

ベローズ型伸縮管の履歴復元力特性実験と 水管橋における免震効果に関する研究

竹内 貴司¹・大塚 久哲²・山内 邦博³・栗木 茂幸⁴・水田 洋司⁵

¹正会員 工修 新日本製鐵(株) (〒100-8071 東京都千代田区大手町二丁目6番3号)

²フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

³学生会員 九州大学大学院 工学府(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

⁴学生会員 工修 九州大学大学院 工学府(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

⁵正会員 工博 九州産業大学教授 土木工学科(〒813-0004 福岡市東区松香台2-3-1)

本研究では、ベローズ型伸縮管の大変形時における挙動を明らかにするために交番載荷実験を実施し、その荷重-変位特性ならびに履歴復元力特性を明らかにした。さらに、実験より得たベローズ型伸縮管の履歴復元力特性を用い、ベローズ型伸縮管を利用した水管橋の免震化の可能性及びその有効性について地震応答解析により検証した。その結果、ベローズ型伸縮管は地震時に生ずる大変形に追従可能であり、その履歴減衰能力は地震応答の低減に効果的に作用することを確認した。

Key Words : Bellows Type Expansion Joint, Aqueduct, Seismic Isolation

1. 研究の背景および目的

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は淡路島北端を震源とするマグニチュード7.3の直下型地震であり、その大きな地震力は各種構造物に大きな被害をもたらした。震災の復旧作業や人命救助において欠かせない存在である道路橋などのライフラインにも多くの被害報告がなされており、それらの崩壊および機能回復の遅れが2次的、3次的な災害を引き起こしたことは想像に難くない。そうした都市機能を形成するライフラインの一端を担う重要な施設の1つに水管橋がある。水管橋は水道管が河川等を横断するための橋梁であり、道路橋と同様に架設条件、荷重条件等により種々の形式があるが、独立水管橋(水道専用橋)とそうでないものに大別される。先の震災では水管橋も例にもれず多くの被害報告がなされている¹⁾。

筆者らは水管橋の地震時動的挙動の検討^{2),3)}を通じて、水管橋に大きな応答加速度が発生すること、大きな支承部反力が発生すること、現在、主として用いられているクローザ型伸縮管は温度変化による伸縮量の吸収を目的として設置されているため、地震時の大きな変位によって脱管し、通水機能を確保することが困難な場合があること等の知見が得られている。

そこで本研究では、兵庫県南部地震において大

きな変位にも耐え得ることができたベローズ型伸縮管に着目し、水管橋のエネルギー吸収機構の一部に組込むことを目的として、その大変形時の挙動および履歴復元力特性を把握する実験を行った。さらに、実験結果を踏まえて、水管橋の地震時動的解析を行い、その有効性を確認した。

2. ベローズ型伸縮管

(1) ベローズ型伸縮管の特長

ベローズ型伸縮管(以下、ベローズ)は、管軸方向と管軸直角方向の変位を吸収することができる蛇腹状の伸縮管である(図-1参照)。ベローズは本来、水管橋等の架空配管の温度伸縮を吸収する目的で設置されるが、水管橋に設置する伸縮管は地震に起因する大変形をも許容できる構造でなければならない⁴⁾。ベローズ部はステンレス製(SUS304)で、その円周方向に継ぎ目の無い波形の管は端管に比べて非常に薄く、柔らかい構造となっている。またベローズ部は成形(液圧成形、ロール成形)加工によって発生した内部応力を除去するために使用材料に適した熱処理、酸洗処理が行なわれている。本実験に用いたベローズはすべて液圧成形加工によるものであり、ベローズ部の肉厚は山の

部分でもっとも薄く、谷部では元の素管の厚さにほぼ等しくなっている⁵⁾。

(2) ベローズに関する既往の研究

ベローズの設計式に関する既往の研究には様々なものがあるが、広く設計に用いられている M. W. Kellogg 社の設計式⁶⁾について以下に示す。

ここで、 F_{BX} と F_{BY} はそれぞれベローズが管軸方

$$F_{BX} = f_B e_X \quad (1) \quad E: \text{ヤング係数}(193\text{kN/mm}^2)$$
$$\lambda: \text{層数(今回は全て1)}$$

$$F_{BY} = \frac{f_B D_m e_Y}{2L} \quad (2) \quad L: \text{ベローズ長(mm)} (= B n)$$
$$D_m: \text{平均径(mm)}$$

$$e_X = \frac{X}{n} \quad (3) \quad D_b: \text{内径(mm)}$$
$$n: \text{山数}$$

$$e_Y = \frac{3D_m Y}{B n} \quad (4) \quad t: \text{肉厚(mm)}$$
$$B: \text{ピッチ(mm)}$$

$$f_B = \frac{4ED_m t^3 \lambda}{3b^{0.5} H^{2.5} 2n} \quad (5) \quad b: \text{ピッチの1/2(mm)}$$
$$H: \text{山高(mm)}$$

向変位、管軸直角方向変位を吸収した時に生じる反力、 e_X と e_Y はそれぞれベローズ全体が管軸方向にXだけ変位したとき、管軸直角方向にYだけ変位したときのベローズの単位山あたりの等価伸縮量、 f_B はベローズの単位山を1mm伸縮するのに要する力である。この式からベローズの管軸方向、管軸直角方向の初期剛性を求める事ができる。

3. ベローズの交番載荷実験

(1) 供試体諸元

交番載荷実験用供試体の諸元(公称値)を表-1に示す。各供試体名の最初の数字は口径を表し、次に山数を表している。さらに300A_6cについてある特定のパラメータ(ベローズ部の肉厚、ピッチ、山の高さ)だけを変化させたものについては、その変化させたパラメータの記号を供試体名の最後に付け加えて示してある。なお、口径は呼び径、その他の数値については公称値である。肉厚については、製法上から山部と谷部で±0.1mm程度の差がある。

(2) 実験方向

管軸方向、管軸直角方向ともに変位制御での交番載荷実験とし、管軸直角方向については純せん断で実験を行なった。供試体は管軸方向、管軸直角方向ともに8体ずつ、全16体であり、実験装置(ジャッキ)の限界もしくは供試体到大破壊が生じた時点で実験終了とした。

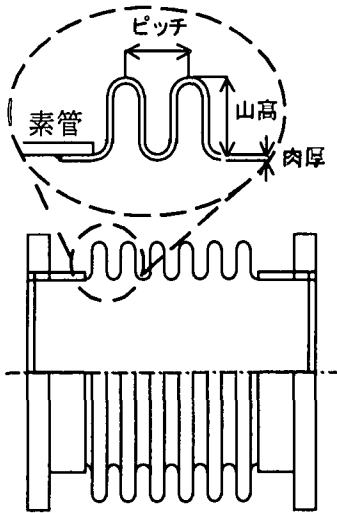


図-1 ベローズ型伸縮管の断面図(6山)

表-1 交番載荷実験用供試体諸元

供試体	口径 Db(mm)	平均径 Dm(mm)	山数 n	肉厚 t(mm)	ピッチ B(mm)	山高 H(mm)	ベローズ長 L(mm)
300A_3c	300	347.0	3	2.0	40	45	120
300A_6c	300	347.0	6	2.0	40	45	240
300A_9c	300	347.0	9	2.0	40	45	360
300A_6c.t	300	346.5	6	1.5	40	45	240
300A_6c.B	300	347.0	6	2.0	50	45	300
300A_6c.H	300	342.0	6	2.0	40	40	240
450A_6c	450	518.0	6	3.0	60	65	360
600A_6c	600	668.0	6	3.0	60	65	360

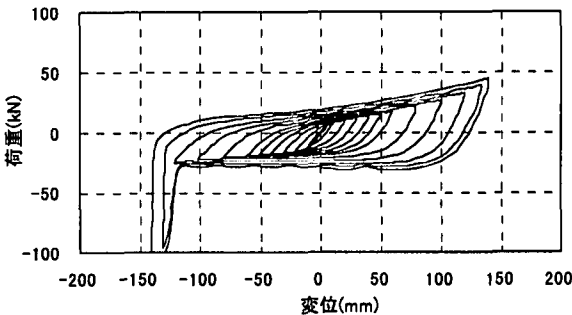


図-2 管軸方向300A_6c荷重-変位関係

4. 実験結果

(1) 管軸方向

管軸方向交番載荷実験によって得られた荷重-変位関係(履歴特性曲線)の例として300A_6cの結果を図-2に示す。図中の荷重および変位は全て引張側を正としている。履歴曲線の形は引張り側と圧縮側とで非対称形であり、引張側の降伏変位および降伏荷重は圧縮側に比べて小さい。また、300A_9cと450A_6c、600A_6cを除く5体の供試体については、圧縮側変位が大きくなると荷重が急激に増加する現象が見られた。この現象は、隣接するベローズの山(谷)同士が接触するためであり、いずれの場合も変位がベローズの長さの半分程度のときに発生しており、上記3体

表-2 管軸方向交番载荷実験結果

供試体	引張側 降伏変位 (mm)	圧縮側 降伏変位 (mm)	引張側 降伏荷重 (tf)	圧縮側 降伏荷重 (tf)	初期剛性 (kN/mm)	引張側 剛性 低下率	圧縮側 剛性 低下率	Kellogg式 初期剛性 (kN/mm)	ペローズ山部 断面積 (mm ²)
300A_3c	1.74	-5.97	8.72	-14.41	2.57	0.201	0.088	2.27	2456.7
300A_6c	5.95	-11.19	6.76	-14.41	1.23	0.185	0.084	1.14	2456.7
300A_9c	8.93	-18.08	6.37	-14.01	0.76	0.180	0.087	0.76	2456.7
300A_6c.t	8.80	-16.30	5.88	-10.98	0.67	0.246	0.043	0.50	1844.9
300A_6c.B	9.19	-17.98	9.41	-18.33	1.02	0.210	0.072	1.02	2456.7
300A_6c.H	5.32	-10.75	8.82	-17.84	1.66	0.121	0.093	1.50	2393.9
450A_6c	9.71	-21.46	19.40	-39.69	1.89	0.198	0.057	1.77	5353.3
600A_6c	9.72	-18.76	23.32	-44.98	2.40	0.153	0.070	2.29	6776.4

の供試体についても、本実験の最大変位を超える変位をあたえれば同じ現象が生じるものと思われる。

表-2に管軸方向交番载荷実験結果の一覧を示す。初期剛性はKellogg式で求めた値とほぼ一致し、降伏応力はペローズ山部の断面積にほぼ比例している。

(2) 管軸直角方向

管軸直角方向交番载荷実験によって得られた荷重-変位関係(履歴特性曲線)の例として、300A_3cの結果を図-3に示す。実験は純せん断で行ない、管軸直角方向への変位は管軸の中立軸からのずれを示しているので特性曲線はほぼ対称な形になっている。300A_3cの場合、変位が引張側のおよそ90mmから荷重が200kNのまま上がらなくなり、その後変位がおよそ100mmでペローズの山部に局部座屈が確認された。また他のいくつかの供試体についても、変位が大きくなるとペローズの山部に局部座屈が発生することが確認されており、その後も変位を増大し続けると座屈部分が進展し、最後には亀裂が生じた。

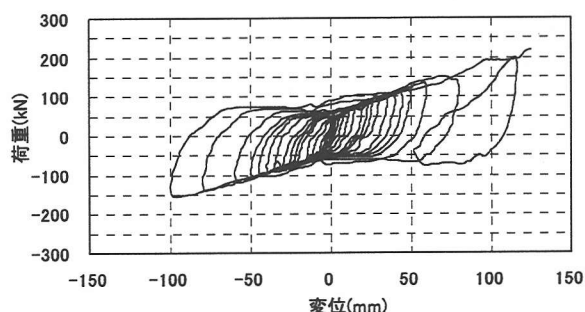


図-3 管軸直角方向300A_3c荷重-変位関係

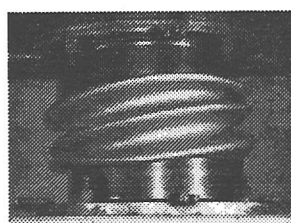


写真-1 管軸直角方向に30mm変位した(300A_3c)

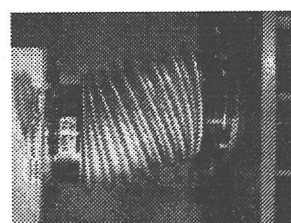


写真-2 管軸直角方向に120mm変位した(300A_9c)

表-3 管軸直角方向交番载荷実験結果

供試体	+側 降伏変位 (mm)	-側 降伏変位 (mm)	+側 降伏荷重 (kN)	-側 降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	+側 剛性 低下率	-側 剛性 低下率	Kellogg式 初期剛性 (kN/mm)
300A_3c	3.18	-3.27	37.24	-24.50	9.57	0.308	0.306	28.49
300A_6c	4.98	-5.25	9.80	-9.80	1.92	0.275	0.245	3.56
300A_9c	9.33	-9.81	7.84	-7.84	0.82	0.283	0.248	1.06
300A_6c.t	4.70	-5.70	8.80	-6.90	1.51	0.242	0.232	1.57
300A_6c.B	4.80	-4.80	9.80	-9.80	2.04	0.190	0.174	2.04
300A_6c.H	7.40	-7.60	14.70	-14.70	1.96	0.306	0.285	4.58
450A_6c	15.50	-14.50	34.01	-31.56	2.19	0.305	0.291	5.51
600A_6c	12.40	-13.20	53.97	57.37	4.35	0.254	0.271	11.82

表-3に管軸直角方向交番载荷実験結果の一覧を示す。初期剛性はKellogg式で求めた値によく一致するものとそうでないものがある。これはKellogg式が曲げ変形を想定して定式化されたものであり、写真-1に示すように、せん断変形が卓越するような場合にはその差異が大きくなっている。一方、写真-2に示すように、ペローズ長が長く、曲げ変形が卓越するような場合には、実験結果とKellogg式で求めた値はよく一致している。

5. 水管橋の地震時応答解析

(1) 解析モデル

解析対象橋梁およびそのモデルは著者らの既往の研究²⁾に用いたモデル(支承は全て鋼製支承で、水道管はA端：軸方向Free、B端：固定)と同じものであり、これをモデル1として図-6に示す。これに対し、水道管の両端にペローズを組み込み、さらに支承を免震支承(LRB)に取替えたモデルをモデル2とする。

(2) 解析条件

加震方向は橋軸方向もしくは橋軸直角方向とし、地震波は津軽大橋標準波形のTR成分(Type I), およびポートアイランド波のEW成分(Type II), 地盤種別はⅢ種地盤とした。ベローズおよびLRBの仕様についてはそれぞれ表-4, 5に示す。ただし, LRBの仕様は実橋梁の支承部のスペースを考慮して決め, ベローズの仕様は実験の結果を参考にして決めたものである。また履歴モデルはベローズの管軸方向および管軸直角方向, LRBの水平方向はバイリニア型とし, LRBの鉛直方向は非線形弾性モデルとした。

(3) 解析結果

表-6に地震時動的解析結果を示す。モデル2はモデル1に比べ長周期化され, 応答値がかなり低減されている。ただし, 長周期化に伴い応答変位は大きくなっており, Type II の場合の伸縮管変位の最大値は管軸方向で5.8cm, 管軸直角方向で11.2cmである。また, 図-5にLRBとベローズの橋軸直角方向の荷重-変位関係(Type II 地震波入力時)を示す。ベローズのエネルギー吸収性能はLRBの180%程であり, 橋軸方向については45%程であった。このことから水管橋の免震化(エネルギー吸収)にベローズが効果的にはたっていることが確認された。

6. 結論

本研究の結果, ベローズ型伸縮管の大変形下での荷重-変位特性について把握できた。また水管橋の免震化に際し, 本伸縮管の大変形能および履歴減衰によるエネルギー吸収能力が効果的に機能し, 水管橋の地震応答を低減できることを確認した。

謝辞：本研究の実施にあたり, (株)オクダソカベならびに, 九州大学大学院助手の矢野亘氏及び同技官の山崎智彦氏には多大な支援を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

1) 大塚久哲：中径間橋梁の動的耐震設計, 九州大学出版会, pp. 259～261
2) 竹内貴司, 他：三角トラス、ランガー形式水管橋の地震時動的挙動, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 997-1004, 2000年4月
3) 竹内貴司, 他：斜張形式水管橋の地震時動的挙動, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 861-871, 2001年3月
4) 日本水道鋼管協会：WSP水管橋設計基準(改定4版), p. 65, 1999年6月改定
5) 社団法人 日本高圧力技術協会：圧力技術, vol. 10, NO. 3, pp. 2-4, 1972年
6) (株)オクダソカベ：Bellows Type Expansion Joints, pp. 11-13

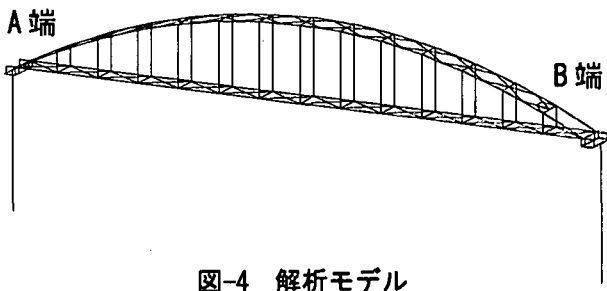


図-4 解析モデル

表-4 ベローズの仕様

供試体	口径 Db(mm)	平均径 Dm(mm)	山数 n	肉厚 t(mm)	ピッチ B(mm)	山高 H(mm)	ベローズ長 L(mm)
900A_6c	900	968.0	6	3.0	60	65	360
			管軸方向		管軸直角方向		
初期ばね定数			3.38kN/mm		10.1kN/mm		
引張側降伏荷重			33.1kN		±91.8kN		
圧縮側降伏荷重			-66.2kN				
引張側降伏変位			9.8mm		±9.1mm		
圧縮側降伏変位			-19.6mm				
引張側剛性低下率			0.18		0.28		
圧縮側剛性低下率			0.07				
終局変位			±180mm		±100mm		

表-5 LRBの仕様

直径		20cm
一次形状係数		13.3
二次形状係数		5.0
水平方向	初期剛性	4.48kN/mm
	降伏荷重	39.4kN
	降伏変位	±8.8mm
	剛性低下率	0.15
鉛直方向	引張側剛性	58.8kN/mm
	圧縮側剛性	294kN/mm

表-6 地震時応答解析結果(最大値)

解析対象 モデル	入力 地震動	橋軸方向入力			橋軸直角方向入力		
		アーチ頂部 応答加速度 (cm/s ²)	端部部材 応答軸力 (kN)	支承 反力 (kN)	アーチ頂部 応答加速度 (cm/s ²)	端部部材 応答軸力 (kN)	支承 反力 (kN)
モデル1	Type I	1205	1153	663	3910	4390	178
モデル2		788	115	55	1901	1058	78
モデル2/ モデル1		65%	10%	8%	49%	24%	44%
モデル1	Type II	1476	1078	518	3970	4274	243
モデル2		1044	158	71	2368	1483	117
モデル2/ モデル1		71%	15%	14%	60%	35%	48%

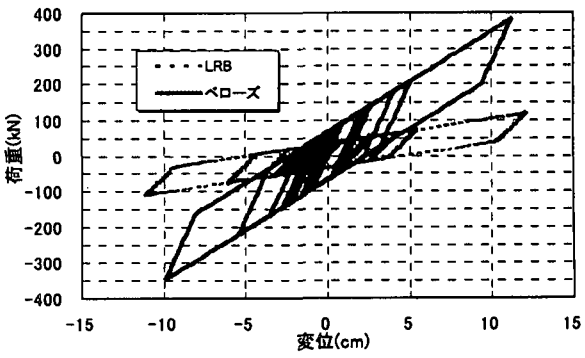


図-5 橋軸直角方向荷重-変位関係