多径間連続橋の地震時挙動に及ぼす温度荷重の影響に関する研究

Evaluation on the effect of temperature change to dynamic behaviors of multi-span continuous bridge during earthquake

松田泰治*・宇野裕恵**・宮本宏--***・柚木浩--****・長悟史*****・松尾龍吾***** Taiji MAZDA, Hiroshige UNO, Hirokazu MIYAMOTO, Kouiti YUZUKI, Satoshi TYOU and Ryuugo MATSUO

*博(工) 熊本大学大学院教授 自然科学研究科環境共生工学専攻(〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1) ** 工修 オイレス工業株式会社 事業本部第三事業部免制震技術部(〒105-8584 東京都港区浜松町1-30-5) *** 工修 日本技術開発株式会社 九州支社道路・交通部(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 3-13-21) *****工修 日本技術開発株式会社 福岡テクノセンタ橋梁技術グループ(〒812-0004 福岡市中央区渡辺通 3-6-11) *****工修 日本技術開発株式会社 九州支社道路・交通部(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 3-13-21) ******* 「修 日本技術開発株式会社 九州支社道路・交通部(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 3-13-21) ******修(工)ジェイアール九州コンサルタンツ株式会社(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 1-13-6)

> Recently, application of laminated rubber bearing to multi-span continuous bridge became popular. On the other hand, consideration both of seismic load and thermal stress is very important issue for design of multi-span continuous bridge, but current specification for highway bridges doesn't request the inspection of the effect on expansion and contraction of girder caused by temperature change during earthquake. This paper presents the result of dynamic response analysis of a multi-span continuous bridge considering the effect of temperature by nodal force at the end of a girder. From the result, thermal stress has a significant impact on the dynamic response of multi-span continuous bridge.

Key Words: temperature, multi-sapan continuous bridge, laminated rubber bearing, dynamic response analysis キーワード:温度,多径間連続橋,反力分散支承,動的応答解析

1.緒 言

道路橋示方書において道路橋の耐震性能の評価は,活 荷重及び衝撃以外の主荷重と地震の影響の荷重の組合せ を考慮しなければならないとされている¹⁾.ただし,レ ベル2地震動に対するコンクリート橋に用いる反力分散 ゴム支承の設計(以後、ゴム支承)ではクリープ・乾燥収 縮等の影響が小さいことから、これらを考慮しなくて良 いとしており²⁾,橋長200mの5径間連続PC箱桁橋におけ てはクリープ・乾燥収縮等の影響が小さいとの検討事例 もある³⁾.

一方,地震時における温度変化に起因する桁の伸縮に よる道路橋の耐震性の影響評価は、平成2年の道路橋示方 書改訂時に設計の際に考慮すべき項目から削除された⁴. しかし,支承や橋脚には温度変化に起因する桁の伸縮に よる不静定力が作用しており、地震時にはこの不静定力 が作用した状態の橋に更に地震時慣性力が作用すること になる.最近では、ゴム支承の適用が一般化したことか ら多径間化が進んでいる.多径間連続橋では、温度変化 に起因する桁の伸縮によりゴム支承が大きくせん断変形 し、それらに起因して橋脚に大きな応力が生じる場合が ある.平成2年当時の設計では変形を考慮した耐震設計が 一般化されていなかったこともあり、その影響は十分に 検証されているわけではない.

本研究では、多径間連続橋を対象として温度変化等に 起因する桁の伸縮が橋の耐震性に与える影響を把握し、 合理的な性能評価を行うことを目的とする.また、多径 間連続橋を単径間に簡略化して評価できるかを検討する ことも合わせて行う.そのために、まず支承と橋脚躯体 の基本的な応答特性に着目するため、ゴム支承を用いた 12径間連続PC箱桁橋の一部を抽出して単径間骨組解析モ デルを作成し、ゴム支承が桁の伸縮によりせん断変形し た状態で、時刻歴応答解析を行う.次に、12径間連続PC 箱桁橋から12径間骨組解析モデルを作成して同様の解析 を行う.これらの解析によって得られた応答結果を基づ き検討を実施する.

2. 対象橋梁と解析条件

2.1 対象橋梁

温度変化時の影響が生じやすい橋梁として、 図-1に示 す多径間連続橋(橋長480mの12径間連続PC箱桁橋)を検 討対象橋梁とした. 道路橋示方書で規定される地域区分 AのⅡ種地盤に設計された道路橋である¹⁾. 支承はゴム支 承であり、レベル2地震動に対して最大変形時にせん断ひ ずみが250%となるように諸元を決定している. この時の ゴム支承のせん断ばね定数、クリープ・乾燥収縮等によ るせん断ひずみを表-1に示す.一般に、常時状態でゴム 支承のせん断ひずみが常時の許容せん断ひずみ ya=70% を超える場合には、ゴム支承に対して変位調整やゴム総 厚の変更等により許容値以内に収まるように設計、施工 されている. ここで、変位調整の一つであるポストスラ イドを上部構造の完成から約3ヶ月後に行い、ゴム支承の せん断ひずみを一度除去する. これ以降クリープ・乾燥 収縮によって生じるせん断ひずみは表-1に示したひずみ の7割程度となり、P1、P11橋脚のゴム支承が44%程度、 温度変化分を加えると61%程度となる.なお、実際の変 位調整方法や調整量は、現場条件や費用を考慮した上で 決定されるので、ここで一概に決めるのは困難である. また、表-1に示したように、橋脚によって温度等による ゴム支承のせん断ひずみは異なる. そこで, 3章以降の解 析的検討ではゴム支承のせん断ばね定数は一定として、 初期せん断ひずみを0%~70%までを10%刻みで仮定し た.

橋脚断面形状は矩形のRC橋脚であり、レベル2地震動 に対して動的解析による最大応答塑性率がμ=3程度とな るように断面諸元を決定した.橋脚配筋図を図−2に,橋 脚基部の曲げモーメントと回転角の関係を表−2に示す.

H	48000										
13	9400 40	000 _ 400	000 _ 400	00 4000	0 40000	40000	40000	40000	40000	40000	39400
	T	T	T	Ţ	T	Ţ	T	T	T		
									-		

図-1 12 径間連続 PC 箱桁橋

表-1 ゴム支承のせん断ばね定数とせん断ひずみの関係

-		A1,A2	P1,P11	P2,P10	P3,P9	P4,P8	P5,P7	P6
せん断ばね 定数(kN/m/脚)		11,213	26,244	26,244	26,244	26,244	26,244	26,244
せん断 ひずみ (0()	クリープ 乾燥収縮	62.6	62.8	50.3	37.7	25.1	12.6	0
	温度(±20℃)	16.6	16.7	13.3	10.0	6.7	3.3	0
(70)	L2地震時	245	246	246	246	246	246	246

表-2 橋脚基部の曲げモーメントと回転角の関係

	インイド生にも 中ち	如欧伊哇	終局 時			
	いい割れ時	彻冲年1八时	Type I	Туре II		
曲げモーメント M(kN・m)	39,862	140,812	160,113	179,005		
回転角 (urad)	67.8	865.3	15687	30194		



2.2 解析モデルと解析条件

まず基礎的検討モデルとして、12径間連続PC箱桁橋の 一部を抽出して単径間骨組解析モデル(以後,単径間モデ ル)を設定した. その骨組解析モデルを図-3 に示す. 次 に12径間連続PC箱桁橋の骨組解析モデル(以後,12径間 モデル)を図-4 に示す. それぞれゴム支承部は水平方向 を弾性ばねとし、鉛直は剛とした. 橋脚は非線形の2次 元はり要素とし、橋脚基部に弾塑性回転ばねを設けた. これらの復元力特性として武田モデルを用いた.桁は線 形の2次元はり要素で,基礎は道路橋示方書¹⁾に基づき, 水平, 鉛直, 回転および水平と回転の連成ばねでモデル 化し、部材の減衰定数はゴム支承、桁を3%とし、橋脚 を2%, 基礎を10%とした. 減衰タイプはRayleigh減衰と し、第一基準振動数と第二基準振動数の組み合わせは、 橋脚基部において過大の粘性減衰を示さないように1次 の固有振動数と 50Hzの組み合わせを採用した⁵⁾. 固有値 解析より、1次の固有振動数は単径間モデルが 0.747Hz、 12 径間モデルが 0.744Hz, ひずみエネルギー比例型で求 めた1次のモード減衰定数がそれぞれ0.038という結果 が得られたため、50Hzの基準振動数に対する減衰定数も 同様にそれぞれ 0.038 とした. この時のRayleigh減衰の設 定に用いるパラメータαおよびβの値は単径間モデルが *α*=0.3516, *β*=0.000238, 12 径間モデルが*α*=0.3459, B=0.000235 である.

数値計算法はそれぞれ Newmark'βmethod(β =0.25)で, 時間刻みは 0.002 秒とした. 検討用の入力地震動は道路 橋示方書に示される標準波 6 波である. その 6 波を表-3 に示す.



図-3 単径間骨組解析モデ



	地震名	記録場所	成分
Type I−II−1	1968年日向灘沖地震	板島橋周辺地盤上	LG
Type I-II-2	同上	同上	TR
Туре І-ІІ-З	1994年北海道東方沖 地震	温根沼大橋周辺 地盤上	TR
Туре ІІ – ІІ – 1	1995年兵庫県南部 地震	JR鷹取駅構内地盤上	NS
Туре ІІ́−ІІ́-2	同上	同上	EW
Type II-II-3	同上	大阪ガス葺合供給所 構内地盤上	N30 W

表--3 入力地震動

2.2 温度変化の応答評価

温度による桁の伸縮は図-5 示すように桁両端に温度 荷重と等価な節点力を与えることにより考慮した.桁の 伸長を引張の節点力で与えることで、収縮を圧縮の節点 力で与えることで表現した.こうした静的解析で求めた 応力、変位を引き継ぎ、直接積分法による時刻歴応答解 析を行った.温度による桁伸縮を考慮した際に生じる、 ゴム支承の初期せん断ひずみは 0%~70%まで 10%刻み で8段階設定した.



3. 解析結果と考察

温度変化等による桁の伸縮が動的解析の応答結果に 与える影響について検討を行った.直接積分法による時 刻歴応答解析に基づき,上部構造(桁中央),橋脚天端, ゴム支承,応答塑性率,残留変位の応答評価を行った. 正負の符号は図-5において右向きを正とする.

3.1 桁の伸長、収縮

桁伸長時の単径間モデルにおけるType II-II-3の初期 せん断ひずみ70%でのP1橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばね の曲げモーメントと回転角の関係を図-6に示す.桁収縮 時の単径間モデルにおけるType II-II-3の初期せん断ひ ずみ70%でのP2橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモ ーメントと回転角の関係を図-7に示す.桁伸長時の12径 間モデルにおけるType II-II-3の初期せん断ひずみ70% でのP1橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメン トと回転角の関係を図-8に示す.桁収縮時の12径間モデ ルにおけるType II-II-3の初期せん断ひずみ70%でのP2 橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転 角の関係を図-9に示す.図-6,7,及び,図-8,9を比較 すると,解析モデルの対称性により,応答値や応答履歴 曲線はそれぞれ同じであることが確認された.よって, これ以降の検討では桁伸長を考慮して桁端部に引張の節 点力を与えた場合の応答評価を行った.



図-6 P1橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの 曲げモーメントと回転角の関係





3.2 上部構造及び橋脚天端の最大変位

単径間モデルにおける上部構造及び橋脚天端の最大 変位を図-10~12に示す。12径間モデルにおける上部構造 及び橋脚天端の最大変位を図-13~15に示す。上部構造最 大変位は桁中央の最大変位としているので、図-10、13 より、Type I 地震動において、初期せん断ひずみが増大 しても最大変位にほぼ影響を与えないことが確認された。 しかし、Type II 地震動において初期せん断ひずみの増加 に伴い、最大変位がわずかに減少している場合も見られ る。これはTypeII地震動のすべてのケースにおいて橋脚 基部が塑性化しているので、減衰が増加するためである。 図-11, 12, 14, 15より、橋脚天端最大変位は初期せん断ひ ずみが増加すると最大変位も増加していることが確認さ れた。例えば、図-12のP2橋脚天端最大変位のTypeⅡ-Ⅱ-2 において、初期せん断ひずみ0%では正側に最大変位が生 じている.本検討では図-5のように桁端部に引張の節点 力を与えることで初期せん断ひずみを考慮しているため、 P2橋脚には初期せん断ひずみによる正の水平力が作用 することになり、初期せん断ひずみが増加すると最大変 位が増加しているからだと考えられる. 地震動によって は初期せん断ひずみが増加すると最大変位が減少してい き、ある点で符号が変わって増加している場合も見られ

る. 例えば、図-11のP1橋脚天端最大変位のType II-II-2 において、初期せん断ひずみ0%では正側に最大変位が生 じている. しかし、本検討では図-5のように桁端部に引 張の節点力を与えることで初期せん断ひずみを考慮して いるため、P1橋脚には初期せん断ひずみによる負の水平 力が作用することになり、初期せん断ひずみが増加する と最大変位が負側に移行しているからだと考えられる.

単径間モデルと12径間モデルの比較については、図 -10,13でのType II-II-3の初期せん断ひずみ10%~30% において単径間モデルと12径間モデルでの応答値の傾向 が変わっているが、これは12径間モデルでの上部構造最 大変位のType II-II-3の初期せん断ひずみ10%~30%に おいて最大変位と最小変位にほぼ差がないためである. また、図-12,15でのType II-II-1の初期せん断ひずみ20% において単径間モデルと12径間モデルでの応答値の傾向 が変わっているが、これは単径間モデルでのP2橋脚の橋 脚天端最大変位のType II-II-1の初期せん断ひずみ20% において最大変位と最小変位にほぼ差がないためである.





3.3 上部構造及び橋脚天端の最大加速度

単径間モデルにおける上部構造及び橋脚天端の最大 加速度を図-16~18に示す。12径間モデルにおける上部構 造及び橋脚天端の最大加速度を図-19~21に示す。図-16、 19より、TypeII地震動において初期せん断ひずみが増加 すると上部構造最大加速度が減少しているケースがある ことが確認された。これは上記の上部構造最大変位と同 様、橋脚基部の塑性化による減衰の増加によるものであ る。

単径間モデルと12径間モデルの比較については、図 -16、19の上部構造最大加速度でのType II-II-3における 初期せん断ひずみ10%~70%、図-17、20のP1橋脚天端の 最大加速度のTypeⅡ-Ⅱ-3における初期せん断ひずみ0%、 図-18、21のP2橋脚天端の最大加速度のTypeⅡ-Ⅱ-3にお ける初期せん断ひずみ0%~10%、及び、初期せん断ひず み40%~70%において、単径間モデルと12径間モデルで の応答値の傾向が変わっている。これは12径間モデルで の上部構造最大加速度のType II-II-3における初期せん 断ひずみ10%~70%, P1橋脚天端の最大加速度の Type II-II-3における初期せん断ひずみ0%,及び,P2橋 脚天端の最大加速度のType Ⅱ-Ⅱ-3における初期せん断 ひずみ0%~10%, 40%~70%において, 最大加速度と最 小加速度にほぼ差がないためである.また、図-17、20 のPI橋脚天端の最大加速度のType II-II-3における初期 せん断ひずみ70%において単径間モデルと12径間モデル での応答値の傾向が変わっているが、これは単径間モデ ルでのPI橋脚の橋脚天端最大加速度のType II-II-3の初 期せん断ひずみ70%において最大加速度と最小加速度に ほぼ差がないためである.





3.4 ゴム支承最大変形量

単径間モデルにおけるゴム支承最大変形量を図-22, 23に示す.12径間モデルにおけるゴム支承最大変形量を 図-24、25に示す.図22~25より、ゴム支承最大変形量も 初期せん断ひずみが増加すると最大変形量も増加してい ることが確認された.また、地震動によっては初期せん 断ひずみが増加すると最大変形量が減少していき、ある 点で符号が変わって増加している場合も見られる.これ らは上記の橋脚天端最大変位のものと同様の理由である. しかし、Type I 地震動では初期せん断ひずみの増加によ るゴム支承の変形量の増分が、初期せん断ひずみ0%の最 大変形量にほぼそのまま上乗せされている.しかし、Type II 地震動では初期せん断ひずみが増加してもType I 地震 動と比べて上乗せされる量が少ないことが確認された. これは橋脚基部の塑性化による減衰の増加の影響である と考えられる.

単径間モデルと12径間モデルの比較については、特に 違いは見受けられない。





3.5 ゴム支承最大水平力

単径間モデルにおけるゴム支承最大水平力を図-26, 27に示す.12径間モデルにおけるゴム支承最大水平力を 図-28,29に示す.図-26~29より、ゴム支承最大水平力 も初期せん断ひずみが増加すると最大水平力も増加して いることが確認された.また、地震動によっては初期せ ん断ひずみが増加すると最大水平力が減少していき、あ る点で符号が変わって増加している場合も見られる.こ れらは上記の橋脚天端最大変位のものと同様の理由であ る.またゴム支承最大水平力は変形量に依存するため、 図-22~25に示すゴム支承最大変形量と同様の傾向を示 している.

単径間モデルと12径間モデルの比較については、特に





3.6 応答塑性率

応答塑性率とは、時刻歴応答解析による橋脚躯体の応 答変位(δ)を降伏変位(δ_{y})で除した値($\mu = \delta/\delta_{y}$)で ある.橋脚躯体の応答変位(δ)とは、橋脚天端の水平応 答変位(y_2)から、橋脚基部の水平応答変位(y_1)と橋脚基 部(フーチング上端部)の回転による変位{橋脚の長さ (1)と橋脚下端部のz軸周りの回転角(θ_2)の積}を引い た値である。図-30に橋脚躯体の応答変位と他の応答値と の関係を示す.

Type II-II-3での単径間モデルにおける橋脚の応答塑 性率の時刻歴のグラフを図-31,32に,12径間モデルにお ける橋脚の応答塑性率の時刻歴のグラフを図-33,34に示 す.図-31~34より,初期せん断ひずみ0%では、P1橋脚 とP2(12径間モデルはP11)橋脚の最大応答塑性率はそれ ぞれ負側に生じていることが確認された.桁端部に引張 の節点力を与えることで初期せん断ひずみ30%,70%の 場合,初期せん断ひずみによる負の水平力が作用してい るので,応答塑性率は5秒付近で負側に増加し,許容塑性 率を超えていることが確認された.しかし,P2(12径間 モデルはP11)橋脚における初期せん断ひずみ30%,70% の場合、初期せん断ひずみによる正の水平力が作用して いるので,応答塑性率は6秒付近で正側に増加しているこ とが確認された.

12径間モデルより単径間モデルの最大応答塑性率が P1橋脚で3%程度, P2橋脚で23%程度小さくなっている。 これは12径間モデルのP1, P11橋脚がP2~P10橋脚 より耐力が大きいため, 12径間連続PC箱桁橋のP1, P11橋脚を抽出して作成している単径間モデルの耐 力より, 12径間モデル全体の耐力が小さくなるためであ ると考えられる.しかし,単径間と12径間の応答値の位 相や傾向は同じであることが確認された.







3.7 最大応答塑性率と初期せん断ひずみの関係

単径間モデルにおける応答塑性率と初期せん断ひずみの関係を図-35,36に、12径間モデルにおける応答塑性率と初期せん断ひずみの関係を図-37,38に示す.図-35~38より、初期せん断ひずみが増加すると最大応答塑性率も増加していることが確認された.地震動によっては初期せん断ひずみが増加すると最大応答塑性率が減少していき、ある点で増加に転じている場合も見られる.これは初期せん断ひずみ0%の場合に最大応答塑性率が生

じる向きと初期せん断ひずみにより生じる水平力の作用 する向きが逆向きであるためと考えられる.初期せん断 ひずみが増加すると最大応答塑性率が減少していき,あ る点で増加に転じている場合でも、初期せん断ひずみ0% より初期せん断ひずみ70%のほうが最大応答塑性率は増 加していることが確認された. Type I 地震動はすべて許 容塑性率を満足しているが,図-35、37のType II-II-1と Type II-II-3,図-38のType II-II-2でそれぞれ許容塑性率 を超えていて,温度変化に起因する桁の伸縮に基づく不 静定力が応答塑性率に与える影響が大きいことが確認さ れた。図-35~38において,3波平均では最大応答塑性率 が6程度であり,許容塑性率を満足していることが確認さ れた.

単径間モデルと12径間モデルの最大応答塑性率に5% 程度差が生じている.これは12径間モデルのP1,P11 橋脚がP2~P10橋脚より耐力が大きいため,12径間 連続PC箱桁橋のP1,P11橋脚を抽出して作成してい る単径間モデルの耐力より,12径間モデル全体の耐力が 小さくなるためであると考えられる.しかし,単径間と 12径間の応答値の傾向は同じであることが確認された.



図-35 応答塑性率と初期せん断ひずみの関係(P1)







図-37 応答塑性率と初期せん断ひずみの関係(P1)



図-38 応答塑性率と初期せん断ひずみの関係(P2)

3.8 残留変位と初期せん断ひずみ

単径間モデルにおける残留変位と初期せん断ひず みの関係を図-39,40に、12径間モデルにおける残留変位 と初期せん断ひずみの関係を図-41, 42に示す. 図-39~ 42より、初期せん断ひずみが増加すると残留変位も増加 していることが確認された. 地震動によっては初期せん 断ひずみが増加すると残留変位が減少していき、ある点 で増加に転じている場合も見られる. これは初期せん断 ひずみ0%の場合に最大応答塑性率が生じる向きと初期 せん断ひずみにより生じる水平力の作用する向きが逆向 きであるためと考えられる. 初期せん断ひずみが増加す ると最大応答塑性率が減少していき、ある点で増加に転 じている場合でも、初期せん断ひずみ0%より初期せん断 ひずみ70%のほうが残留変位は増加していることが確認 された. 図-39より, Type II-II-3では初期せん断ひずみ 0%では残留変位が0.02m程度であるが、初期せん断ひず み70%では残留変位が0.15m程度であり、許容残留変位の 0.1mを上回っていることが確認された.3波平均でも初 期せん断ひずみ70%では許容残留変位の0.1mを超えてい て、温度変化に起因する桁の伸縮に基づく不静定力が残 留変位に与える影響が大きいことが確認された.

単径間モデルと12径間モデルの残留変位に5%程度差が生じている.これは12径間モデルのP1,P11橋脚が P2~P10橋脚より耐力が大きいため、12径間連続 PC箱桁橋のP1, P11橋脚を抽出して作成している 単径間モデルの耐力より,12径間モデル全体の耐力が小 さくなるためであると考えられる.しかし,単径間と12 径間の応答値の傾向は同じであることが確認された.





4. 結 言

本研究では、多径間連続橋を対象に温度変化に起因す る桁の伸縮が橋の耐震性に与える影響を把握するととも に、多径間連続橋を単径間に簡略化して評価できるかを 検討した.反力分散ゴム支承を用いた12径間連続PC箱桁 橋から一部を抽出して作成した単径間モデルと12径間モ デルを用いて、ゴム支承が桁の伸縮によりせん断変形し た状態で、時刻歴応答解析を行った.以下に得られた結 果を列挙する.

- (1) 応答塑性率や残留変位は温度変化に起因する桁の伸縮による初期せん断ひずみが増加するに伴い増加する.
- (2) 応答塑性率や残留変位は地震動により生じる最大値の向きと初期せん断ひずみにより生じる水平力が作用する向きが同じ場合には初期せん断ひずみが増加するに伴い増加するが、それぞれの向きが違う場合には初期せん断ひずみが増加するに伴い、最大値が減少した後、ある点で符号を変えて増加する.
- (3) 温度変化に起因する桁の伸縮を桁端部に節点力を与 えることで考慮して、橋梁の地震時挙動に及ぼす影 響を評価する際には、入力地震動の位相の影響が大 きいため、地震動を作用させる向きに注意する必要 がある。
- (4) 単径間モデルと12径間モデルの比較については、単 径間モデルと12径間モデルの耐力が異なるために応 答値に5%程度差があるが、単径間モデルと12径間モ デルの応答値の傾向はほぼ同じである.

本研究では多径間連続橋を対象に、対象橋梁から一部 を抽出した単径間モデルと12径間モデルにおいて、温度 変化に起因する桁の伸縮が橋の耐震性に与える影響と多 径間連続橋を単径間に簡略化して評価できるかについて 検討した.解析結果より、温度変化に起因する桁の伸縮 に基づく不静定力は橋脚の応答塑性率や残留変位の増加 に与える影響が大きいことが確認されたので、設計の際 には考慮する必要があると考えられる.一方、多径間連 続橋を単径間に簡略化して評価することは可能であると 考えられる.

温度変化に起因する桁の伸縮の影響は橋種によって も異なることが想定されるので、今後は他の橋種につい ても検討を行う必要がある.

謝辞:本研究を進めるにあたり,JIP テクノサイエンス 株式会社東京テクノセンタ橋梁技術部の松田宏氏,オリ エンタル白石(株)福岡支店施工・技術部技術チームの角 本周氏の両名には,貴重な御助言をいただいた.また, 論文作成にあたっては,熊本大学大学院自然科学研究科 の田中翔君に御協力いただいた.ここに記して謝意を表 する.

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計 編,2004.
- 2) (社) 日本道路協会:道路橋支承便覧, 2004
- 3) 小倉裕介,運上茂樹,星隈順一:ゴム支承の初期変位 が橋梁の地震応答に及ぼす影響,土木学会第59回年次 学術講演会、pp. 301-302, 2004
- 4) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計 編, 1990.
- 5) 宇野州彦,松田泰治,大塚久哲:ゴム支承を用いた反 力分散構造の減衰性評価に関する一考察,第8回地震時 保有耐力法に基づく橋梁当構造の設計に関するシンポ ジウム講演論文集, pp. 61-68, 2005.

(2008年4月14日受付)