

簡易モデルによる既設長大吊橋の 大規模改修に基づく耐震性評価

松田 泰治¹・今村 壮宏²・坂田 裕彦³・宇野 裕恵⁴・松田 宏⁵
打掛 丈将⁶・松本 将之⁷・西嶋 航⁸

¹正会員 熊本大学院教授 自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)
E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp

²非会員 西日本高速道路株式会社 (〒751-0816 下関市棕野町2-4-1)
E-mail: t.imamura.ab@w-nexco.co.jp

³正会員 西日本高速道路エンジニアリング九州株式会社 (〒810-0073 福岡市中央区舞鶴1-2-22)
E-mail: h.sakata.a@w-e-kyushu.co.jp

⁴正会員 オイレス工業株式会社免制震事業部 (〒541-0053 大阪市中央区本町4-6-7)
E-mail: h.uno@oiles.co.jp

⁵正会員 株式会社ドーユー大地埼玉支社 (〒359-0021 埼玉県所沢市東所沢2-27-12)
E-mail: h.matsuda@cdaichi.co.jp

⁶非会員 JIPテクノサイエンス株式会社大阪テクノセンタ (〒532-0011 大阪市淀川区西中島2-12-11)
E-mail: takemasa_uchikoshi@cm.jip-ts.co.jp

⁷学生会員 熊本大学院 自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)
E-mail: 151d9403@st.kumamoto-u.ac.jp

⁸学生会員 熊本大学院 自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)
E-mail: 155d8829@st.kumamoto-u.ac.jp

近年、従来の耐震設計では考慮されていなかったような大規模な地震が各地で観測されるようになった。そのため、既設橋梁に於いては大規模な地震を想定した耐震補強についての検討が急務である。具体的には既設長大吊橋での、交通量の増加や経年劣化による損傷等の問題を改善するために、床版の連続化や新耐震システムの有効性が検討されている。

本研究では、既設長大吊橋の中央径間に着目し、耐震補強を行った対象橋梁を模した全体構造モデル、および2つの簡易的なモデルを作成した。これらのモデルを用いてレベル2地震動に対する地震応答解析を行い、簡易的なモデルを用いた新耐震システムの有効性評価の妥当性について検討を行った。

Key Words : suspension bridge, floor girder, seismic damper, slide bearing, elastic restraint cable

1. 序論

近年、従来の耐震設計では考慮されていなかったような大規模な地震が各地で観測されるようになった。しかしながら、日本の長大吊橋の歴史は1962年からと比較的浅く、大規模な地震の影響を受けた長大吊橋は少ない。多くの既設長大吊橋は、旧耐震設計に基づいて設計されており、大規模地震を想定した耐震補強の検討が急務となっている。また、長大吊橋は厳しい環境条件による劣化・損傷が進んでおり、その結果、支承の固着や水漏れ、

桁の亀裂・腐食等の損傷が生じている。実際に大規模地震が発生した際に既設長大吊橋の崩壊を防ぐため、これらの問題を速やかに改善する必要がある。本研究の対象橋梁も沿岸部に隣接しており、経年劣化、さらに交通量の増加による劣化・損傷が進んでいる。

これらの問題を解決する手段として、側径間・中央径間をそれぞれ1連の床組みとする床版連続化の有効性と、新耐震システムの導入が検討されている。耐震改修に際して支承の取り換え、桁の連結等の大規模な補修工事が行われる。このため対象橋梁は構造系が変化し、その結

果新たな振動特性の分析・検討が必要となる。対象橋梁のみならず既設の長大吊橋では桁の連結などの大規模な補修工事が行われた事例は少なく、さらに、吊橋は構造形式および地震時の挙動が複雑であるため、既往の研究では種々の地震動に対する地震応答解析を行うといった検討がなされてきた。しかしながら、実橋全体を対象とし、大規模補修による構造系の変化とそれに伴う振動特性の変化という観点から耐震性の向上に与える影響についての研究はなされていない。

対象橋梁では床版連続化に伴い制震ダンパーやすべり支承、地震後の残留変位・常時での安定性の確保を目的とした弾性拘束ケーブルを新たに設置することが決定されている。そこで本研究では中央径間床版部の挙動に着目し、全体系モデルと2つの簡易的なモデルを用いて、地震応答解析を実施することにより、対象橋梁に新耐震システムを導入した際の振動特性の変化を評価することを目的とした。

2. 対象橋梁

(1) 概要

本研究で対象としたのは1973年に供用が開始された、鋼3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋であり、供用開始から42年が経過している。支間構成は側径間178.0m、中央径間712.0m、橋長は1068.0mである。図-1に概略図を、図-2に補剛桁の断面図を示す。対象橋梁では、開設当時交通量は1日に約1万台程度であったが、近年では1日に約3.6万台に増加しており、主要高速道路としての役割を担って

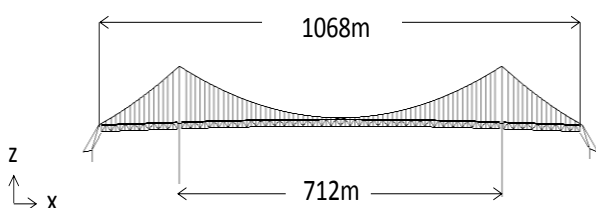


図-1 対象橋梁概略図

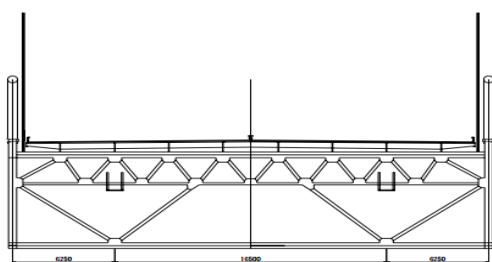


図-2 補剛桁断面図

いる。対象橋梁は道路橋示方書で規定されている地域区分CのⅠ種地盤に設計された道路橋であり、海峡を横過する社会的・経済的に重要な架け橋である。また重要な社会資本として大規模地震に対しても被害を最小限に抑え、速やかな機能回復が必要である。想定外の地震に対しても落橋は許されないことから、確実かつ早期の耐震補修が必要である。

(2) 課題と補修内容

前章でも述べたが、対象橋梁は供用開始から42年が経過しており経年による劣化、交通量の増加による損傷・劣化が生じている。具体的には、床版かけ違い部(図-3)からの漏水による支承等の損傷・劣化、さらに床トラスでは耐震性能に問題が確認され、床版かけ違い部は狹隘であり維持管理を行うのが難しい。竣工以来供用されている伸縮装置では腐食・摩耗、異常音や移動機能の低下等が確認されている。これらの問題により対象橋梁は架橋時の要求性能を満足できていない可能性が指摘される。さらに、対象橋梁は海上橋であることから、多くの発錆が確認されており、特に伸縮装置からの漏水に起因した床版縦桁の錆が著しく、現行の線支承は損傷により、機能の低下や疲労亀裂等も見受けられる。これらの問題の対策として桁の連結、現行の線支承からすべり支承への交換、塗装の塗替等が検討されている。その他各部位に対する補修内容(検討中を含む)を表-1に示す。

(3) 床版連続化

対象橋梁の床版縦桁は側径間で鋼4径間4連、中央径間では鋼4径間17連から構成されている。しかし床版かけ

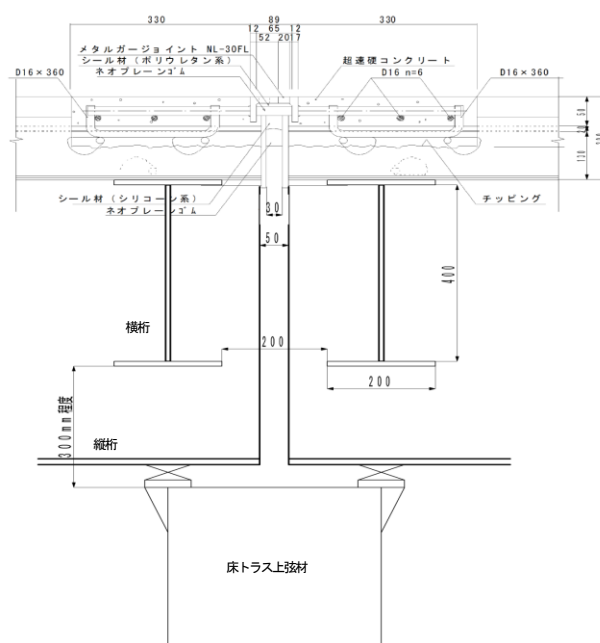


図-3 床版かけ違い部

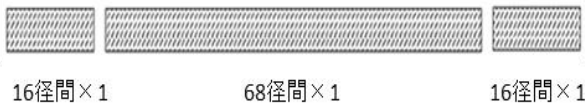
表-1 各部位ごとの補修内容

部位	補修内容
補剛桁・床トラス・床組	床版打換，内部排水装置改良，下面剥落対策
橋台	支承交換，連続化，制震ダンパー・弾性拘束ケーブル設置，塗替塗装
主ケーブル	防食対策，気密化対策，塗替塗装
ハンガーケーブル	健全度調査，塗替塗装
Iビーム床版・舗装	健全度調査，防水工
主塔	塗替塗装



4径間×4 4径間×17 4径間×4

(a) 連結前



16径間×1 68径間×1 16径間×1

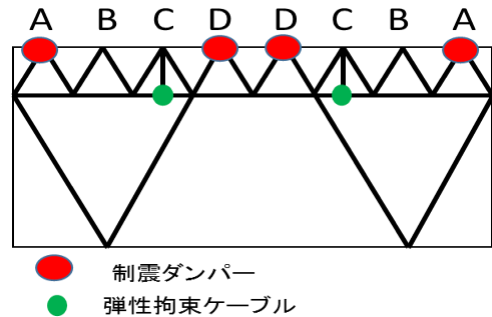
(b) 連結後

図-4 床版連結前後の径間構成の変化



— 弾性拘束ケーブル — 制震ダンパー

(a) 全体図



● 制震ダンパー
● 弾性拘束ケーブル

(b) 補剛桁断面図

図-5 制震ダンパー・弾性拘束ケーブル設置位置

違い部からの漏水が問題となっており，速やかな改善が求められる．まず漏水対策として伸縮装置が考えられるが，対象橋梁の床版かけ違い部は床版厚150mm，床版遊間30mmのため現行基準の高耐久の伸縮装置の採用は困難である．また従来タイプの止水構造に加えて横桁間に樋等を設置する改善案も検討されたが，耐久性が低く施工が困難であり，抜本的対策でないことから10年程度で交換が必要である．加えて対象橋梁は船舶航路，国道9号，県道及び駐車場の上空に架けられており，止水材の落下対策が必要であるため，経済的ではない．そこで床版縦桁を支間毎に一体化する床版連続化の検討が行われている．床版連続化によって床版縦桁は側径間鋼16径間，中央径間は鋼68径間の1連となる．床版の連結前後における径間構成の変化を図-4に示す．

(4) 制震ダンパー・すべり支承・弾性拘束ケーブル

対象橋梁では，床版の連続化に伴い制震ダンパー，すべり支承，弾性拘束ケーブルを新たに設置することが検討されている．制震ダンパーは速度の0.1乗に比例し，50km/h時に1500kNの抵抗力を発揮する粘性ダンパーを採用し，側径間・中央径間の床版縦桁の両端に4基ずつ設置する．また弾性拘束ケーブルは地震時の残留変位の低減ならびに常時状態の構造安定性を目的としており，素線として直径7mmの亜鉛メッキ銅線を，中央径間73本，側径間31本，側径間・中央径間の補剛桁端部に2本ずつ，図-5の(a)，(b)に示す位置に設置する．またすべり支承は側径間・中央径間の床版縦桁の全桁間に設置する．

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

a) 解析モデル概要

本研究では海峡を横過する鋼3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋を対象としており、3次元骨組モデル(以後、全体系モデル)について耐震性の検討を行う。しかし、全体系モデルは総節点数10066個を擁する複雑な構造であり、地震応答解析に多大な時間を要する。加えて本研究では、すべり支承の摩擦係数や制震ダンパー、弾性拘束ケーブル等のパラメータを変更し検討を行うため、より効率的に解析を進めていく必要がある。そこで解析時間短縮の

ため、全体系モデルの中央径間床版部分を想定した構造モデルを2つ用意した。全体系モデルから中央径間のすべり支承に支持された床版部分をそのまま抜き出した簡易モデル(図-6)と、その床版部分を1質点としてモデル化した1自由度系モデル(図-7)である。これらを含めた3つの構造モデルにおいて、補剛桁は3次元はり要素、制震ダンパーは指向性並進粘性要素、すべり支承はバイリニア型のばね要素、弾性拘束ケーブルはトラス要素でモデル化を行い、減衰定数は全て2%とした。解析モデルごとの各要素名と要素数を表-2に示す。

制震ダンパーの抵抗力和速度の関係は図-8に、抵抗力和変位の関係は図-9に示すとおりモデル化を行った。



図-6 簡易モデル

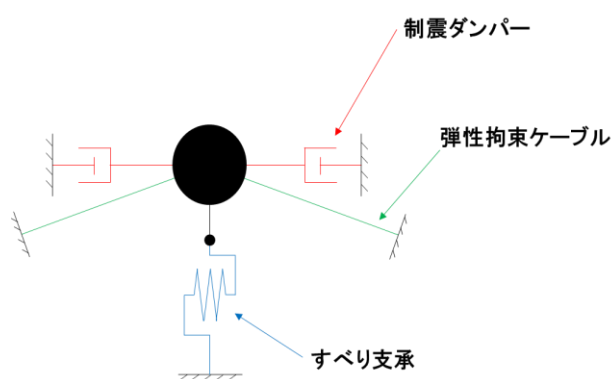


図-7 1自由度系モデル

表-2 解析モデルにおける各要素と要素数

部材	要素名	要素数		
		全体系モデル	簡易モデル	1自由度系モデル
補剛桁	3次元はり要素	16295	5817	1
すべり支承	ばね要素	1864	1242	1
制震ダンパー	指向性並進粘性要素	24	8	2
弾性拘束ケーブル	ケーブル要素	12	4	2

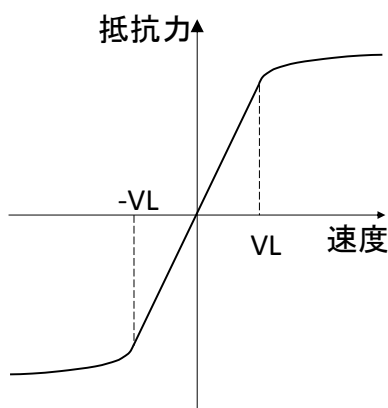


図-8 制震ダンパーの抵抗力和速度関係

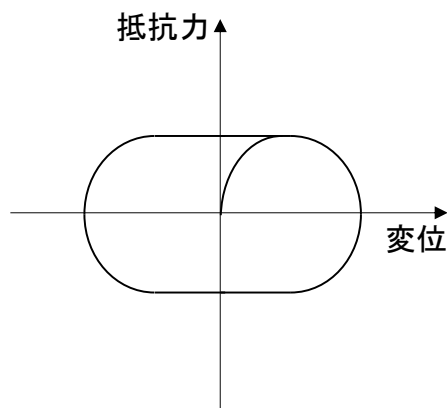


図-9 制震ダンパーの抵抗力和変位関係

制震ダンパーのモデル化の際に使用した関係式を式(1a), 式(1b)に示す. α は実務設計に実績のある $\alpha=0.1$ とし, 粘性係数は $V=1.0\text{m/sec}$ で設定した. また, 解析時に応答の発散を防ぐために図-8の速度が $-V_L \sim V_L$ の範囲において抵抗力和速度の関係は線形と仮定し, $V_L=0.001\text{m/sec}$ とした.

$$F=C1 \cdot V^\alpha \quad (V < -V_L, V_L < V) \quad (1a)$$

$$F=C3 \cdot V \quad (-V_L < V < V_L) \quad (1b)$$

ここで

F : ダンパーの抵抗力

$C1$: 粘性係数

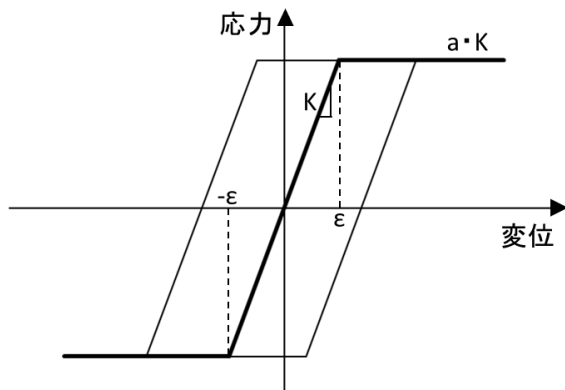


図-10 すべり支承の応力-変位関係

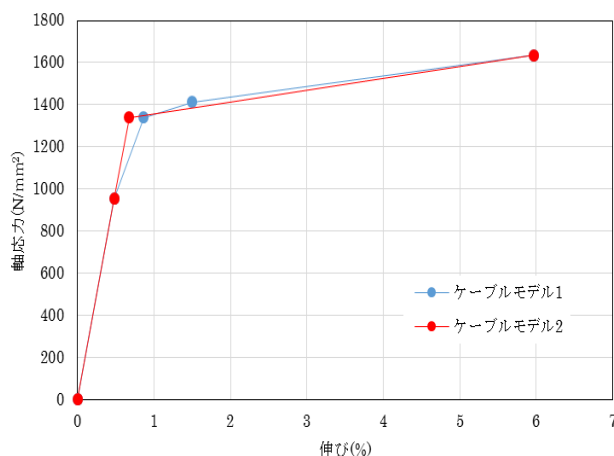


図-11 弾性固定ケーブルの伸び-応力関係

C3: 線形区間の勾配

V : 応答速度

α : 速度定数

である.

すべり支承はバネ要素としてモデル化を行い, 応力-変位関係は図-10に示すバイリニア履歴曲線を用いた.

ここで降伏点歪み $\epsilon=1.0 \times 10^{-5}$, 剛性の低下率 $a=1.0 \times 10^6$ とした.

弾性拘束ケーブルは弾性固定に使用する場合, ケーブル径やプレストレスト力により調整を行うことができるだけでなく, 地震時にはケーブルを塑性化させることが可能である. ケーブルの応力-伸び関係は, 図-11のような初期降伏点を有するマルチリニア型の履歴で示される. ここで図-11における構成則について触れておく. ケーブルモデル1の設定条件を表-3, ケーブルモデル2の設定条件を表-4に示す. ここでケーブルモデル1は, 0, A, B, C, D点を平均化して応力-伸び関係をモデル化した. ケーブルモデル2は, ケーブルモデル1のB点(降伏点)を弾性係数の延長線上(応力一定)に移動した点をB'点としてA-B'-D点でモデル化を行った. 本研究では, このケーブルモデルについてバイリニア型の履歴を用いても図-11のような挙動を再現できると考え, 計算の煩雑さを回避し, ケーブルモデル2を使用した. また桁端部のケーブル設置構造図を図-12に示す.

b) 1自由度系モデル

本研究で設定した1自由度系モデルは, 全体系モデルの中央径間のすべり支承で支持された床版部分の全質量を1つの質点としてモデル化を行った. また中央径間に

表-3 ケーブルモデル1

モデル1	0点	A点	B点	C点	D点
応力 σ (N/mm ²)	0.00	952.89	1339.78	1414.08	1635.47
伸び ϵ (%)	0.00	0.48	0.86	1.50	5.97

表-4 ケーブルモデル2

モデル2	0点	A点	B'点	D点
応力 σ (N/mm ²)	0.00	952.89	1339.78	1635.47
伸び ϵ (%)	0.00	0.48	0.68	5.97

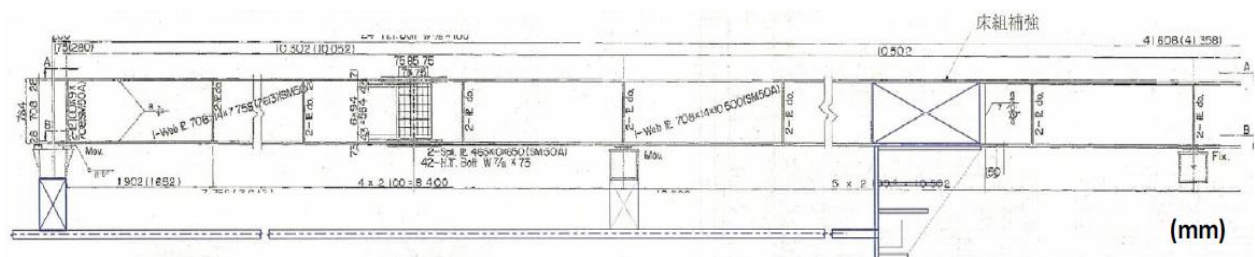


図-12 桁端部のケーブル設置構造図

表-5 1自由度系モデル設定条件

	全体系モデル中央径間床版部分	1自由度系モデル
制震ダンパー	8基	減衰力4基分×2基
弾性拘束ケーブル	4基	剛性2基分×2基
すべり支承 (橋軸方向)	552基	552基相当
全重量	10373.2tf	10373.2tf (1質点)

表-6 入力地震動および採用部分⁹⁾

発生タイプ	地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名	採用部分(sec)
タイプⅠ	Ⅰ種地盤	平成15年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分	Ⅰ-Ⅰ-1	20～40
		平成23年東北地方 太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上 EW 成分	Ⅰ-Ⅰ-2	75～95
			新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分	Ⅰ-Ⅰ-3	95～115
	Ⅱ種地盤	平成15年十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW 成分	Ⅰ-Ⅱ-1	25～45
		平成23年東北地方 太平洋沖地震	仙台河川国道事務所坑内地盤上 EW 成分	Ⅰ-Ⅱ-2	70～90
			阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分	Ⅰ-Ⅱ-3	75～95
タイプⅡ	Ⅰ種地盤	平成7年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分	Ⅱ-Ⅰ-1	0～20
			神戸海洋気象台地盤上 EW 成分	Ⅱ-Ⅰ-2	0～20
			猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分	Ⅱ-Ⅰ-3	0～20
	Ⅱ種地盤		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分	Ⅱ-Ⅱ-1	0～20
			JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分	Ⅱ-Ⅱ-2	0～20
			大阪ガス葺合給油所構内地盤上 E27W 成分	Ⅱ-Ⅱ-3	0～20

設置されているすべり支承等の各制震デバイスを、剛性や減衰力を合算することにより、制震デバイスの性能が全体系モデルと一致するように定めた。1自由度系モデルにおける設定条件を表-5に示す。質点は橋軸方向のみを自由としている。

(2) 解析手法

解析ソフトは、汎用構造解析プログラムTDAPⅢを使用する。固有値解析の方法はサブスペース法を適用する。動的解析の手法は、自重に基づく静解析の結果を引き継いでNewmark β 法($\beta=0.25$)による直接積分法を適用し、積分時間間隔は0.002secとした。減衰のタイプは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、過大な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²⁾。また入力地震動について、全体系モデルには、計算時間の制約から道路橋示方書で規定されている地震動について、主要動と判断した部分を橋軸方向に20秒間入力した。簡易モデルおよび1自由度系モデルには、全体系モデルに地震波を入力した際の中央径間中央部補剛桁の応答加速度を橋軸方向に入力した。本研究では道路橋示方書で規定されている、レベル2地震動のプレート境界型の大規模な地震を想定した地震動type I - I -1, type I - I -2, type I - I -3, type I - II -1, type I - II -2, type I - II -3および内陸直下型地震を想

定したtype II - I -1, type II - I -2, type II - I -3, type II - II -1, type II - II -2, type II - II -3を入力地震動として採用した。表-6に本研究で使用した、入力地震動および実際に構造モデルに入力した部分を示す。入力地震動の例として図-13にtype I - I -1の地震動の全容及び本研究で使用した20秒間を示す。type I - I -1では赤色のラインで示した20～40秒間を採用した。

(3) 簡易モデル・1自由度系モデルに対する入力波

本研究では、効率的に解析を進めるために簡易モデル・1自由度系モデルを用いて地震応答解析を行うが、そのためには全体系モデルで地震応答解析を行うことで得られる応答加速度が必要である。しかし、全体系モデルを用いた解析には多大な時間を要するため、パラメータを変更するたびに全体系モデルで解析を行って非効率的である。そこで、制震ダンパー、すべり支承、弾性拘束ケーブルの各制震デバイスに基準となるパラメータを設定する。その基準のパラメータを設定した全体系モデルで地震応答解析を行い、中央径間中央部補剛桁で得られた基準の応答加速度を簡易モデル・1自由度系モデルに入力し地震応答解析を行う。図-14～25に本研究で使用する入力地震動および、簡易モデル・1自由度系モデルに入力する基準の応答加速度波形を示す。

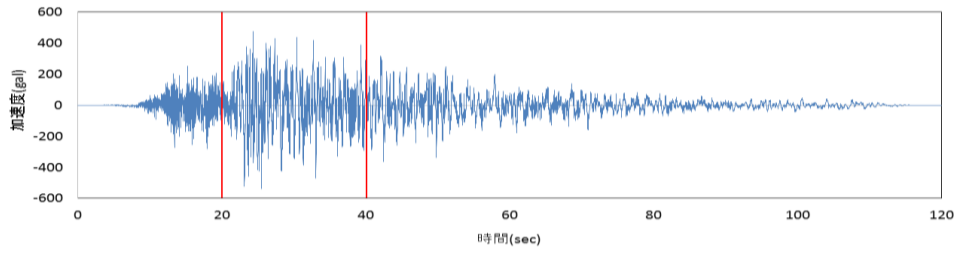
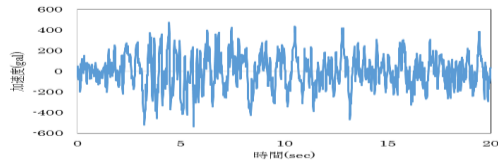
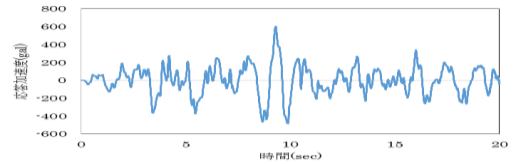


図-13 レベル2地震動type I - I-1入力地震動採用部分

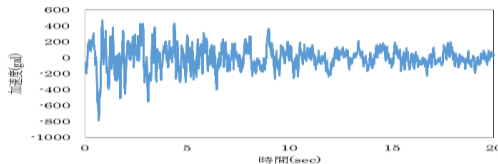


(a) 入力地震動

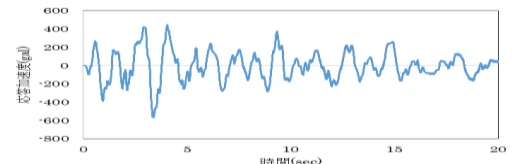


(b) 応答加速度

図-14 レベル2地震動type I - I-1 20~40sec

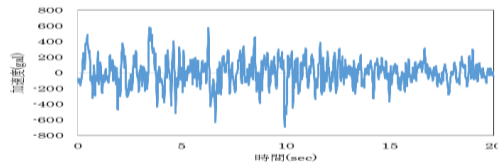


(a) 入力地震動

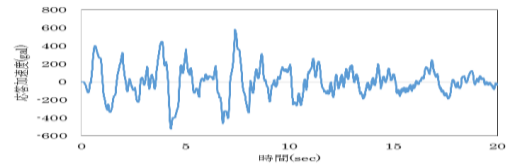


(b) 応答加速度

図-15 レベル2地震動type I - I-2 75~95sec

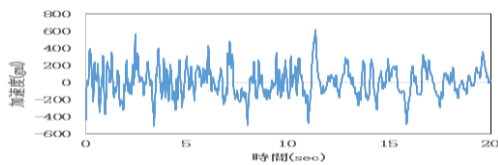


(a) 入力地震動

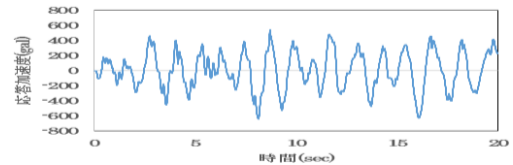


(b) 応答加速度

図-16 レベル2地震動type I - I-3 95~115sec

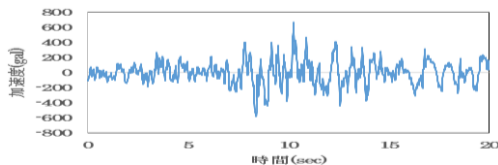


(a) 入力地震動

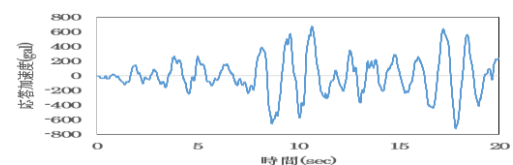


(b) 応答加速度

図-17 レベル2地震動type I - II-1 25~45sec

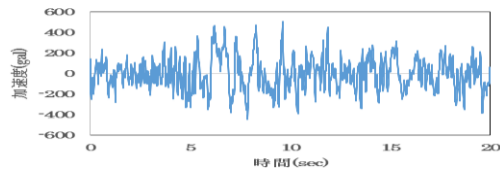


(a) 入力地震動

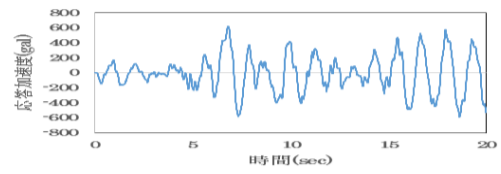


(b) 応答加速度

図-18 レベル2地震動type I - II-2 70~90sec

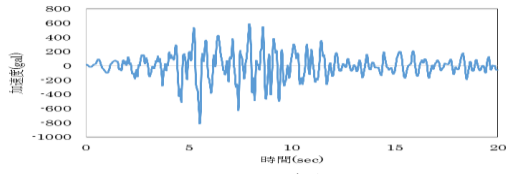


(a) 入力地震動

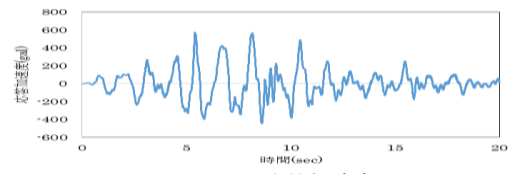


(b) 応答加速度

図-19 レベル2地震動type I - II-3 75～95sec

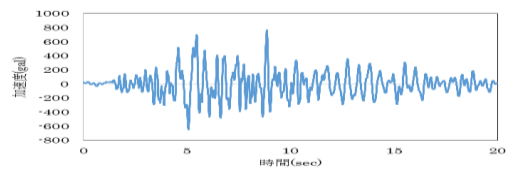


(a) 入力地震動

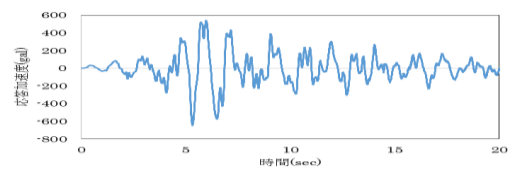


(b) 応答加速度

図-20 レベル2地震動type II - I -1 0～20sec

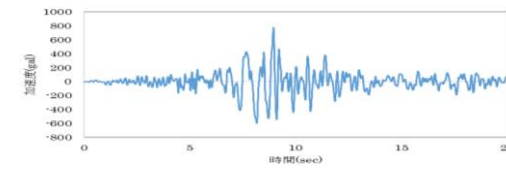


(a) 入力地震動

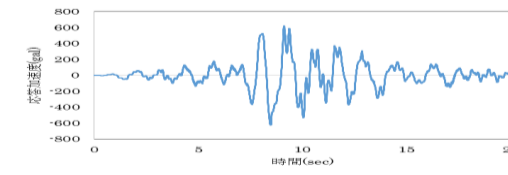


(b) 応答加速度

図-21 レベル2地震動type II - I -2 0～20sec

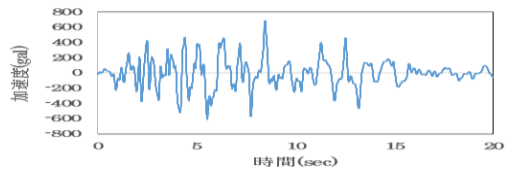


(a) 入力地震動

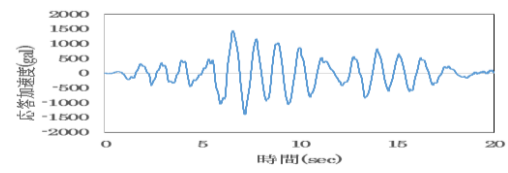


(b) 応答加速度

図-22 レベル2地震動type II - I -3 0～20sec

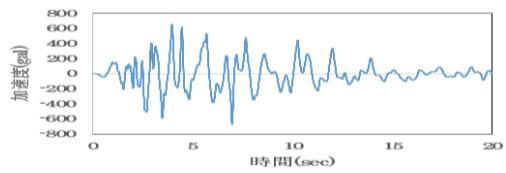


(a) 入力地震動

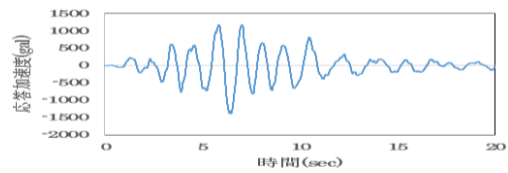


(b) 応答加速度

図-23 レベル2地震動type II - II-1 0～20sec

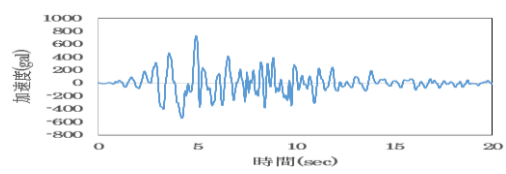


(a) 入力地震動

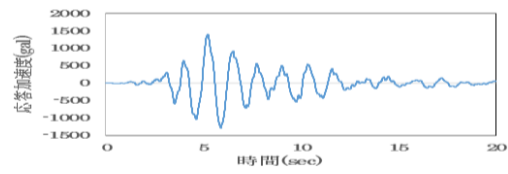


(b) 応答加速度

図-24 レベル2地震動type II - II-2 0～20sec



(a) 入力地震動



(b) 応答加速度

図-25 レベル2地震動type II - II-3 0～20sec

4. 解析結果

(1) 簡易モデル・1自由度系モデルに対する入力波の妥当性

簡易モデル・1自由度系モデルに入力する地震波は、制震デバイスを基準のパラメータに設定した全体系モデルで地震応答解析を行い、得られた中央径間中央部補剛桁の応答加速度を採用している。本研究では簡易モデル・1自由度系モデルを用いて、制震デバイスのパラメータについて検討を行う。そのため全体系モデルで得られた基準の応答加速度は、制震デバイスのパラメータを変化させても大きな差異を示さない必要がある。

ここでtype I - I -3の95～115秒の20秒間について制震デバイスのパラメータを変化させた全体系モデルを3ケース用意し、地震応答解析を行い、得られた中央径間中央部補剛桁の応答加速度を比較した。その際使用した全体系モデルの制震デバイスのパラメータを表-7に示す。その結果として得られた応答加速度を図-26に示す。図-26から最大応答加速度については差異が生じているものの、3ケースとも波形としては採用した20秒間において、位相等には大きな差は認められない。また10～20秒の間では応答加速度の大きさ、位相においてもほぼ差異は認められない。

(2) 地震応答解析結果

a) 応答変位

本研究では効率的に地震応答解析を進めていく上で、制震デバイスを基準のパラメータに設定した構造モデルを用いて、表-6に示す入力地震動を使用した。基準となるパラメータはすべり支承の摩擦係数0.02、ダンパーの減衰力・弾性拘束ケーブルのばね定数は1倍、弾性拘束ケーブルの初期軸力はプレストレスト力1560kNを導入し、-30度の温度荷重を採用している^{4) 5)}。以上の条件下での全体系モデル・簡易モデルにおける中央径間中央部床版での応答変位と、1自由度系モデルにおける質点での応答変位を図-27～38に示す。

図-27～38より簡易モデルは小さな差異が認められるものの、本研究で採用した20秒間では1自由度系モデルと比べて、より忠実に全体系モデルの応答変位を再現している。また1自由度系モデルは、位相等については概ね全体系モデルの応答変位を再現できていると思われる。特に全体系モデルの応答変位の振幅が大きくなっている部分では忠実に全体系モデルの挙動を再現できている。図30～32、図36～38よりII種地盤の地震波を入力した1自由度系モデルと簡易モデルの応答変位は、I種地盤の地震波を入力した場合より非常に良く一致していた。特にtype II - II -1(図-36)においてその傾向が顕著にみられるが、

表-7 ケースごとの全体系モデルの制震デバイスのパラメータ

	すべり支承の摩擦係数	ダンパー減衰力	弾性拘束ケーブル		
			初期軸力	温度荷重	ばね定数
ケース1	0.02	1倍	なし	なし	1倍
ケース2	0.05	1倍	あり	+30℃	1倍
ケース3	0.08	1倍	なし	なし	4倍

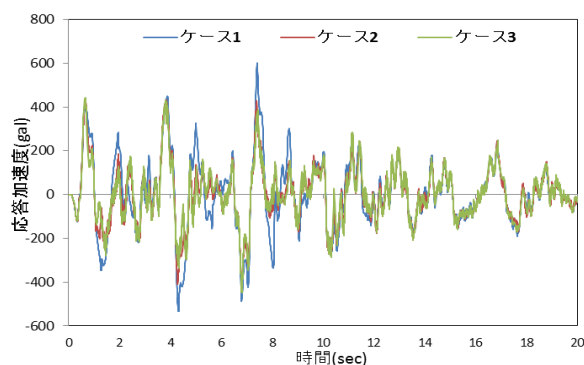


図-26 各ケースにおける全体系モデル中央径間中央部補剛桁の応答加速度

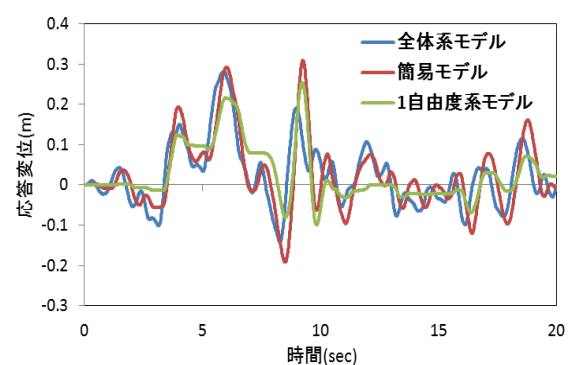


図-27 レベル2地震動type I - I -1入力時の各構造モデルの応答変位

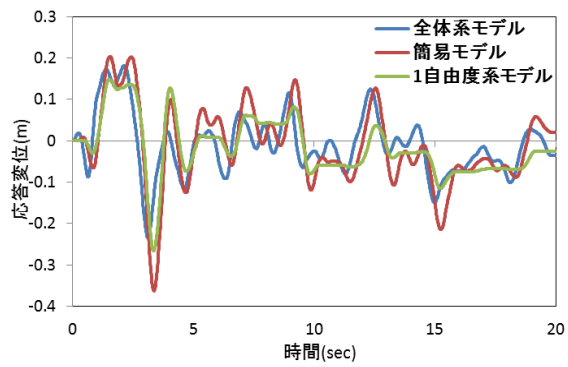


図-28 レベル2地震動type I - I - 2入力時の各構造モデルの応答変位

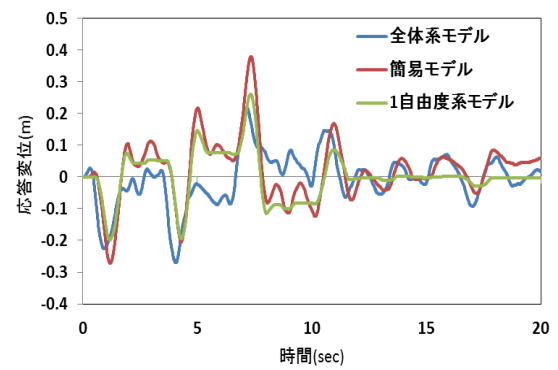


図-29 レベル2地震動type I - I - 3入力時の各構造モデルの応答変位

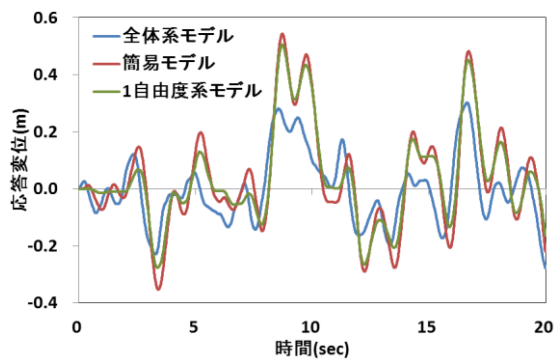


図-30 レベル2地震動type I - II - 1入力時の各構造モデルの応答変位

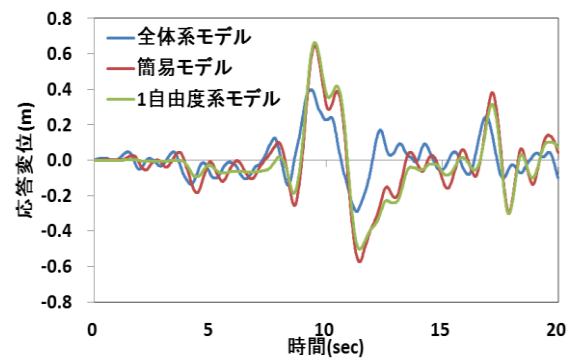


図-31 レベル2地震動type I - II - 2入力時の各構造モデルの応答変位

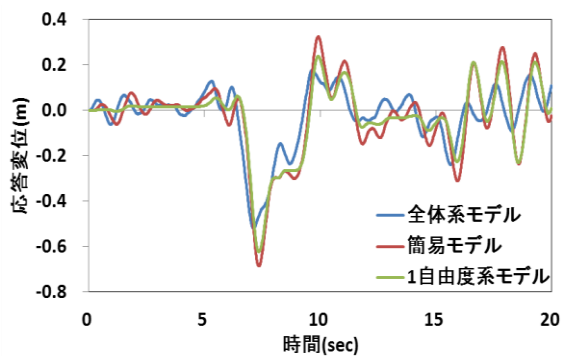


図-32 レベル2地震動type I - II - 3入力時の各構造モデルの応答変位

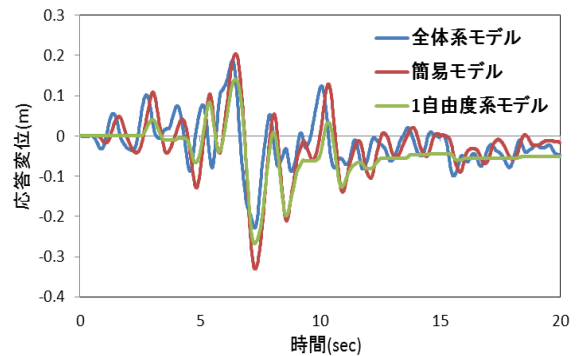


図-33 レベル2地震動type II - I - 1入力時の各構造モデルの応答変位

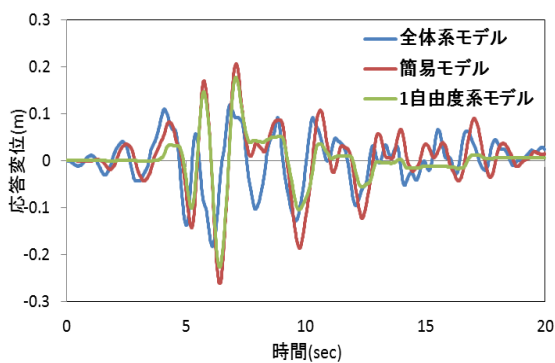


図-34 レベル2地震動type II - I - 2入力時の各構造モデルの応答変位

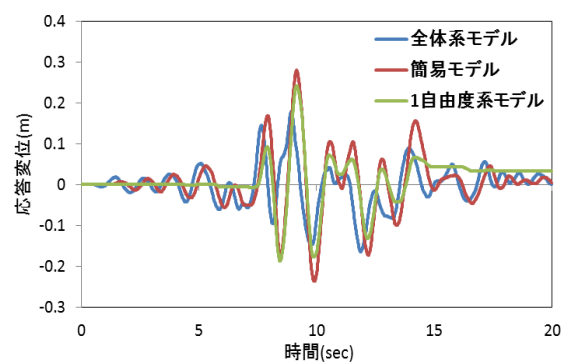


図-35 レベル2地震動type II - I - 3入力時の各構造モデルの応答変位

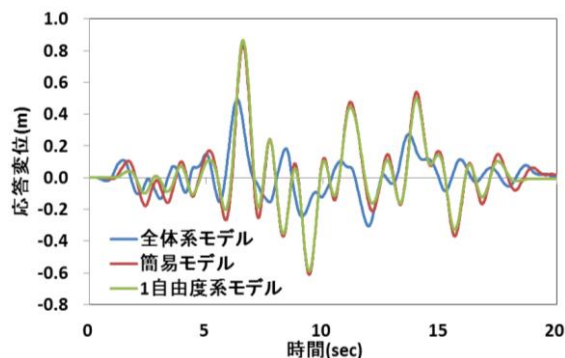


図-36 レベル2地震動type II-II-1入力時の各構造モデルの応答変位

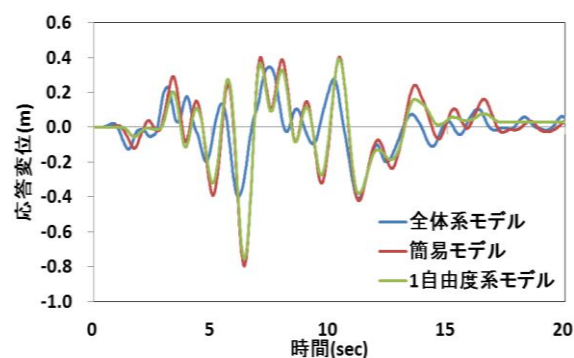


図-37 レベル2地震動type II-II-2入力時の各構造モデルの応答変位

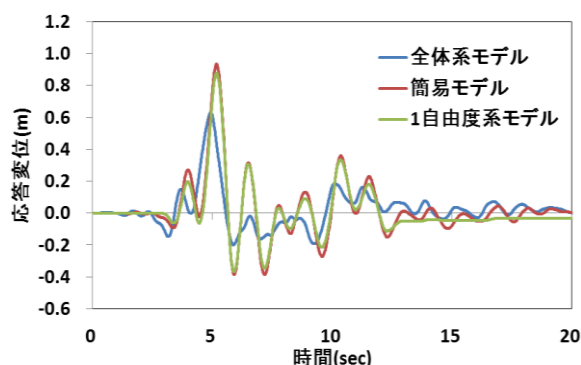


図-38 レベル2地震動type II-II-3入力時の各構造モデルの応答変位

逆に全体系モデルの応答変位とは差異が生じている。

1自由度系モデルにおいて、type I-I-3(図-29)では10秒以降の応答変位、残留変位が非常に小さくなっている。さらにtype II-I-1(図-33)では、15秒以降で全体系モデル・簡易モデルの応答変位と差異が生じている。II種地盤の地震波においても、同様にtype II-II-3(図-38)の13秒以降で応答変位と差異が生じている。このように1自由度系モデルでは主要動の後、振幅が小さい部分で全体系モデルとの間に差異が生じることがある。

全体系モデル、簡易モデルの中央径間中央部床版の最大応答変位、1自由度系モデルの質点の最大応答変位を表-8に、残留変位を表-9に示す。簡易モデルと1自由度系モデルの内、全体系モデルにより近い値を示したモデルを表中で着色し示す。

表-8からI種地盤の地震波では最大応答変位は簡易モデルが最も大きくなっている。次いで1自由度系モデルとなり、全体系モデルが最も小さくなっている地震波が多い。また、II種地盤の地震波でも簡易モデル、1自由度系モデル、全体系モデルの順に大きな値を示している地震波が多い。type I-II-2・type II-II-1が僅差ながら簡易モデルが全体系モデルにより近い値を示しているが、

それを除く10波では1自由度系モデルが全体系モデルにより近い値を示した。これより最大応答変位については、1自由度系モデルが簡易モデルに比べ全体系モデルの挙動を再現している。さらに3つの構造モデルにおいて最大応答変位の分散を算出した結果、I種地盤の地震波では1自由度系モデルが他の構造モデルと比べて極端に小さい値を示し、安定した最大応答変位を示したが、II種地盤の地震波では逆に1自由度系モデルの分散が3つの構造モデルの中で大きな値を示した。

表-9より残留変位は同じ地震波を入力した結果においても、各構造モデルによってばらつきが大きい。しかし、I種地盤の地震動において各構造モデルの平均値をとると、近い値を示し分散も小さい。結果的に構造モデルごとの平均値に着目した場合、簡易モデルが1自由度系モデルに比べ全体系モデルに近い値を示した。

b) すべり支承の変形量

すべり支承は耐震補修に伴い全桁間に設置され、橋軸方向だけでも対象橋梁全体で824基が設置される。そのため、すべり支承の性能は対象橋梁の耐震性に大きな影響を与えると考えられる。また本研究は実橋の耐震補修を対象としており、不経済的な制震デバイスは採用される可能性が低い。そこで本研究ではすべり支承の最大変形量に着目し、表-6に示す入力地震動に対するすべり支承の挙動を比較する。表-10に各構造モデルのすべり支承の最大変形量を示す。全体系モデル・簡易モデルでは橋軸方向の全てのすべり支承の中での最大の変形量、1自由度系モデルにはすべり支承は1基のみ設定しているため、その最大変形量を示す。

I種地盤の地震波について、最大値はtype I-I-2の全体系モデルにおける0.43mである。簡易モデルでの最大値はtype I-I-3で0.38m、1自由度系モデルでの最大値はtype II-I-1で0.27mを示した。type I-I-1を除いた5波において最大変形量が最も大きいのは全体系モデルであり、次いで簡易モデルが大きく、1自由度系モデルが最も小

表-8 各構造モデルの最大応答変位

(a) I 種地盤				(b) II 種地盤			
地震波	全体系モデル(m)	簡易モデル(m)	1自由度系モデル(m)	地震波	全体系モデル(m)	簡易モデル(m)	1自由度系モデル(m)
I-I-1	0.28	0.31	0.25	I-II-1	0.30	0.54	0.51
I-I-2	0.23	0.36	0.27	I-II-2	0.40	0.65	0.66
I-I-3	0.27	0.38	0.26	I-II-3	0.52	0.69	0.62
II-I-1	0.23	0.33	0.27	II-II-1	0.49	0.84	0.87
II-I-2	0.18	0.26	0.23	II-II-2	0.41	0.80	0.76
II-I-3	0.18	0.28	0.24	II-II-3	0.63	0.93	0.88
平均	0.229	0.321	0.253	平均	0.459	0.741	0.715
分散	0.0018	0.0022	0.0003	分散	0.0130	0.0204	0.0213

表-9 各構造モデルの残留変位

(a) I 種地盤				(b) II 種地盤			
地震波	全体系モデル(m)	簡易モデル(m)	1自由度系モデル(m)	地震波	全体系モデル(m)	簡易モデル(m)	1自由度系モデル(m)
I-I-1	0.01	0.01	0.02	I-II-1	0.28	0.22	0.16
I-I-2	0.04	0.02	0.03	I-II-2	0.10	0.04	0.07
I-I-3	0.02	0.06	0.00	I-II-3	0.11	0.03	0.01
II-I-1	0.05	0.02	0.05	II-II-1	0.00	0.02	0.01
II-I-2	0.02	0.01	0.01	II-II-2	0.05	0.03	0.03
II-I-3	0.00	0.00	0.03	II-II-3	0.00	0.00	0.03
平均	0.022	0.021	0.024	平均	0.090	0.057	0.052
分散	0.0003	0.0004	0.0003	分散	0.0106	0.0065	0.0035

表-10 各構造モデルのすべり支承の最大変形量

(a) I 種地盤				(b) II 種地盤			
地震波	全体系モデル(m)	簡易モデル(m)	1自由度系モデル(m)	地震波	全体系モデル(m)	簡易モデル(m)	1自由度系モデル(m)
I-I-1	0.41	0.19	0.25	I-II-1	0.49	0.54	0.51
I-I-2	0.43	0.36	0.27	I-II-2	0.64	0.65	0.66
I-I-3	0.42	0.38	0.26	I-II-3	0.77	0.69	0.62
II-I-1	0.40	0.33	0.27	II-II-1	0.94	0.85	0.87
II-I-2	0.35	0.26	0.23	II-II-2	0.89	0.80	0.76
II-I-3	0.36	0.28	0.24	II-II-3	1.00	0.94	0.88
平均	0.395	0.302	0.253	平均	0.788	0.743	0.715
分散	0.0011	0.0051	0.0003	分散	0.0384	0.0206	0.0213

さい値を示している。

II 種地盤の地震波について、最大値はtype II-II-3の全体系モデルにおける1.00mである。簡易モデルにおける最大値は同じくtype II-II-3で0.94m、1自由度系モデルでの最大値は同じくtype II-II-3で0.88mを示した。type I-II-1・type II-II-1を除いた4波において最大変形量が最も大きいのは全体系モデルであり、次いで簡易モデルが大きく、1自由度系モデルが最も小さい値を示している。

以上に加えて I 種地盤・II 種地盤の地震波について各構造モデルの平均値に着目すると、簡易モデルが1自由

度系モデルと比べ全体系モデルのすべり支承の最大変形量に近い値を示した。

5. 結論

本研究では、既設長大吊橋の大規模補修において床版の連続化および新耐震システムを導入した際の中央径間床版部の挙動に着目した。モデル化にあたって、全体系モデル、中央径間のすべり支承で支持された床版全体を

抜き出した簡易モデル、それを1つの質点とする1自由度系モデルを用いて、3者の応答の比較に基づき、簡易なモデルによる評価の妥当性を検討した。以下に本研究で得られた結果を列挙する。

- (1) 全体系モデル中央径間中央部補剛桁で検出された応答加速度について、制震デバイスのパラメータを変化させた場合でも、本研究で主要動とした20秒間においては位相等に大きな差異は認められなかった。
- (2) 本研究で採用した地震動中の20秒間における応答変位について、1自由度系モデルは全体系モデルの位相等を概ね再現していたが、簡易モデルはさらに忠実に再現していた。
- (3) 1自由度系モデルは、全体系モデルの応答変位の振幅が大きい部分では、全体系モデルの応答変位を再現できていたが、小さい部分では全体系モデルとの間に差異が生じることがある。
- (4) II種地盤の地震動に対する応答変位については、簡易モデルと1自由度系モデルが非常に良く一致していた。
- (5) 最大応答変位については、多くの地震波で簡易モデルが最も大きな値を示し、1自由度系モデルが、簡易モデルに比べ全体系モデルの挙動に近い値を示した。
- (6) 残留変位については、同じ地震波でも各構造モデル

によって大きなばらつきが生じた。

- (7) すべり支承の最大変形量は、多くの地震波で全体系モデルが最も大きな値を示し、簡易モデルが1自由度系モデルに比べ全体系モデルの挙動に近い値を示した。

謝辞：本研究に際して西日本高速道路株式会社による検討資料より多くを抜粋させていただきました。ここに低頭して深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 神鋼鋼線工業株式会社編：φ7mm 亜鉛めっき鋼線応力ひずみ線図，神鋼鋼線工業（株）社内試験データ，2006。
- 2) 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等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.61-68，2005。
- 3) （社）日本道路協会：平成24年道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012。
- 4) 榊一平，松田哲夫，松田泰治，今村壮宏，坂田裕弘，宇野裕恵，松田宏，打越丈将：吊橋に適用したケーブル併用制震すべりシステムのデバイスにおける地震時エネルギーに関する研究，第34回地震工学研究発表会講演論文集，2014。
- 5) 松田哲夫，松田泰治，今村壮宏，坂田裕彦，宇野裕恵，松田宏，打越丈将：既設吊橋の床組縦桁のノージョイント化と新耐震システムの構築，第33回地震工学研究発表会講演論文集，2013。

(?受付)

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION USING SIMPLIFIED MODEL BASED ON LARGE-SCALE RENOVATION OF THE EXISTING LONG SUSPENSION BRIDGE

Taiji MAZDA, Takehiro IMAMURA, Hirohiko SAKATA, Hiroshige UNO,
Hiroshi MATSUDA, Takemasa UCHIKOSHI Masayuki MATSUMOTO
and Wataru NISHIJIMA

In recent years massive earthquake which was not taken into consideration in the conventional seismic design come to be observed in various place. Consequently, examination of earthquake proof repair considering the massive earthquake is needed. In order to solve the problem of fatigue damage due to the increase of the traffic load or the damage caused by the water leakage from the expansion joints in floor framing girders of the existing suspension bridge, the continuous structure of the floor framing girders and construction of new seismic system are effective.

In this study, two simplified models focused on the center span and the structural model that simulate the entire of the object bridge were created. The dynamic response analysis for Level2 earthquake motion by using these three structural models to evaluate the response of floor framing were performed. As a result, applicability of evaluation of response by using the simplified structural models was confirmed.