大橋梁である。主径間の橋梁形式が斜角および曲線を有する広幅員の単弦ローゼ橋であることから、大規模地震時に、1) 支承に大きな水平力や上揚力が作用して損傷し落橋につながる事、2) 橋軸直角方向地震力によりアーチリブが損傷すること、などが懸念された。そこで、上部構造－橋脚－基礎系で構成された三次元立体モデルによる非線形動的解析を実施し、単弦ローゼ橋の現有耐震性能について検証した。

キーワード：耐震、単弦ローゼ橋、三次元立体モデル

1. はじめに

一般国道 12 号北旭川大橋は旭川市において一級河川石狩川に架かる橋長 345m の長大橋梁であり、平成 3 年 11 月に竣工している。橋梁形式は、両側径間が 3 径間連続曲線鉸桁橋、主径間が単弦ローゼ橋である。下路式アーチ橋の形式の一つであるローゼ橋は、アーチリブと補剛桁が何れも曲げモーメントと軸力に抵抗する構造である。単弦ローゼ橋は一般に左右 2 本あるアーチリブを中央 1 本にした形式であり、路面上に現れるアーチリブが 1 本のため周辺の景観を損なう恐れが少ない。また、走行者の視界には中央分離帯に配置された 1 本のアーチリブと少数の垂直材しか入らないため不快感を与え難い。国内で最初に単弦ローゼ橋が採用されたのは大阪府の堺泉北港に架かる橋長 173m の泉大津大橋であり、昭和 51 年 7 月に竣工している¹⁾。道内においては、北旭川大橋の採用が最初である。

一般に、アーチ橋の耐震性能照査は、下路式アーチ橋

と上・中路式アーチ橋では大きく異なる。下路式アーチ橋は 1 次の振動モードが卓越する単純な構造系、地震時の挙動が複雑ではない橋であるため、静的照査法が適用される。一方、上・中路式アーチ橋は 1 次の振動モードだけでは地震時の挙動を正しく評価できない、挙動が複雑な橋であるため、動的照査法による耐震性能の照査が必要とされている^{2,3)}。

しかしながら、地震時の挙動が複雑ではないとされる下路式アーチ橋についても被災事例が報告されている。1995 年兵庫県南部地震では、橋長 217.6m のローゼ橋である六甲アイランド橋において、支承の損傷、上横構の座屈が生じた^{4)~6)}。また、橋長 252m のニールセンローゼ橋である西宮港大橋においては、ハンガーケーブルの損傷が見られた⁴⁾⁷⁾。2007 年新潟県中越沖地震では、橋長 121.4m のランガー橋である胞姫橋において、支承の損傷、上横構の座屈(写真-1)、橋門構隅角部の局部座屈(写真-2)が発生した⁸⁾。

過去の被災事例からも明らかなように、下路式アーチ



写真-1 上横構の座屈



写真-2 橋門構隅角部の局部座屈

橋であっても長支間の場合には、上部構造部材や支承の耐震性能照査が必要と推察される。また、アーチリブが中央1本の単弦ローゼ橋は、アーチリブが左右2本ある通常のアーチ橋よりも地震時の挙動が複雑になることが予想される。例えば、平成21年3月に供用を開始した橋長73mの単弦ローゼ橋であるさいたま新都心大橋の設計も、動的解析による耐震性能照査が行われている⁹⁾。また、北旭川大橋のように斜角および曲線を有する場合には、支承に上揚力が発生することも懸念される。

以上を踏まえて、北旭川大橋の単弦ローゼ橋について、橋梁全体系の三次元立体モデルによる非線形動的解析を実施し、アーチリブや支承を含めた現有耐震性能を動的に検証することとした。

2. 対象橋梁概要

図-1に一般国道12号北旭川大橋の橋梁側面図を示す。北旭川大橋は一級河川石狩川に架かる橋長345mの長大橋である。橋梁形式は起点側より、3径間連続曲線鋼桁橋、単弦ローゼ橋、3径間連続曲線鋼桁橋である。橋台形式は逆T式、橋脚形式は壁式、基礎形式は場所打ち杭である。地盤種別はII種、液状化のある層はない。適用基準は昭和55年道路橋示方書であり震度法により設計されている。設計水平震度は上部構造：0.18、下部構造：0.14である。解析対象は主径間であるP3およびP4橋脚に支持された単弦ローゼ橋である。

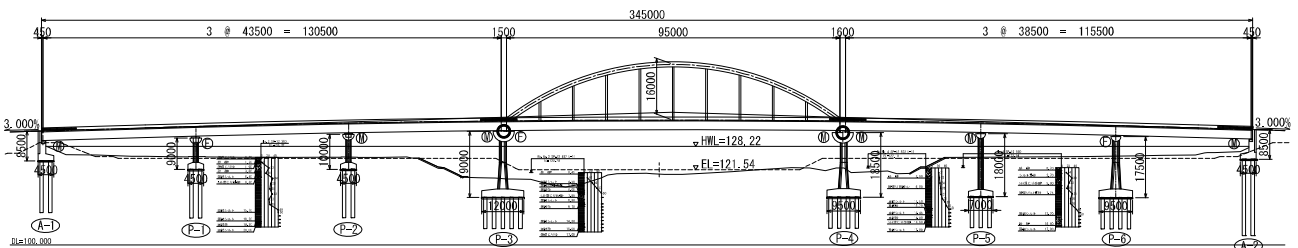


図-1 橋梁側面図

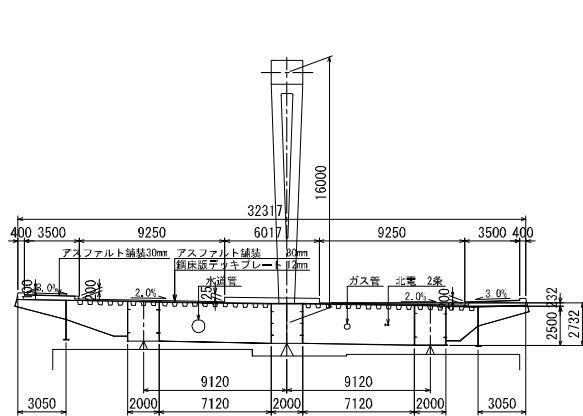


図-2 主径間上部構造断面図

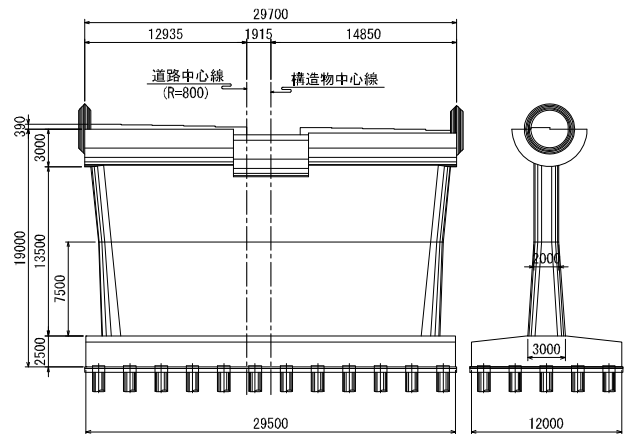
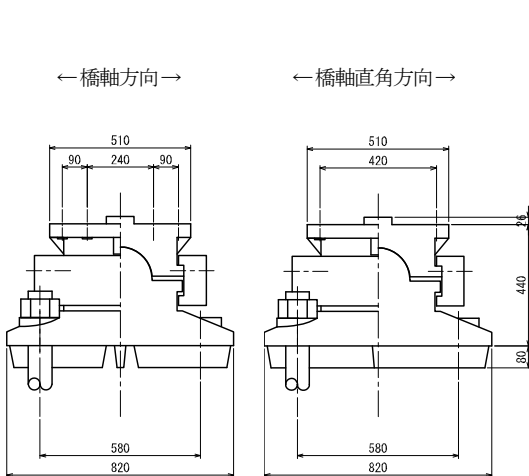
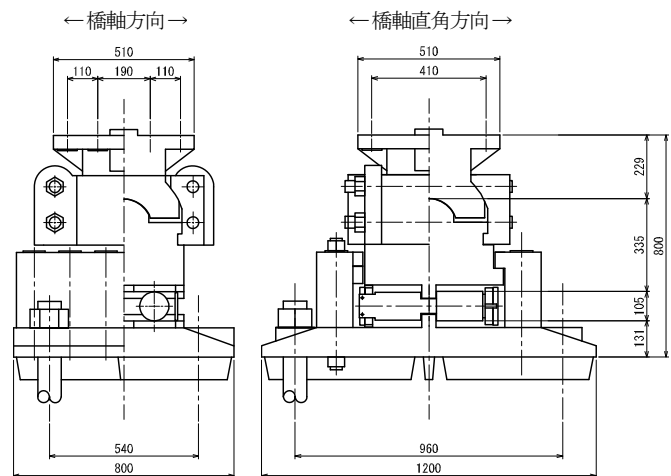


図-3 P3橋脚構造図



(a) ピボット支承：P3橋脚



(b) ピボット・ローラー支承：P4橋脚

図-4 支承構造図

a) 上部構造

図-2に主径間の上部構造断面図を示す。主径間の橋梁形式は、支間長 95m、アーチライズ 16m の単弦ローゼ橋である。主桁形式は鋼床版 3 主箱桁、総幅員 32.3m である。平面線形は曲率半径 800m の曲線であり、斜角は $77^{\circ} 54' 45''$ である。

b) 橋脚・基礎構造

図-3に P3 橋脚の構造図を示す。橋脚形式は断面変化を有する RC 壁式である。また、P4 橋脚には、断面変化に加えて主鉄筋の段落しがある。基礎形式は $\phi 1000$ の場所打ち杭基礎、杭の種類は支持杭である。

c) 支承構造

図-4に支承構造図を示す。ここでは、上揚力の生じる恐れのある外桁 (G1、G3) の支承を示している。橋軸方向の支持条件が固定の P3 橋脚にはピボット支承、可動の P4 橋脚にはピボット・ローラー支承が使用されている。一般にピボット・ローラー支承は支承高さがあり構造も複雑なため、地震時に弱点となりやすい。

の曲げモーメントと曲率の関係 (M- ϕ 関係) でモデル化する。履歴特性は武田モデルを適用する。橋脚断面の辺長比が 1:3 を大きく超える壁式であることから、2 軸相関は考慮していない。1 要素の長さは、橋軸方向の塑性ヒンジ長を指標に設定した¹⁰⁾。

c) 支承

支承は線形ばね要素とし、支承可動方向とその直交方向および鉛直方向の 3 方向に対してモデル化する。固定支持方向には、ばねに十分大きな剛性を与えた。

d) 基礎

基礎は線形ばね要素とし、橋脚の土圧作用方向とその直交方向、鉛直方向、土圧作用方向とその直交方向の軸回りの回転に対してモデル化する²⁾。

e) 質量

質量は集中質量とし、3 方向の質量をモデル化する。左右側径間の上部構造は質量のみを考慮する。ただし、側径間の支持条件が可動であることから、支承可動方向に対して質量を考慮せず、支承可動方向の直交方向と鉛直方向の 2 方向に考慮した。

3. 解析モデルと解析条件

(1) 解析モデル

図-5に単弦ローゼ橋の三次元立体モデルを示す。橋梁全体系を上部構造-橋脚-基礎系の三次元立体モデルでモデル化し、非線形動的解析により評価する。解析には、3次元非線形動的解析プログラム DYNA2E を使用した。

以下に、モデル化の詳細について説明する。

a) 上部構造

アーチリブ、吊材および補剛桁は線形梁要素でモデル化する。鋼床版はせん断変形の等価な梁要素に置換してモデル化する。節点および梁要素の剛性は設計時の格子モデルを踏襲している。

b) 橋脚

橋脚は非線形梁要素とし、非線形特性はトリリニア型

(2) 材料物性値

材料物性値は設計値を使用する。ただし、鉄筋の引張降伏強度は JIS 規格の下限値の 1.2 倍に設定した¹⁰⁾。

(3) 入力地震動

入力地震動は、道路橋示方書のレベル 2 地震動の II 種地盤波とする²⁾。入力方向は、上部構造形式、支持条件および橋脚形式を考慮し、アーチリブの面内方向である支承可動方向 (= 橋軸方向) とその直交方向 (= 橋軸直角方向)、橋脚の土圧作用方向とその直交方向とした。

(4) 動的解析法

動的解析は直接積分法による非線形時刻歴応答解析とする。数値積分は Newmark β 法 ($\beta = 1/4$) とし、積分時間間隔 $\Delta t = 0.001 \text{sec}$ に設定した。

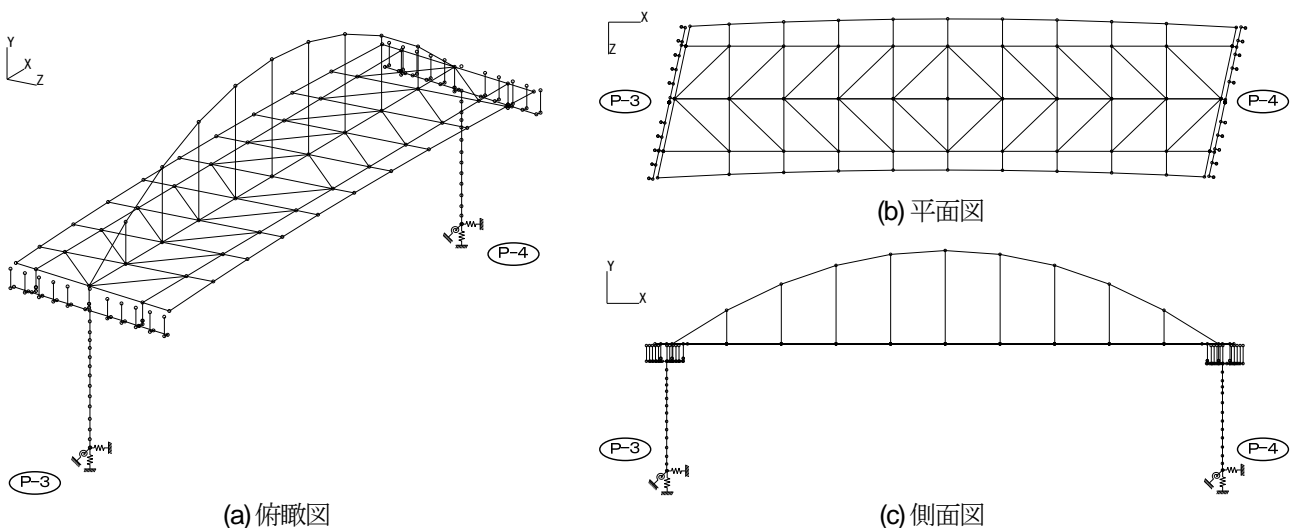


図-5 三次元立体モデル

(5) 粘性減衰

粘性減衰には Rayleigh 減衰を適用し、ひずみエネルギー比例減衰法により求めたモード減衰定数を指標として設定する。なお、斜角および曲線を有する単弦ローゼ橋は複雑な挙動を示すことが想定されることから、一般に行われるような応答を橋軸方向と橋軸直角方向の2方向に分離して考えることは困難である。したがって、橋梁全体系として振動モードを評価し、2方向に対して共通の Rayleigh 減衰を設定した。詳細については後述する。

4. 解析結果

(1) 固有値解析

固有値解析により斜角および曲線を有する単弦ローゼ橋の振動特性を確認する。また、固有値解析結果をもとに、動的解析に用いる Rayleigh 減衰を設定する。

a) 固有振動特性

表-1に固有値解析結果のうち低次の13次までを示す。表から明らかなように、主桁、アーチリブ、橋脚の支配的なモードがそれぞれ存在し、複雑な特性を示している。刺激係数(=有効質量比)に着目すれば、橋軸方向に対して支配的なモードは固有振動数1.325Hzの3次モード、橋軸直角方向は固有振動数5.278Hzの13次モードである。

b) Rayleigh 減衰の設定

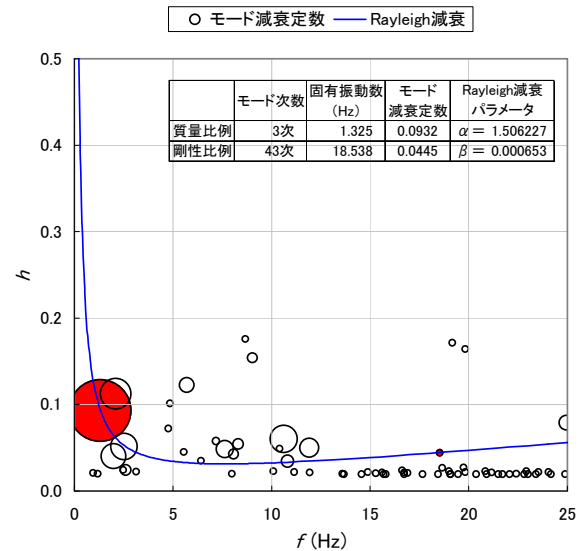
図-6に固有振動数とモード減衰定数の関係を Rayleigh 減衰曲線と併せて示す。図中のプロットは有効質量比に応じてプロットサイズを大きくして表示している。なお、図を橋軸方向と橋軸直角方向に分けているが、それぞれの方向に対する有効質量比の違いを明らかとするための処置であり、プロットサイズ以外は同一である。

Rayleigh 減衰は、質量マトリクス M と剛性マトリクス K に比例した形である次式で表される。

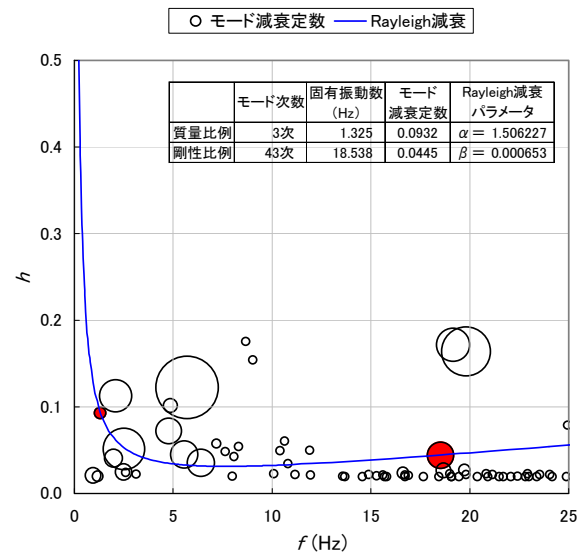
$$C = \alpha M + \beta K \quad (式1)$$

一般に、剛性比例減衰(= βK)を過度に与えると高次モードに対して過減衰となり、地震時の応答を過小評価する恐れのあることが指摘されている。固有値解析結果からも明らかなように、単弦ローゼ橋は高い振動数帯にも有効質量比の大きなモードが存在することから、Rayleigh 減衰の設定には十分注意しなければならない。以下に、比例係数 α 、 β の設定の流れを説明する。

まず、地震時応答に対して寄与率(=刺激係数、有効質量比)の大きな低次モードを通るように質量比例減衰(= αK)を設定する。ここでは、橋軸方向に対して寄与率の大きな3次モード($f=1.325\text{Hz}$)を指標として質量比例係数 α (=1.506227)を決定した。次に、Rayleigh 減衰曲線が寄与率の大きなモードを包括するように剛性比例減衰(= βK)を設定する。ここでは、便宜的に43次モード($f=18.538\text{Hz}$)を指標として剛性比例係数 β



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-6 固有振動数-モード減衰定数関係と Rayleigh 減衰の設定

(=0.000653)を決定した。図に着色して示すプロットが比例係数 α 、 β の決定に使用した3次と43次である。

(2) 非線形動的解析

動的解析に先立ち、自重解析を実施して初期断面力を算出する。自重解析は、鉛直方向に対して重力加速度 g (=9.80665m/sec²)を作用させる方法を取った。次に、自重解析により得られた断面力を解析モデルに対し初期断面力として考慮のうえ、非線形動的解析を実施した。

以下に、非線形動的解析の結果を部材ごとに検証する。

a) アーチリブ

図-7にアーチリブの基部に作用する面外方向最大応答曲げモーメントを降伏曲げモーメント M_y と軸力 N との

表-1 固有値解析結果一覧

モード 次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数		有効質量比	固有振動モード		モード 減衰定数
1次	0.972	1.029	橋軸 (X)	3.686	0.11%			0.021
			橋軸直角(Z)	15.413	1.73%			
			鉛直 (Y)	-0.407	0.00%			
								アーチリブ面外対称1次
2次	1.197	0.835	橋軸 (X)	-0.574	0.00%			0.020
			橋軸直角(Z)	-10.696	0.83%			
			鉛直 (Y)	-0.500	0.00%			
								主桁ねじれ対称1次
3次	1.325	0.755	橋軸 (X)	66.998	35.26%			0.093
			橋軸直角(Z)	11.374	0.94%			
			鉛直 (Y)	-7.553	0.42%			
								P3橋脚橋軸1次
4次	2.007	0.498	橋軸 (X)	27.096	5.77%			0.041
			橋軸直角(Z)	17.474	2.23%			
			鉛直 (Y)	42.276	13.03%			
								主桁鉛直曲げ対称1次
5次	2.121	0.471	橋軸 (X)	33.684	8.91%			0.113
			橋軸直角(Z)	30.386	6.73%			
			鉛直 (Y)	-17.996	2.36%			
								P4橋脚橋軸1次
6次	2.508	0.399	橋軸 (X)	7.578	0.45%			0.025
			橋軸直角(Z)	-16.035	1.87%			
			鉛直 (Y)	-0.578	0.00%			
								アーチリブ面外逆対称1次
7次	2.537	0.394	橋軸 (X)	29.388	6.78%			0.052
			橋軸直角(Z)	-39.448	11.35%			
			鉛直 (Y)	1.210	0.01%			
								主桁水平対称1次
8次	2.623	0.381	橋軸 (X)	12.224	1.17%			0.025
			橋軸直角(Z)	4.007	0.12%			
			鉛直 (Y)	0.078	0.00%			
								主桁鉛直曲げ逆対称1次
9次	3.148	0.318	橋軸 (X)	0.271	0.00%			0.023
			橋軸直角(Z)	-6.111	0.27%			
			鉛直 (Y)	-0.454	0.00%			
								主桁ねじれ逆対称1次
10次	4.792	0.209	橋軸 (X)	2.311	0.04%			0.072
			橋軸直角(Z)	-24.225	4.28%			
			鉛直 (Y)	0.391	0.00%			
								アーチリブ面外対称2次
11次	4.881	0.205	橋軸 (X)	-1.804	0.03%			0.102
			橋軸直角(Z)	-13.702	1.37%			
			鉛直 (Y)	0.069	0.00%			
								アーチリブ面外対称2次
12次	5.575	0.179	橋軸 (X)	1.088	0.01%			0.045
			橋軸直角(Z)	25.734	4.83%			
			鉛直 (Y)	18.437	2.48%			
								主桁鉛直曲げ対称2次
13次	5.728	0.175	橋軸 (X)	16.583	2.16%			0.123
			橋軸直角(Z)	-58.320	24.80%			
			鉛直 (Y)	9.144	0.61%			
								橋脚橋軸直角1次

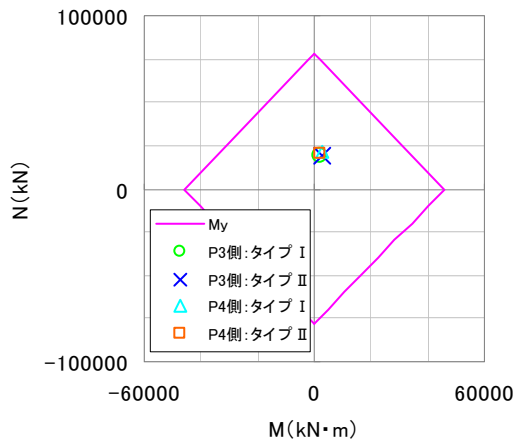


図-7 アーチリブ 最大応答曲げモーメント

表-2 支承 最大作用力

橋脚	支承	保有耐力 (kN)	タイプ II-1 (kN)	タイプ II-2 (kN)	タイプ II-3 (kN)	
P3 (固定)	G1	橋軸 (X)	1771	3376 (1.9)	3224 (1.8)	3204 (1.8)
		橋軸直角 (Z)	1771	3118 (1.8)	3182 (1.8)	3256 (1.8)
		鉛直 (Y)	-3365	-1535 (0.5)	-1620 (0.5)	-1650 (0.5)
	G2	橋軸 (X)	4102	5262 (1.3)	5044 (1.2)	4555 (1.1)
		橋軸直角 (Z)	4102	8373 (2.0)	7344 (1.8)	7440 (1.8)
		鉛直 (Y)	-1727	9657 (0.0)	10075 (0.0)	10012 (0.0)
G3	橋軸 (X)	1771	4744 (2.7)	6172 (3.5)	5029 (2.8)	
	橋軸直角 (Z)	1771	3086 (1.7)	2523 (1.4)	3196 (1.8)	
	鉛直 (Y)	-3365	-1435 (0.4)	-1152 (0.3)	-1454 (0.4)	
P4 (可動)	G1	橋軸直角 (Z)	765	1892 (2.5)	1771 (2.3)	1674 (2.2)
		鉛直 (Y)	-3240	-511 (0.2)	-850 (0.3)	-514 (0.2)
	G2	橋軸直角 (Z)	2313	7355 (3.2)	7025 (3.0)	6718 (2.9)
		鉛直 (Y)	-1524	8923 (0.0)	8286 (0.0)	9397 (0.0)
	G3	橋軸直角 (Z)	765	3616 (4.7)	3834 (5.0)	4045 (5.3)
		鉛直 (Y)	-3240	-1725 (0.5)	-2365 (0.7)	-2191 (0.7)

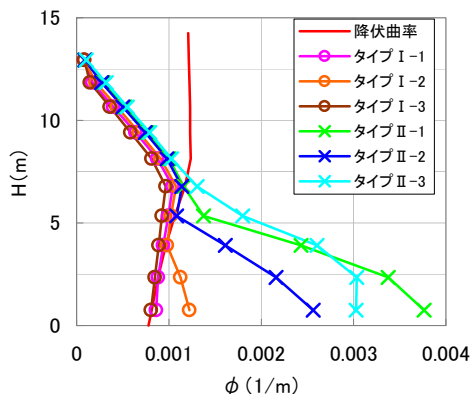


図-8 P3 橋脚 最大応答曲率

関係と併せて示す。ここでは、地震動を橋軸直角方向に対して入力した結果のうち、タイプ I とタイプ II のそれぞれ最大応答値を抽出して示している。アーチリブには降伏曲げモーメントを大きく下回る曲げモーメントしか生じないことがわかる。これはアーチリブの自重が軽く大きな地震時慣性力が生じないこと、ローゼ橋はアーチリブの曲げ剛性が高いことによるものと考えられる。

b) 支承

表-2に支承部の最大作用力を保有耐力と併せて示す。ここでは、タイプ II 地震動を橋軸直角方向に対して入力した結果を示している。表中の () 内の数値は作用力と

保有耐力の比を表している。支承はすべて水平耐力が不足していることがわかる。また、外桁を支持する支承 (G1、G3) には大きな上揚力が作用している。

c) 橋脚

図-8に P3 橋脚の最大応答曲率を降伏局率と併せて示す。ここでは、地震動を橋脚の土圧作用方向に対して入力した結果を示している。タイプ II 地震動の場合、降伏領域が塑性ヒンジ部から断面変化位置 (H=7.5m) まで及んでいる。したがって、橋脚基部から断面変化位置まで曲げ耐力が不足していることがわかる。

5. まとめ

本検討では、斜角および曲線を有する単弦ローゼ橋を対象として三次元立体モデルによる非線形動的解析を実施し、現有耐震性能の検証を行った。その結果、アーチリブには損傷の恐れのないこと、支承の耐力が大きく不足していること、支承に上揚力が生じること、橋脚は基部から断面変化位置まで曲げ耐力が不足していることが明らかとなった。

この耐震性能照査結果を受けて、現在、北旭川大橋の耐震補強詳細設計が進められている。

参考文献

- 1) 川畑博信, 坂田敦彦: 泉北連絡橋の計画と設計, 橋梁と基礎, Vol.10, No.7, p.7-14, 1976.7
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3
- 3) 日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9
- 4) 光川直宏, 鈴木直人, 金治英貞, 林訓裕: 長大アーチ橋の合理的なフェイルセーフシステムに関する検討, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, p.21-24, 2006.2
- 5) 北田俊行, 迫田治行, 田中克弘, 加賀山泰一: 兵庫県南部地震による長大ローゼ・アーチ橋上横繫ぎ材の座屈損傷要因, 構造工学論文集, Vol.46A-2, p.841-850, 2000.3
- 6) 頭井洋, 北田俊行, 中井博, 加賀山泰一: 兵庫県南部地震による鋼ローゼ橋の被害原因の動的応答解析による検討, 鋼構造論文集, Vol.5, No.18, p.1-10, 1998.6
- 7) 迫田治行, 頭井洋, 加賀山泰一, 上平悟, 北田俊行, 中井博: 兵庫県南部地震によるニールセン・ローゼ橋のハンガーの弛み・抜けの原因に関する研究, 鋼構造論文集, Vol.7, No.25, p.31-42, 2000.3
- 8) 北海道道路管理技術センター: 平成 19 年 (2007 年) 新潟県中越沖地震現地調査報告写真集, p.98-104, 2007.10
- 9) さいたま新都心大橋 (単弦ローゼ橋) の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.43, No.2, p.14-19, 2009.2
- 10) 国土交通省北海道開発局: 既設橋梁の耐震補強マニュアル (案), 2009.6