

被災シナリオに即した落橋防止システムに関する試験調査

研究予算：運営交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 16～19

担当チーム：耐震研究グループ（耐震）

研究担当者：運上茂樹，堺淳一

【要旨】

落橋防止システムは、設計では想定されない地震動の作用、周辺地盤の破壊、構造部材の予測できない複雑な振動等によって、想定を超える応答変位が生じる場合でも桁の落下という最悪の事態を防ぐために設置される。橋桁が落下する現象は橋の構造形式、外的作用によってその被災シナリオおよび落橋メカニズムが異なると考えられるが、これが明確ではないため、本研究は、被災シナリオに即して、合理的に橋桁の落下を防止できるような落橋防止システムの設計法およびそのデバイスに要求される性能の明確にすることを目的として実施した。これより、こうした現象を再現可能な解析モデルを構築するとともに、解析（数値実験）に基づいて落橋防止システムに要求される性能を明確にした。

キーワード：橋，巨大地震，落橋防止システム，被災シナリオ，落橋メカニズム，要求性能

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、落橋等の甚大な被害が多数の橋梁に生じたことをうけて、平成8年に改定された道路橋示方書¹⁾では、落橋防止のために必要な機能を明確にして落橋防止システムを構成するとともに、その設計法が強化された。平成14年の道路橋示方書²⁾では、性能設計に対応するために要求性能が示されることになり、落橋防止システムの性能目標としては、設計で想定される以上の地震外力や地盤の変位により過大な桁の応答が生じた場合にも、桁の落下を防止することとされた。これを満足するみなし規定として、必要な桁かかり長を確保すること、落橋防止構造の耐力はその支点が支持する死荷重反力の1.5倍とし、設計遊間量を桁かかり長の0.75倍とすること等が規定された。しかし、こうした規定は仕様規定となっており、性能という観点ではどのような想定外の外力に対して、どのような性能を確保するのかが必ずしも明確ではないため、これらを明確にし、合理的な落橋防止システムの設計法を確立することが必要とされている。

一方で、東海地震、東南海地震、南海地震など、今後発生することが想定されている巨大地震に関する調査が進められており、地震動の強さや断層のずれによって生じる断層変位、津波の規模等が予測されつつある。こうした巨大地震に対して橋の耐震安全性を確保していくためには、予測される外的作用に応じて、適切に落橋防止システムによる対策を行っていく必要がある。

以上のような背景から、本研究では以下のことを実施

した。

1. 過去の地震等における落橋の分析による橋の桁落下シナリオの分析と複数の外的作用に対応可能な落橋防止構造の要求性能の提案
2. 巨大地震による桁落下メカニズムの解明と落橋防止システムに求められる要求性能の明確化
3. 落橋防止構造の力学的特性とその効果に関する数値実験

2. 過去の地震等における落橋の分析

過去の大規模な地震における落橋事例の分析から、橋桁が落下するシナリオを検討した。対象としたのは、表-1に示すように国内外の過去の地震で橋桁が落下した45ケース³⁾⁻¹⁸⁾である。ここで、桁落下の被災シナリオとしては以下の5つを想定し、これによって分類した。図-1にシナリオA～Dの例を示す。

シナリオA：下部構造が倒壊

シナリオB：下部構造が大変位

シナリオC：上部構造の橋軸方向への変位

シナリオD：上部構造の橋軸直角方向への変位

シナリオE：津波による上部構造の流失

表-2は、我が国で地震により桁落下が生じた事例を構造形式ごとに整理した結果である。これによれば、桁落下は複数径間を有する単純桁橋に多く生じており、連続桁橋や両端に橋台を有する単純桁橋では、下部構造や橋台が倒壊しない限り桁落下が生じた事例はない。

下部構造が倒壊する場合（シナリオA）は、桁かかり

表-1 地震による橋の桁落下事例と被災シナリオ（津波の影響，落橋寸前，施工中の橋を含む）

地震名	橋梁名	構造形式	被害形式	対策
1891年濃尾地震	枇杷島橋	木橋（詳細は不明）	地盤変状による下部構造崩壊	A
1923年関東地震	豊国橋	3径間鋼トラス橋，斜角20°	下部構造の変位により桁落下	B
	酒匂橋	33径間RCT桁橋	橋脚の破壊により落橋	A
	早川橋	6径間RCT桁橋	上部構造の変位，あるいは橋脚変位	C
	神戸橋	2径間RCT桁橋	橋脚の破壊により落橋	A
	谷戸橋	単径間平行弦ラットラス	橋台の破壊により落橋	A
	木賀橋	木造頬杖橋	斜面崩落による橋脚破壊	A
1946年南海地震	渡川橋	8径間鋼ワレットラス橋	地盤変状による橋脚移動	B
	会津橋，他11橋	単純桁橋（木，鋼，RC造）	津波による橋脚の折損	E
1948年福井地震	中角橋	14径間鋼桁橋	上部構造の変位により桁落下	A, C
	長屋橋	8径間鋼桁橋	下部構造の沈下，変位により上部構造沈降	B
	港橋	7径間木造土橋	橋脚の破壊により落橋	A
	布施田橋	75径間木造土橋	下部構造の破壊により落橋	A
	板垣橋	13径間RCT桁橋	下部構造傾斜，上部構造変位により桁落下	B
	弁天橋	6径間RCT桁橋	下部構造の転倒により落橋	B
	船橋	30径間木造土橋	下部構造の崩壊	A
1955年二ツ井地震	響橋	6径間トラス橋	上部構造の変位により桁落下	C
1964年新潟地震	昭和大橋	12径間単純鋼桁橋	橋台に押された上部構造の変位により落橋	B, C
	新潟駅東跨線橋	単径間活荷重合成単純鋼桁橋＋ (8+7)径間ラテンPCT桁橋	地盤の振動振幅により落橋	B
	松浜橋	14径間鋼ワレットラス橋（架設中）	支保工の倒壊により可動側から落橋	A
	品ノ木橋	不明	橋脚の沈下および橋一連落橋	B
1978年宮城県沖地震	八千代橋	10径間活荷重合成鋼単桁橋＋ (1+1)PC床版単純桁橋	下部構造の移動による桁落下寸前	B, C
	錦桜橋	9径間ゲルバー桁橋	上部構造の振動変位による落下	C
	木間塚橋	19径間鋼単純鋼桁橋	沓座コンクリートの剥離による落橋寸前	B, C
	1983年日本海中部地震	日出橋	4径間木橋＋単径間RC床版桁橋	津波によって遊上した船の衝突
1995年兵庫県南部地震	門戸高架橋	19径間単純桁橋（PC桁，鋼桁） 斜角40°	斜橋の回転による桁落下	D
	瓦木西高架橋	3径間連続RC中空床版橋，斜橋52°	斜橋の回転による桁落下	D
	甲子園高潮町西	鋼単純鋼桁橋	主鉄筋段落し部の破壊	A
	浜脇町札場	4径間鋼単純鋼桁橋	桁振動・衝突による桁落下	C
	湊川ランプ橋	2径間連続曲線鋼箱桁橋	曲線橋の回転と橋脚損傷による桁落下	A, D
	西宮港大橋77°ロープ橋	ニルモノセ橋＋単純鋼箱桁橋	桁間の振動位相差と地盤流動化による桁落下	B, C
	ホーターミナル連絡橋	曲線橋（詳細不明）	曲線橋の回転と地盤流動	B, C
	岩屋高架橋	単純合成鋼箱桁橋＋3径間連続PC桁橋	鋼製橋脚の局部座屈，角部われ	A
	市庭町建石交差点	単純合成鋼箱桁橋＋単純合成鋼桁橋	鋼製橋脚の座屈	A
	中央区波止場町	2径間単純合成鋼桁橋	主鉄筋段落し部の破壊	A
東灘区深深江本町	18径間PCゲルバー桁橋（ピルツ橋）	主鉄筋段落し部の破壊	A	
2000年鳥取県西部地震	原田橋	単径間 斜角あり	橋台の破壊により落橋	A
1994年米国 ノースリッジ地震	I5S14インターチェンジ橋	10径間RC箱桁橋，曲線橋	振動位相差による大変位でヒンジ部で落下	C
	ガビン・キャニオン橋	PC箱桁橋＋(2+2)RC箱桁橋，斜角66°	振動位相差による大変位でヒンジ部で落下	C
1999年トルコ・コジャエリ地震	Arifiye橋	4径間単純PC橋，斜角70°	断層による橋脚移動	B
1999年台湾集集地震	長庚橋	13径間PC単純5主桁橋	支承の破壊と桁の移動	C
	卑豊橋	13径間RC桁橋	断層による橋脚移動	B
	烏溪橋	18径間PC単純5主桁橋	断層による橋脚移動	B
	石圍橋	3径間RC単純桁橋，斜角55°～85°	断層による橋脚移動	B
2004年スマトラ沖大地震	（多数）	単純桁橋	津波による流失	E

表-2 地震による落橋事例と構造特性の関係¹⁹⁾

地 震	落橋数	構造特性（橋数）		
		両端に橋台を有する単純げた橋	複数径間を有する単純げた橋	連続げた橋
1923年関東地震	6橋	1橋 ¹⁾	5橋	-
1946年南海地震	1橋	-	1橋	-
1948年福井地震	4橋	-	4橋	-
1946年新潟地震	3橋	-	3橋	-
1978年宮城県沖地震	1橋	-	1橋	-
1995年兵庫県南部地震	46橋	-	44橋（径間） ²⁾	2橋（径間） ¹⁾
2000年鳥取県西部地震	1橋	1橋 ¹⁾	-	-
合 計	62橋	2橋	58橋	2橋

（注） 1) 下部構造の破壊に伴う落橋； 2) 下部構造の破壊に伴う落橋も含む



(a) シナリオ A：下部構造が倒壊した例¹⁴⁾



(b) シナリオ B：下部構造が大変位した例¹⁹⁾



(c) シナリオ C：上部構造が橋軸方向へ大変位した例¹⁴⁾



(d) シナリオ D：上部構造が橋軸直角方向へ大変位した例^{12),13)}

図-1 桁落下シナリオに基づく被災例



図-2 落橋防止構造が機能した例^{19),20)}

長や落橋防止構造などにより桁の落下を防ぐことは、上下部構造間の大きな相対変位に対するために設置される落橋防止構造の本来の目的とは異なるため、ここではこれを本検討の対象から除外した。

下部構造もしくは桁に大きな変位が生じて、上下部構造間の相対変位が大きくなる場合(シナリオB～D)には、十分な桁かかり長を確保することや落橋防止構造により隣接する上部構造間もしくは上下部構造間を連結することにより、桁の落下を防止することが可能と考えられる

ため、これを本研究の検討対象とした。

なお、2004年のインドネシアのスマトラ島沖大地震で発生したインド洋大津波による橋の流失をはじめ、これまでも津波により多数の橋が流失した事例(シナリオE)があるが、上部構造が下部構造と分離して流失した橋では一般に桁を下部構造上に載せるだけの単純な構造であり、支承等により上下部構造間が連結されていた橋やせん断キーが設置されていた橋では流失しなかったことが報告されている¹⁸⁾。兵庫県南部地震における被害では、支承により上下部構造間が連結されている場合にも大きな地震力によって支承が破壊された事例も数多くあったことから、想定を超える大規模な地震によって支承が破壊した後に大津波を受けると、落橋防止構造が設置されていない場合には桁が流失する可能性もある。津波に対しては、波圧により桁に作用する外力が明らかになれば、落橋防止構造を設計することは可能と考えられる。また、これは耐震設計上必要とされる水平耐力により十分抵抗できる可能性があり、津波に対する落橋防止構造の設計は特に必要としない場合もあると考えられる。

また、大規模な断層変位に対しては、十分な桁かかり長を確保することと落橋防止構造を設置することにより、

表-3 被災シナリオと落橋防止構造の要求性能

外的作用	作用の特徴	適する落橋防止構造
地震動	くり返し作用	変位吸収・荷重抵抗型
津波	1方向に作用する力	荷重抵抗型
断層変位	1方向に作用する力	荷重抵抗型
雪崩	1方向に作用する力	荷重抵抗型

表-4 RC 橋脚の被災状況

橋脚	支承	断面	被災状況	被災度
P35	F	□ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P36	F	□ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P37	M	□ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P38	M	□ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P39	F M	□ 3.5 m	橋軸方向の曲げせん断破壊	A
P40	F M	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P41	F M	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P42	F M	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P43	F M	○ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P44	M	□ 3.3 m	基部に曲げ破壊	B
P45	F	□ 3.3 m	橋軸方向のせん断破壊	A

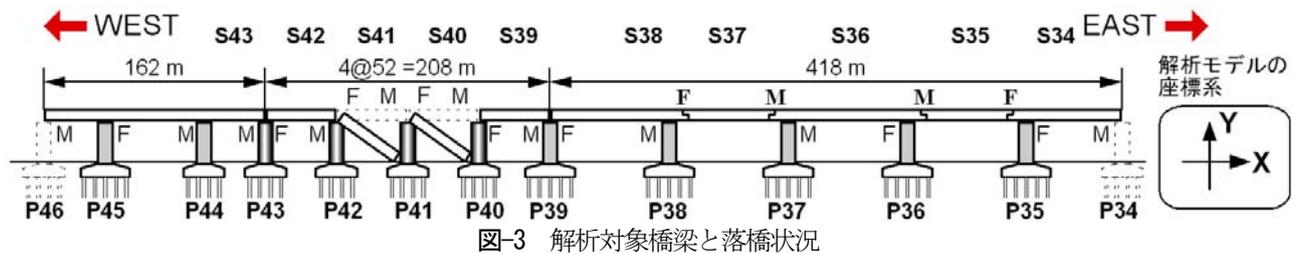


図-3 解析対象橋梁と落橋状況

ある範囲の断層変位に対しては、桁の落下を防止することが可能と考えられる。落橋防止構造の耐力が下部構造の耐力よりも大きく、また、下部構造が基部で曲げ破壊するように設計されていれば、断層変位による桁の大変位によって落橋防止構造を介して下部構造が引っ張られ、結果的に下部構造に大きな損傷が生じる可能性があっても、橋全体として変位を吸収して桁の落下を防止できる可能性があると考えられる。

図-2は、落橋防止構造が機能した一例を示している。2003年宮城県北部地震における例であるが、ケーブル式落橋防止構造に張力が作用した状態であり、これがなければ落橋した可能性が指摘されている^{19), 20)}。この他に、雪崩による外力に落橋防止システムのひとつである変位制限構造が抵抗した例も報告されている²¹⁾。雪崩による外力は、一方向力であり、津波や断層変位と類似するものと考えられるが、落橋防止構造が力で抵抗し、桁落下を防いだと推測される。

以上のことから、外的作用と被災状況、落橋防止システムに求められる要求性能を整理した結果が表-3である。地震動に対しては、くり返しの作用や継続時間を考慮する必要があるため、力だけで抵抗するのではなく、変位やエネルギーを吸収できるタイプが適していると考えられるのに対し、津波、断層変位、雪崩等に対しては一般には1方向の力であるため、力のみで抵抗するタイプが適していると考えられる。

3. 桁落下メカニズムの解明に関する解析

3.1 はじめに

2章に示したように、津波や断層変位という外力は一般には1方向に作用する力であり、外力が決まればこれに対して落橋防止システムを設計することは可能であると考えられる。一方、大規模地震による多方向地震力によって、支承が破壊し、桁に大変位が生じて桁間に衝突が生じたり、落橋防止構造が機能したりする現象は複雑であるため、こうした現象を検討対象とすることとし、橋桁が落下するメカニズムを解明するために数値解析を行った。

3.2 兵庫県南部地震で桁落下した直線橋の被災解析²²⁾

(1) 解析対象とした橋梁と解析モデル

解析対象は、橋脚の崩壊を伴わずに桁が落下した橋梁とすることとし、図-3に示すように3径間連続鋼箱桁橋、4径間単純鋼箱桁橋、5径間ゲルバー鋼箱桁橋から構成される一連の橋梁のうち、兵庫県南部地震において単純桁の中央の2つの桁が落下した橋を選定した。本橋の橋軸方向はほぼ東西に向いている。本橋を支持する地盤は、道路橋示方書に基づけばII種地盤に分類される。

本橋梁を支持する橋脚は表-4に示すようにいずれも断面寸法が3.3~3.5mの鉄筋コンクリート（RC）橋脚である。単純桁のけたかかり長は、いずれも1.2mが確保されており、これは現行基準に基づいて算出される値（0.96m）よりも大きい。ここでは、図-3に示すように東側から桁をS34~S43、橋脚をP34~P46と呼ぶこととする。

橋脚の損傷は、表-4に示すとおりである^{12)~14)}。これよ

表-5 固定支承の耐力の RC 橋脚の曲げ耐力との比

	P35	P36	P39	P40	P41	P42	P43	P45
支承の耐力×1倍	0.88	0.98	0.91	0.45	0.46	0.46	0.68	1.05
支承の耐力×1.2倍	1.06	1.17	1.09	0.54	0.55	0.55	0.81	1.26
支承の耐力×1.5倍	1.32	1.46	1.37	0.68	0.69	0.69	1.02	1.57



図-4 S42 桁の状況^{13), 14)}

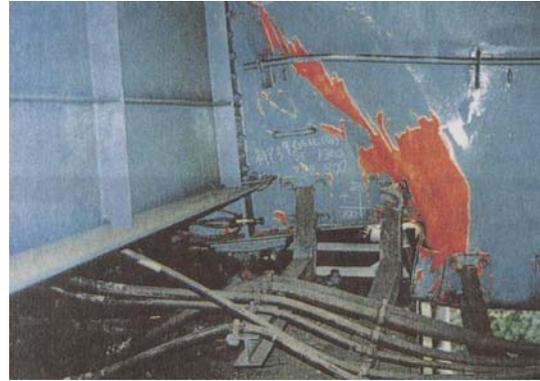


図-5 P39 橋脚側の桁端部の切欠き部の座屈^{13), 14)}

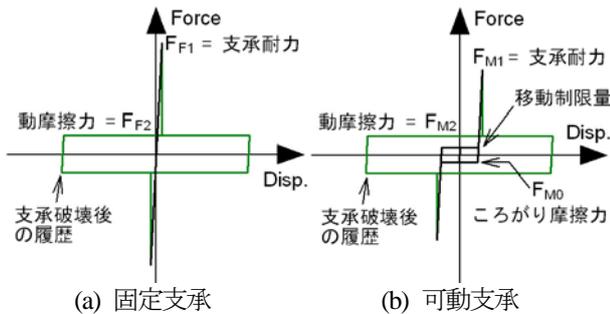


図-6 支承の履歴モデル

り、ゲルバー橋および3径間連続橋を固定支承で支持する橋脚は被災度 B 以上の損傷を受けていることが分かる。可動支承および単純桁を支持する橋脚の被災度は、P43、P44 橋脚を除いて、曲げひび割れ程度と小さい。なお、その損傷状況から P43 は橋軸・橋軸直角の両方向からの地震力が、P44 橋脚の損傷には橋軸直角方向の地震力がそれぞれ大きな影響を及ぼしたと推測される。

S39～S42 桁の被災概要は以下の通りである。

- (1) 落下していない S39 桁と S42 桁の地震後の橋脚天端に対する上部構造の橋軸方向の残留相対変位は S39 桁、S42 桁に対して最大でそれぞれ 0.51 m、0.73 m である。
- (2) 桁端に残された痕跡から、S38 桁と S39 桁の間および S42 桁と S43 桁の間に衝突が生じた。
- (3) 単純桁を支持する橋脚上のすべての支承において、上沓の逸脱、破壊等の損傷が生じた。
- (4) P39 橋脚上の固定支承は破損した。
- (5) 5 径間ゲルバー鋼箱桁の西側の固定桁 (S38 桁) の桁端部の切欠き部が P39 橋脚との衝突により座屈した。

なお、S42 桁の残留相対変位は 0.73 m とけたかかり長の 60% 程度であるが、図-4 に示すように桁端部が衝突等

により大きく損傷し、桁の落下まで余裕の少ない状態である。また、(5)については、図-5 に示すような桁の座屈状況から P39 橋脚上の固定支承が損傷する前に支承部から桁に大きな力が伝わったことにより座屈が生じたと推測される。また、P35、P36 橋脚上の固定支承は破損しなかったことが報告されている。なお、P45 橋脚上の支承は破損した。

本橋梁の橋軸方向の応答を解析対象とすることとし、図-3 に示す P35～P45 橋脚と S34～S43 桁の橋梁全体系を非線形のばね要素、はり要素を用いて、桁間の衝突、支承の破壊、RC 橋脚の損傷を考慮した 2 次元骨組みモデルにモデル化した。

RC 橋脚は、Takeda 型の履歴特性を有する非線形はり要素でモデル化した。降伏後の剛性は 0 とした。なお、橋脚のせん断破壊の影響は考慮していない。杭基礎の変形の影響はフーチング底面で定義した基礎の抵抗を表す線形の水平および回転ばねでモデル化した。桁は線形はり要素によりモデル化した。

桁間の衝突は、桁間が近づき接触する際に抵抗し、桁間が離れる場合には抵抗しない特性を有する衝突ばねによってモデル化することとした。

支承のモデル化には図-6 に示すようなモデルを用いて、支承の耐力を考慮するとともに支承破壊後の挙動にある一定の摩擦を有するすべり現象にモデル化した。ただし、支承耐力と支承破壊後の動摩擦係数については、よく分からないため、これらをパラメータとして解析することとし、本研究では、支承の耐力は上記の仮定により求めた場合に加えて、その 1.1～1.5 倍とするケースも解析した。動摩擦係数は、0.05～0.2 まで変化させた。

表-6 解析ケース

	動摩擦係数	支承耐力の倍率
CASE 1	0.20	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 2	0.15	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 3	0.10	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 4	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 5	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.1 倍
CASE 6	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.2 倍
CASE 7	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.3 倍
CASE 8	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.4 倍
CASE 9	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.5 倍
CASE 10	0.05	P35, P36, P39, P45 の固定支承の耐力のみ 1.5 倍, その他の支承耐力は 1.0 倍
CASE 11	0.05	P35, P36, P39 の固定支承の耐力のみ 1.5 倍, その他の支承耐力は 1.0 倍

表-7 桁と橋脚の最大相対応答変位と固定支承を有する橋脚の最大応答曲率の終局曲率に対する比

	桁と橋脚の最大相対変位 (m)					橋脚の最大応答曲率/終局曲率				
	P39-S39	P40-S40	P41-S41	P42-S42	P43-S43	P35	P36	P39	P43	P45
被災状況	0.51 m	落橋	落橋	0.73 m	----	B	B	A	B	A
CASE 1	0.35	0.35	0.36	0.36	0.37	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 2	0.47	0.47	0.48	0.48	0.48	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 3	0.54	0.55	0.56	0.55	0.53	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 4	0.89	0.92	0.91	0.85	0.84	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 5	0.90	0.87	0.86	0.78	0.75	0.2	0.6	0.2	0.2	0.3
CASE 6	0.45	0.40	0.34	0.25	0.10	0.3	0.6	0.2	0.2	0.8
CASE 7	0.43	0.38	0.33	0.23	0.16	2.7	0.6	0.2	0.3	2.2
CASE 8	0.47	0.44	0.36	0.25	0.16	2.7	1.1	1.1	0.3	3.1
CASE 9	0.72	0.51	0.41	0.30	0.16	2.7	1.1	2.4	0.3	3.3
CASE 10	0.65	0.49	0.45	0.35	0.20	2.7	1.0	2.4	0.2	2.7
CASE 11	1.05	0.92	0.91	0.85	0.84	2.7	1.0	2.4	0.2	0.2

表-5 は、支承耐力を 1, 1.2, 1.5 倍とする場合を例として橋脚の曲げ耐力との比を示した結果であるが、P45 橋脚以外の橋脚では、上記の仮定より求めた固定支承の耐力は橋脚の耐力よりも小さく、解析上、支承の破壊が先行し、橋脚の損傷が生じないこととなり、表-4 に示す橋脚の損傷を再現することはできない。支承の耐力を大きくするケースは、橋脚の損傷を再現することを目的としたものである。

解析対象橋が II 種地盤上にあることから、入力地震動には兵庫県南部地震において II 種地盤上で観測された JR 鷹取駅の記録²³⁾を用いることとした。また、上述のように解析対象橋の橋軸方向が東西に向いているため、EW 成分の記録を用いている。

(2) 被災解析

表-6 に本解析で対象とした解析ケースを示す。CASE1~4 により、支承破壊後の動摩擦係数の影響を調べた。また、CASE4~9 は、支承耐力の影響を調べるための解析である。CASE10, 11 は上述の解析ケースにより得られた知見と実際の被災状況を考慮して、被災状況を可能な限り再現するために仮定したものである。

表-7 は、解析より得られた桁と橋脚の最大相対応答変位と固定支承を有する橋脚の最大応答曲率の終局曲率に

対する比を示した結果である。なお、解析より得られた単純桁橋区間の橋脚の応答はおおむね同様であり、ここでは実際の被災度が比較的大きかった P43 橋脚の結果を示している。被災状況の欄には、落橋しなかった桁の場合には橋脚天端と桁の橋軸方向の最大相対応答変位を示しており、橋脚の損傷には表-4 に示した被災度を示している。

図-7 は S40 桁の応答変位の時刻歴、図-8 は S40 桁と P40 橋脚の相対変位の時刻歴、図-9 は P39 橋脚基部の曲げモーメント～曲率の履歴をそれぞれ示した結果である。これらより、支承破壊後の動摩擦係数を 0.2 とする場合 (CASE1) には、最大相対応答変位は 0.35 m とけたかかり長の 30% 程度の応答変位しか生じない。支承破壊後の動摩擦係数を 0.05 まで低減する (CASE4) と、CASE1 に比べて応答が 2.5 倍程度増加し、0.92 m の相対応答変位が生じる。これは、けたかかり長 (1.2 m) よりも小さいが、実際の被災状況から推定すると、桁が落下する際に生じたと考えられる橋脚天端のコンクリートの縁端部の削り取りや衝突等による桁端部の損傷が観察されたこと、桁間衝突による振動の増幅の可能性、地盤の相対変位や振動の位相ずれ等を考慮すると、本解析から求められた相対変位程度から落橋に結びついた可能性もあると考え

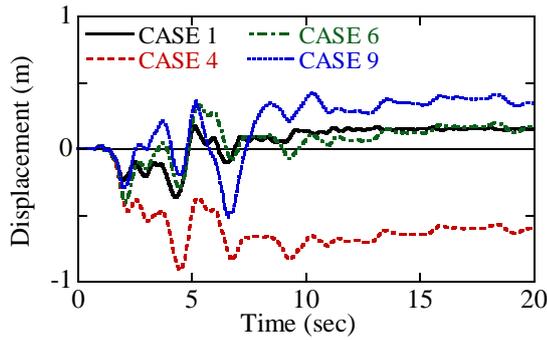


図-7 S40 桁の応答変位

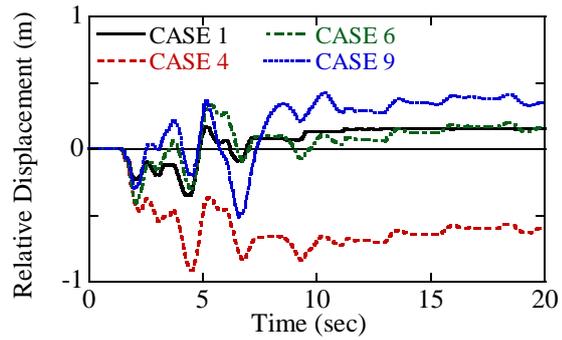


図-8 S40 桁-P40 橋脚間の相対変位

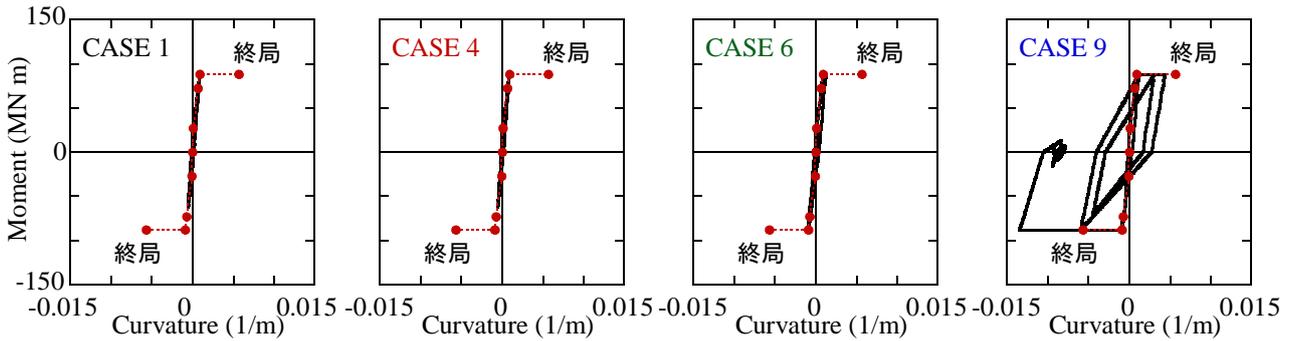
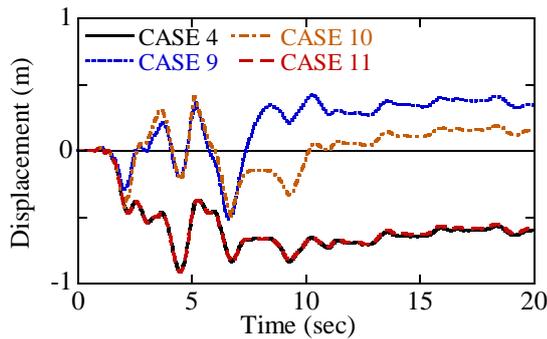
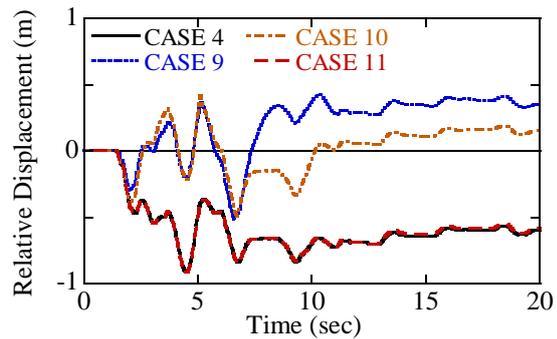


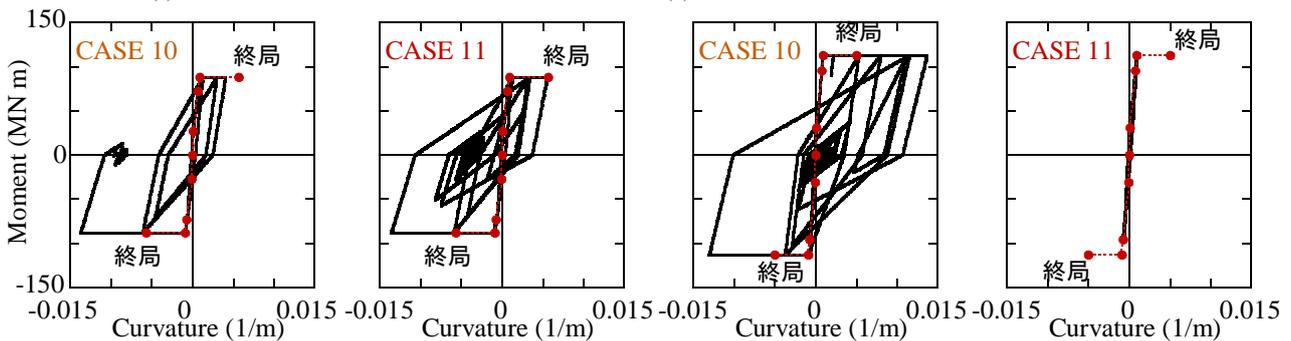
図-9 P39 橋脚基部の曲げモーメント-曲率の履歴



(a) S40 桁の応答変位



(b) S40 桁-P40 橋脚間の相対変位



(c) P39 橋脚基部の履歴

(d) P45 橋脚基部の履歴

図-10 P35, P36, P39, P45 橋脚の固定支承の耐力を変化させた場合の応答

られる。しかし、これらの場合には、支承破壊が先行し、上部構造の慣性力が橋脚に作用しないため、橋脚基部には初降伏曲率をわずかに上回る程度の曲率しか生じない。

橋脚の損傷を大きくするために、支承耐力を大きくする (CASE4~9) と、表-7, 図-9 からも分かるように橋

脚基部の曲率は増加し、例えば 1.5 倍の支承耐力を用いると被災度が A の橋脚に対して終局曲率の 2 倍を上回る曲率が生じることとなるが、これにより、桁の応答が小さくなり、落橋を再現できないこととなる。

以上より、桁落下の可能性を示すには、支承破壊後の

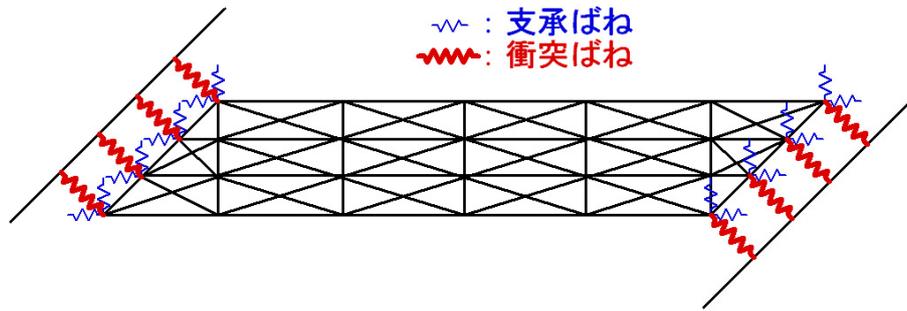


図-11 斜橋の解析モデル (1 径間の例)

動摩擦係数を 0.05 程度と小さく設定し、支承耐力は 1 倍程度とする条件がよいこと、橋脚の損傷を再現するためには支承耐力を 1.5 倍程度とする条件がよいことが分かる。また、表-5 より橋脚の損傷には、固定支承の耐力が大きな影響を及ぼすことが分かる。

そこで、大きな損傷が生じた P35, P36, P39, P45 の 4 橋脚の固定支承のみ 1.5 倍の耐力を仮定し、その他の支承の耐力は 1 倍のままとする条件 (CASE10) で解析することとした。これは、P35, P36 橋脚上の固定支承が損傷しなかったこと、上述のように S38 桁の座屈状況から P39 橋脚上の固定支承の破壊は橋脚に損傷が生じるよりも後だったと推測されることによるものである。なお、P45 橋脚上の固定支承は最終的に破損しているが、どの段階で破損したかは分からないため、この耐力を 1 倍とするケース (CASE11) も解析することとした。なお、いずれのケースでも支承破壊後の動摩擦係数を 0.05 としている。

図-10 に CASE10, 11 の結果を示す。これより、P35, P36, P39, P45 橋脚の固定支承のみ 1.5 倍の耐力を仮定する場合 (CASE 10) には、7 秒付近まですべての支承の耐力が 1.5 倍のケース (CASE 9) とほとんど同じ応答を示す。この結果、橋脚の損傷は再現できるが、実際には桁が落下した P40-S40 間、P41-S41 間の相対応答変位は最大でも 0.5 m 程度と桁落下が生じるレベルにない。一方、CASE10 から P45 橋脚の固定支承の耐力を 1 倍と変更する場合 (CASE11) には、桁の応答はすべての支承耐力を 1 倍とするケース (CASE4) とほぼ同様の応答を示し、桁-橋脚間の相対応答変位は P39-S39 間、P40-S40 間、P41-S41 間において、0.9 m を超える。この場合にも、P35, P36, P39 橋脚の基部では終局曲率を超える応答曲率が生じており、橋脚の損傷もおおむね再現することができる。

以上より、CASE11 では応答変位や橋脚の損傷程度はおおむね再現できており、こうした解析により桁の落下メカニズムを再現することが可能である。

3.3 斜橋に対する桁落下メカニズムの検討

(1) 解析対象とした橋梁と解析モデル

ここでは、桁端に斜角を有する橋 (斜橋) を対象として、桁端の衝突に起因する桁の回転挙動とそれによる桁落下のメカニズムに関する解析を行った。

検討対象としたのは、図-11 に示すような斜橋である。ここでは、橋長 40 m、幅員 7.5 m、斜角 45 度の 1 径間の斜橋を例として示しているが、同様の橋で 3 径間とする場合、5 径間とする場合に対して解析を行い、径間数が桁の回転挙動に及ぼす影響を調べた。複数径間の場合には、中間橋脚の位置における支承の摩擦抵抗の影響を考慮している。また、斜角、支承耐力、支承破壊後の動摩擦係数、衝突ばねの剛性や橋台に対する押し込みによる非線形性の影響を調べた。

(2) 斜橋の回転メカニズムに関する基本的な特性の分析

ここでは、支承破壊後に動摩擦力に相当する応答加速度を有して運動する桁が橋台に衝突するケースを想定して、基本的な力学的特性を整理した。

表-8、図-12 にそのメカニズムを示す。これより、径間数が長くなると質量、偶力のアーム長がともに長くなるため、回転を生じさせるモーメントが大きくなることが分かる。一方、抵抗としては、径間数が大きくなると慣性モーメントが大きくなること、中間橋脚の摩擦による抵抗力の影響もあることから、径間数が多くなると回転しにくくなる傾向がある。ただし、アーム長が長いと、回転角が小さくても桁端の橋軸直角応答変位は一般には大きくなる。

斜角については、45 度の時に最も回転しやすくなる。

支承の動摩擦係数については、摩擦係数が高いと衝突時の加速度が大きくなるため、回転を生じさせるモーメントは大きくなるが、中間橋脚も含めて支承の摩擦による抵抗力があることから、動摩擦係数が高い方が回転しにくくなると考えられる。

衝突ばねの力学的特性については、ばねが線形であればエネルギー損失がないため、斜橋の回転挙動に及ぼす影響は基本的にはないと考えられるが、衝突に橋台に対

表-8 斜橋の径間数と回転挙動に関する物理量

	単径間	3径間	5径間
橋長	L	$3L$	$5L$
上部構造重量	Mg	$3Mg$	$5Mg$
応答加速度 (=摩擦係数)	μ	μ	μ
衝突力	$\mu Mg \sin \theta$	$3\mu Mg \sin \theta$	$5\mu Mg \sin \theta$
アーム長	$\frac{L}{2} \cos \theta$	$\frac{3L}{2} \cos \theta$	$\frac{5L}{2} \cos \theta$
回転を生じさせるモーメント	$\frac{1}{4} \mu Mg L \sin 2\theta$	$\frac{9}{4} \mu Mg L \sin 2\theta$	$\frac{25}{4} \mu Mg L \sin 2\theta$
慣性モーメント	$\frac{1}{12} ML^2$	$\frac{3^3}{12} ML^2$	$\frac{5^3}{12} ML^2$
角加速度	$\frac{3}{L} \mu g \sin 2\theta$	$\frac{3}{3L} \mu g \sin 2\theta$	$\frac{3}{5L} \mu g \sin 2\theta$
支承の摩擦による抵抗モーメント	$\frac{1}{2} \mu Mg$	$\frac{5}{2} \mu Mg$	$\frac{13}{2} \mu Mg$

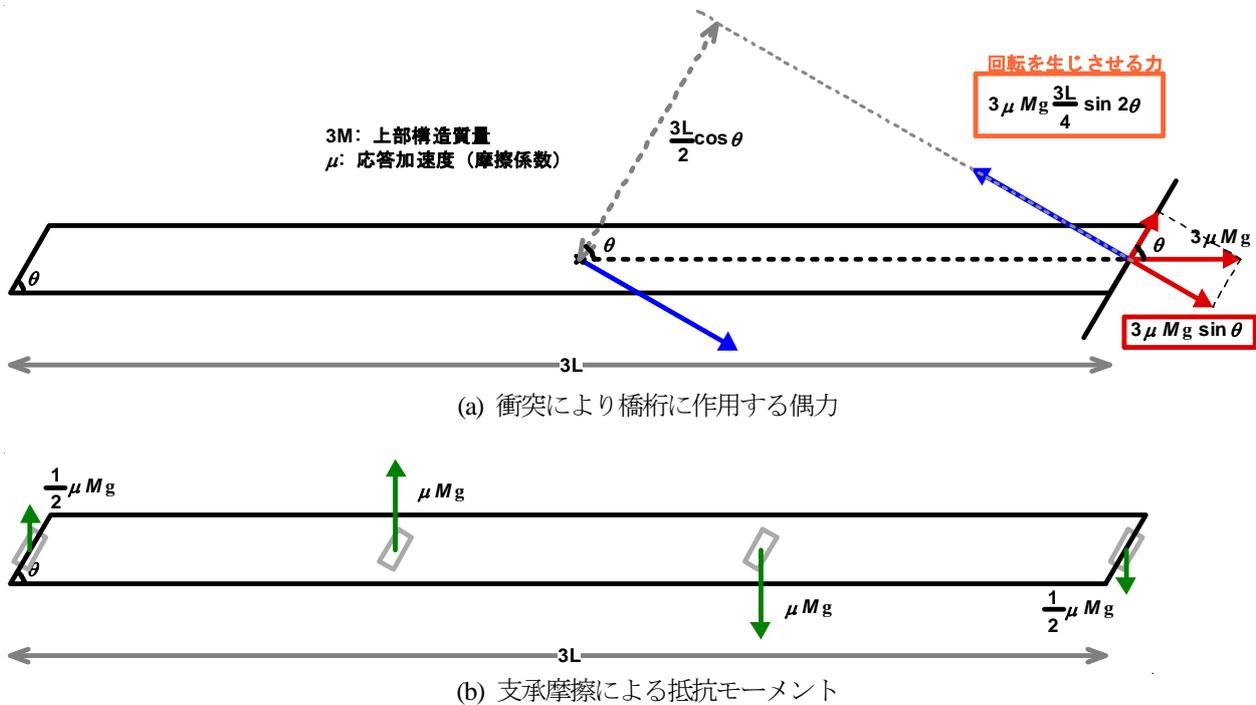


図-12 斜橋の回転挙動において作用する力と支承摩擦による抵抗 (3径間の場合の例)

する押し込みによる非線形性を考慮すればここにエネルギー吸収が見込めるため、回転しにくくなる傾向にある。

(3) 斜橋の地震応答特性

地震応答解析では、桁の回転挙動に着目することとして、桁、支承、橋台との衝突の影響をモデル化した。桁は線形はり要素によりモデル化した。支承は、図-6に示したようなモデルを用い、支承の破壊耐力を考慮する場合とこれを考慮せずに初期状態から破壊後の動摩擦係数のみを考慮する場合に対して解析した。また、桁端と橋台の衝突は衝突ばねによりモデル化した。なお、中間橋

脚の位置には、支承をモデル化したばねを設け、その摩擦抵抗の影響を考慮している。

解析では、水平2方向加震を行うこととした。入力地震動としてはJR鷹取駅記録²³⁾を用いることとし、橋軸方向にはNS成分を、橋軸直角方向にはEW成分を入力した。

表-9に解析ケースを示す。ここでは、支承の耐力・破壊後の動摩擦係数、斜角、径間数、衝突ばねの力学的特性に着目した解析を行っている。図-13~17に桁の回転角と桁の両端の鋭角側の節点の水平応答変位から見た、支

表-9 斜橋に対する解析パラメータと地震応答解析結果

CASE	径間数	衝突ばね	斜角	支承破壊	動摩擦係数	最大応答回転角(rad)	最大応答変位 (m)			
							橋軸 (X)方向		橋軸直角 (Y)方向	
							左端	右端	左端	右端
1	1	桁の剛性	45度	なし	0.05	0.077	0.23	0.77	2.09	-2.01
2	1	桁の剛性	45度	なし	0.4	0.004	0.31	0.33	0.48	0.29
3	1	桁の剛性	45度	破壊震度1	0.05	0.452	-4.38	-1.01	13.70	-8.04
4	1	桁の剛性	45度	破壊震度0.5	0.05	0.423	-1.68	2.11	10.58	-9.74
5	1	桁の剛性	45度	破壊震度0.2	0.05	0.128	-0.47	1.19	2.87	-3.64
6	3	桁の剛性	45度	なし	0.05	0.029	0.77	0.99	1.66	-2.42
7	5	桁の剛性	45度	なし	0.05	0.019	0.78	0.92	1.79	-2.45
8	1	桁の剛性	60度	なし	0.05	0.056	-0.42	0.70	1.74	-1.19
9	1	桁の剛性	75度	なし	0.05	0.048	-0.36	0.56	1.41	-0.73
10	1	橋台の剛性	45度	なし	0.05	0.356	-1.31	2.15	8.57	-8.60
11	1	1/1000	45度	なし	0.05	0.092	0.56	1.25	2.06	-2.49
12	1	非線形	45度	なし	0.05	0.292	-1.25	1.79	7.22	-6.87

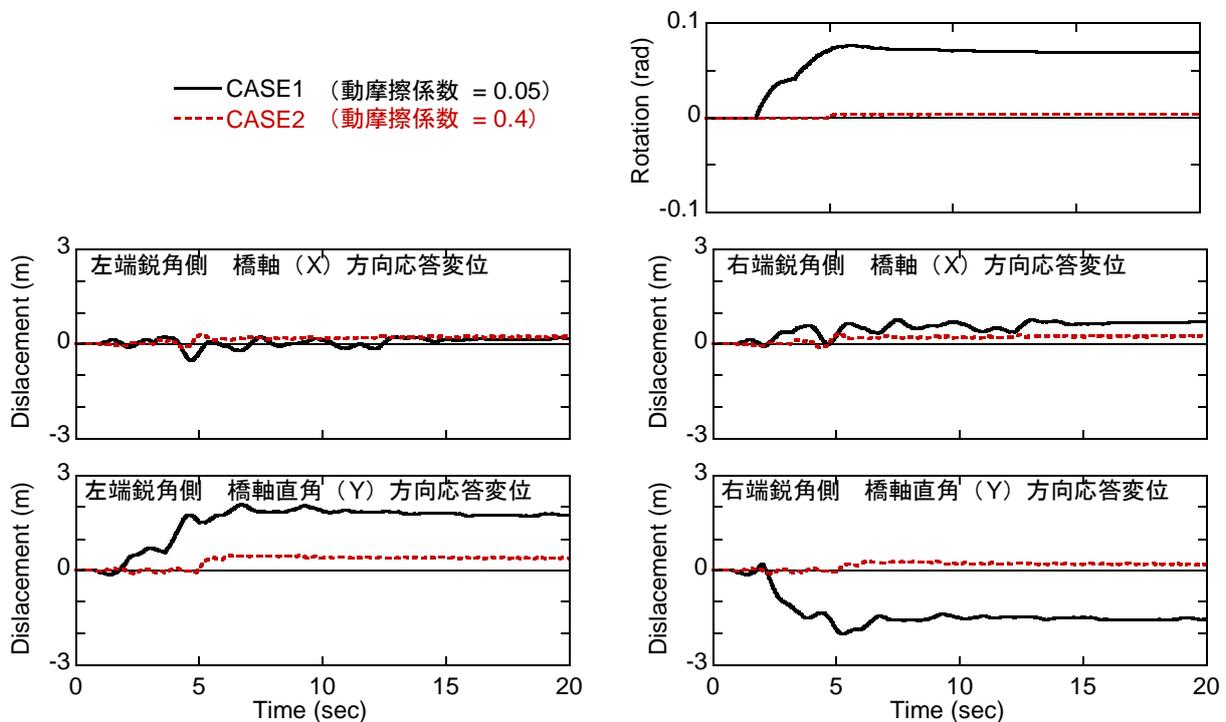


図-13 支承の動摩擦係数が斜橋の回転挙動に及ぼす影響

承のモデル化、径間数、斜角、衝突ばねのモデル化が桁の回転挙動に及ぼす影響を示す。これらによれば、地震応答を入力とする場合にも(2)に示した基本的な挙動特性は一致する場合もあるが、これとは異なる結果を示す場合もある。これは、衝突時の速度、外力(入力地震動)の向き等が地震動の作用時には複雑であるためである。

支承の動摩擦係数が大きくなると、図-13に示すように桁の応答回転角は小さくなる。支承耐力を見込むと、図-14に示すように支承耐力相当の加速度が桁に作用するため、衝突力が大きくなり、これによって応答回転角も大きくなる傾向にある。

径間数が大きくなると、図-15に示すように桁の応答回

転角は小さくなるが、桁端の橋軸直角方向変位としてみれば、単径間の場合と同程度の変位が生じている。

斜角については、図-16に示すように45度の場合が応答回転角は最も大きく、斜角が60度、75度となると応答回転角は小さくなる。

衝突ばねについては、図-17に示すように桁の軸方向剛性のように高い剛性を考慮するよりも、これの1/40程度に相当する橋台の剛性を用いる方が応答回転角は大きくなるが、剛性をさらに小さくし1/1000とすると、応答回転角は桁の軸剛性相当とする場合と同程度となる。これには、衝突時の速度、入力地震動の方向等が影響していると考えられる。また、衝突ばねに橋台に対する押し込

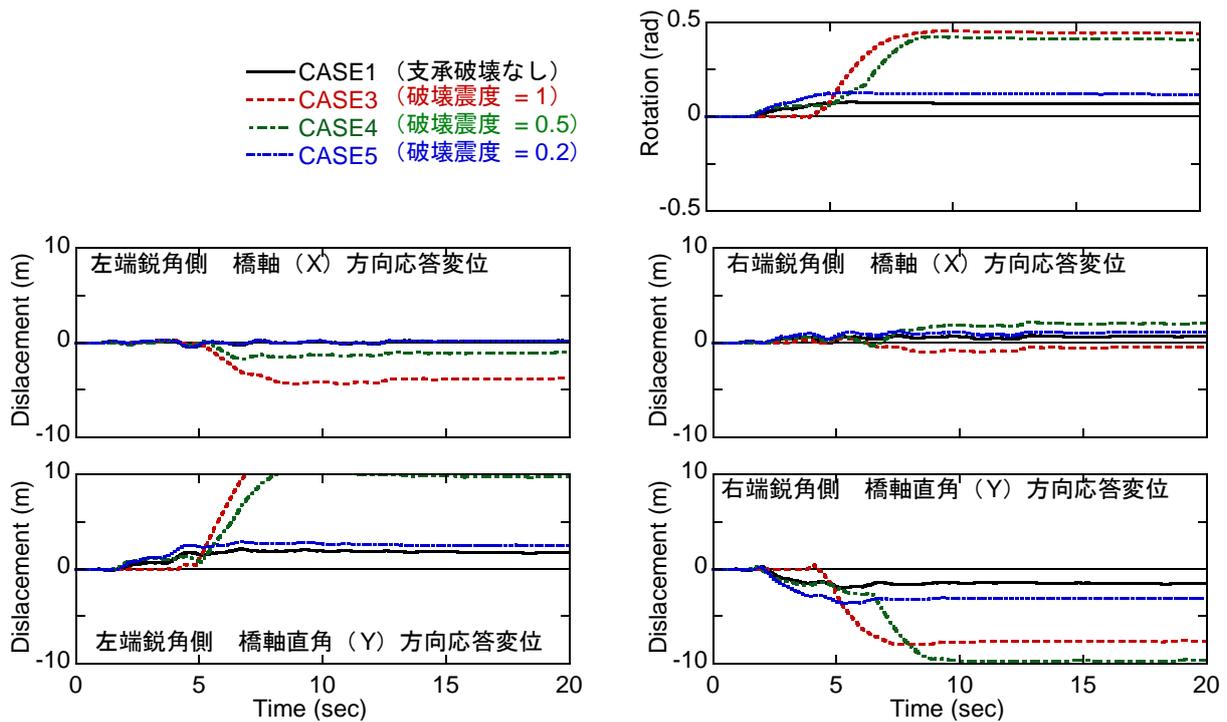


図-14 支承の破壊耐力が斜橋の回転挙動に及ぼす影響

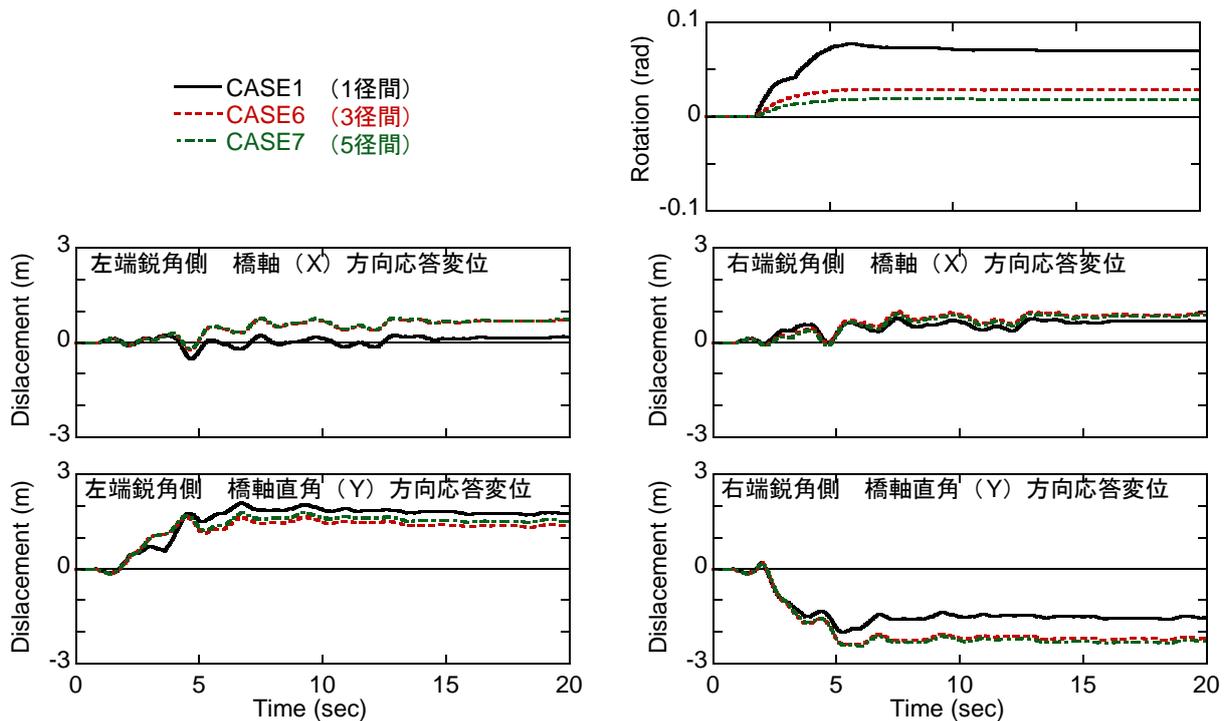


図-15 径間数（橋長）が斜橋の回転挙動に及ぼす影響

みによる非線形性を考慮すればエネルギー損失があるため、応答回転角は小さくなる。

4. 落橋防止構造の力学的特性とその効果に関する検討

4.1 解析対象橋梁とモデル化

3.2 において構築した数値モデルを用いた数値実験に

より、落橋防止構造の力学的特性とその効果に関する検討を行い、落橋防止構造に要求される性能を整理した。

解析対象としたのは、旧基準で設計された複数径間の単純桁橋を耐震補強した橋であり、これは図-3 に示した橋梁のうち、P39 橋脚～P43 橋脚（S39 桁～S42 桁）の単純桁橋の区間に対して橋脚には曲げ耐力補強を施し、落

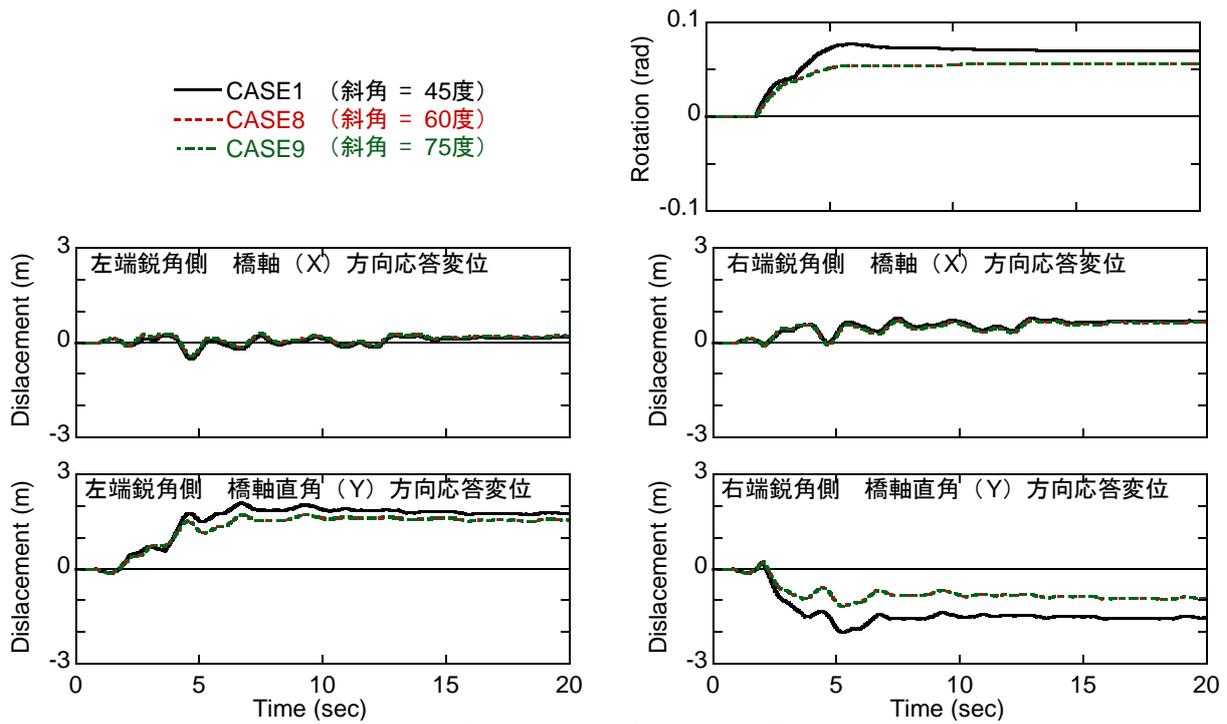


図-16 斜角が斜橋の回転挙動に及ぼす影響

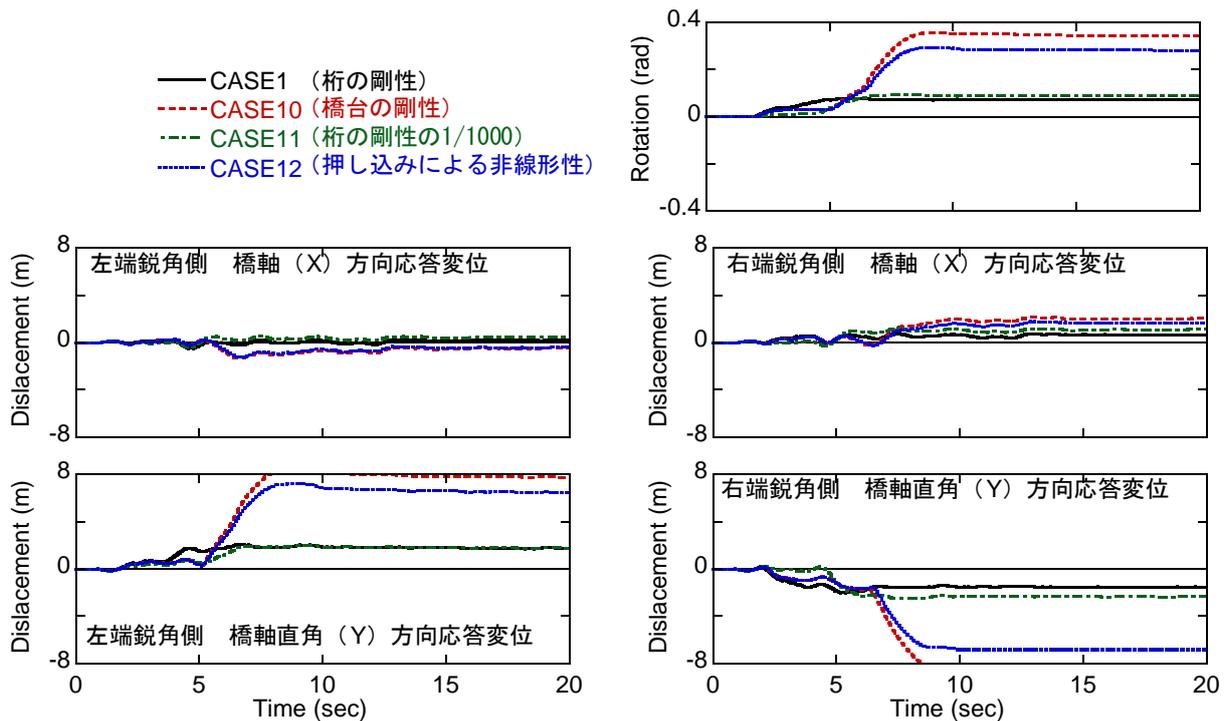


図-17 衝突ばねのモデル化が斜橋の回転挙動に及ぼす影響

橋防止構造を設置したものである。なお、支承の取り替えは想定しないため、鋼製支承が弱点部になり、この破壊が先行した後に落橋防止構造が機能する状態を想定している。

橋脚の非線形履歴特性、桁間の衝突、支承に関しては3.2に示した解析モデルと同様のものを用いた。

落橋防止構造については、その力学的特性の違いが落

橋防止機能に及ぼす影響を調べることを目的としたため、落橋防止構造の耐力を現行の基準に従ってその支点が支持する死荷重反力の150%相当とし、作動遊間量を桁かかり長の75%とすることを標準とし、作動遊間量、初期剛性、非線形特性の影響を調べることにした。ここで、標準の初期剛性はPCケーブルタイプの落橋防止構造を用いる場合を想定して設定した。

表-10 鋼製支承に支持された単純桁橋に対する解析パラメータと地震応答解析結果

CASE	作動遊間	落橋防止構造の特性	設置位置	入力地震動	相対変位 (m)		落防の水平力(kN)		曲率じん性率 P41橋脚
					S40左	S40右	S40左	S40右	
A01	$0.75 S_E$	剛性：100% 弾性	桁 桁	鷹取EW 150%	0.16	1.43	0	0	0.27
A02	$0.4 S_E$				0.16	1.43	0	0	0.27
A03	$0.1 S_E$				0.16	1.43	0	0	0.27
A04	$0.75 S_E$	剛性：100% 1.5Rdで降伏	桁 橋脚		1.54	1.62	2119	2119	0.98
A05	$0.4 S_E$				0.73	0.56	2119	2119	0.92
A06	$0.1 S_E$				1.57	1.34	2119	2119	1.24
A07	$0.1 S_E$	剛性：100% 弾性			0.15	0.15	4625	5126	12.85
A08	$0.1 S_E$	剛性：10% 弾性			0.51	0.62	3625	4659	9.39
A09	$0.1 S_E$	剛性：5% 弾性			0.91	1.01	3575	4029	5.24
A10	$0.1 S_E$	剛性：3% 弾性			1.29	1.26	3149	3083	0.96
A11	$0.1 S_E$	剛性：1% 弾性			0.75	0.93	580	733	0.27
A12	$0.1 S_E$	剛性：0.1% 弾性			0.21	1.03	10	82	0.27
A13	-----	落防なし			0.16	1.43	-----	-----	0.27
A14	$0.1 S_E$	ソフトニング1		1.51	1.42	2119	2119	0.99	
A15	$0.1 S_E$	ソフトニング2		1.58	1.37	2118	2118	0.79	
A16	$0.1 S_E$	ハードニング1		1.02	0.88	2146	2146	0.91	
A17	$0.1 S_E$	ハードニング2	1.17	1.08	2114	2114	0.85		
A18	$0.75 S_E$	剛性：100% 1.5Rdで降伏	鷹取NS 200%	1.98	1.92	2119	2119	0.94	
A19	$0.4 S_E$			1.89	1.60	2119	2119	1.11	
A20	$0.1 S_E$			1.97	1.75	2119	2119	1.39	

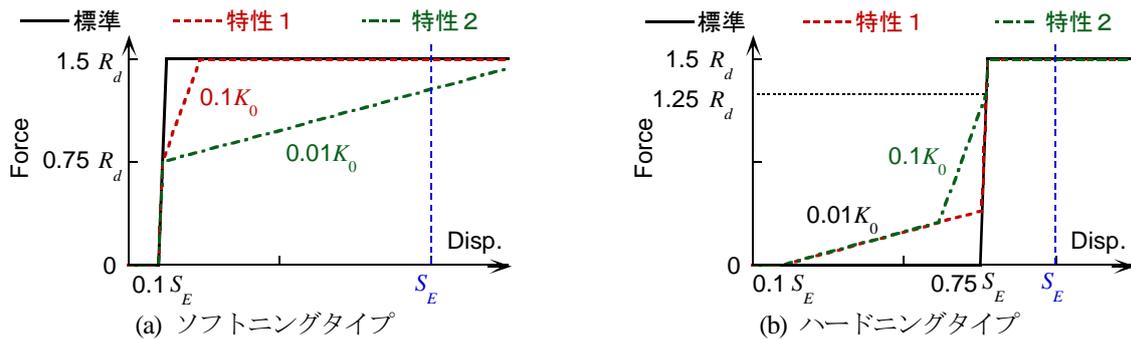


図-18 落橋防止構造のモデル化

作動遊間については、桁かかり長の75%という標準的なケースから桁かかり長の40%、10%と小さくする場合の影響を調べた。落橋防止構造の剛性は、標準の剛性の10%~0.1%に変化させた。非線形特性としては、図-18に示すようなひずみ軟化特性、ひずみ硬化特性を考慮した。

なお、落橋防止構造の剛性が大きいタイプは荷重抵抗型、剛性が小さいタイプは変位吸収型の落橋防止構造を想定したものであり、ひずみ軟化型や硬化型など非線形性を考慮したものはこの複合型（荷重抵抗・変位吸収型）を想定したものである。

入力地震動としては、JR 鷹取駅記録²³⁾のEW成分とNS成分の振幅を調整した波を用いた。EW成分に関しては加速度振幅を150%、NS成分に対しては加速度振幅を200%とした。

4.2 落橋防止構造の効果

表-10は、鋼製支承に支持された複数径間の単純桁橋（橋梁A）に対する解析結果をまとめたものである。

図-19は桁一桁間に落橋防止構造を設置する場合の結果を示しているが、ここで対象とした単純桁橋では各桁の振動特性が同じで、ほぼ同位相で振動するため、桁間の相対変位は初期の遊間とほとんど変わらず、落橋防止構造は桁の応答変位を低減させることに対しては機能しない。落橋防止構造が機能するのは桁が桁かかり長から逸脱する際であり、落橋防止構造により桁落下が免れると考えられる。こうした機能は落橋防止構造に求められるひとつの要求性能であるが、もう一つの重要な要求性能として「上下部構造間の大きな相対変位が生じる場合にこれが桁かかり長を超えないようにする²⁾という性能がある。このため、以下の解析では、桁一橋脚間に落橋防止構造を設置する場合を想定することとした。

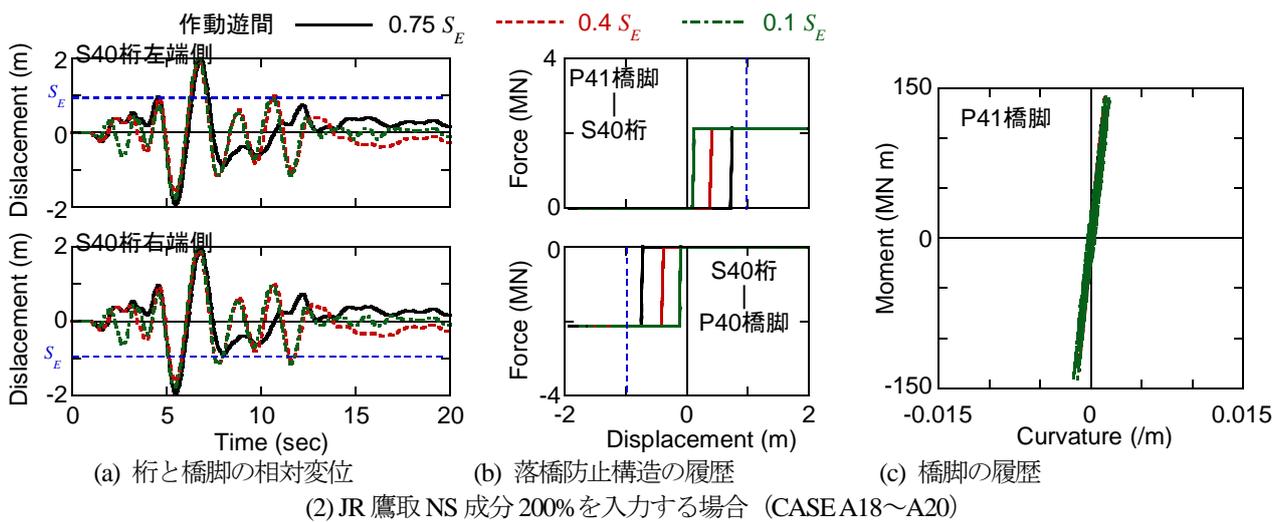
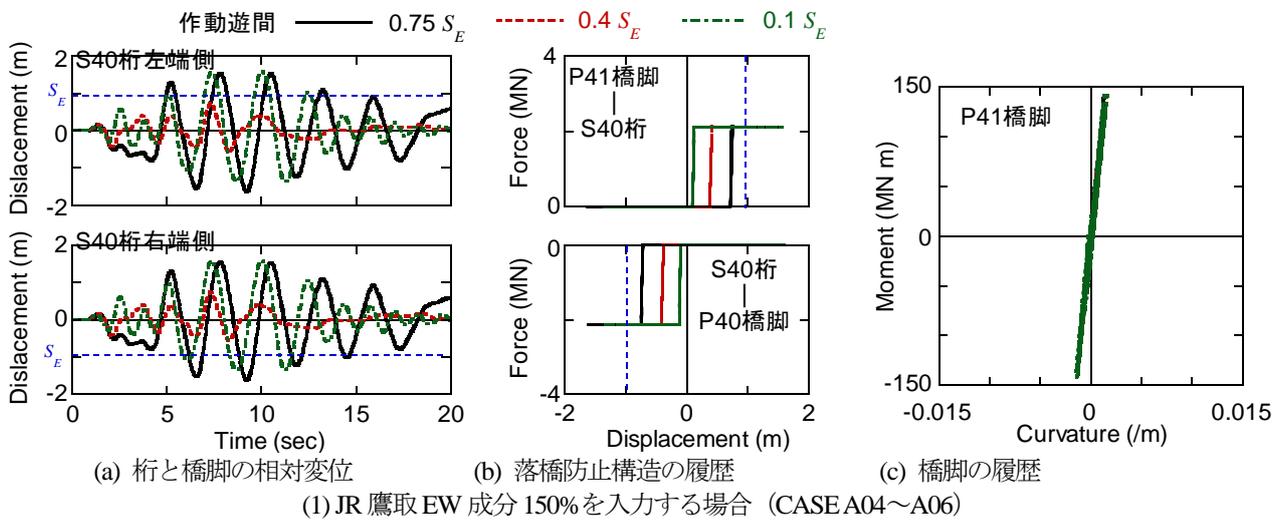
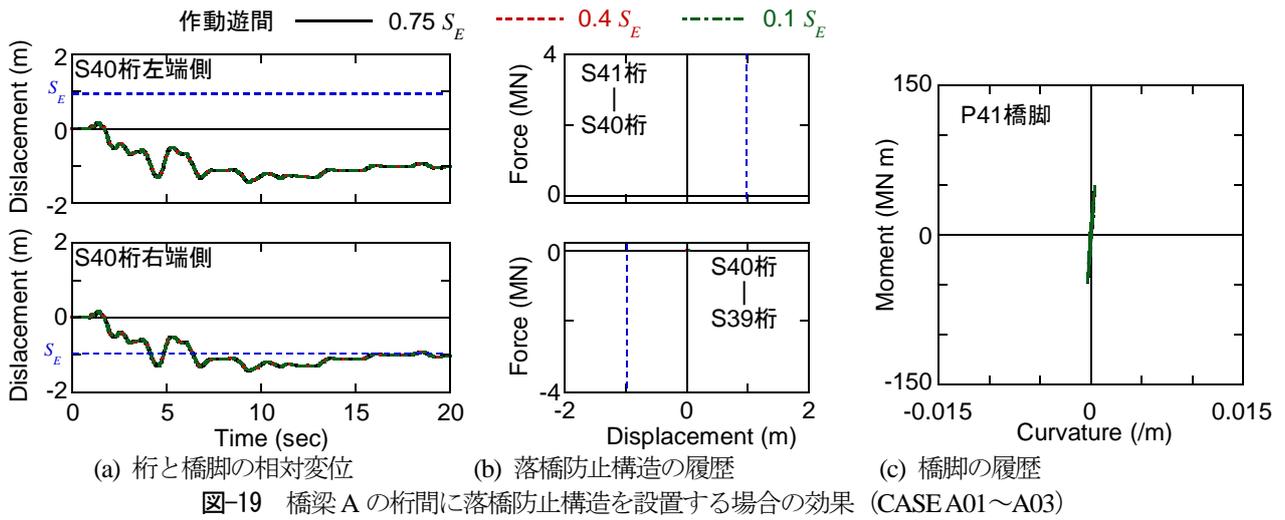


図-20 落橋防止構造の作動遊間の影響 (橋梁 A)

図-20~22 は、橋梁 A に対する落橋防止構造の作動遊間、剛性、非線形特性の影響をそれぞれ示した結果である。ここで、作動遊間の影響を調べるケースでは落橋防

止構造の耐力は現行の設計基準による耐力相当としている。また、剛性の影響を調べるケースと非線形特性の影響を調べるケースでは、作動遊間を桁かかり長の 10% と

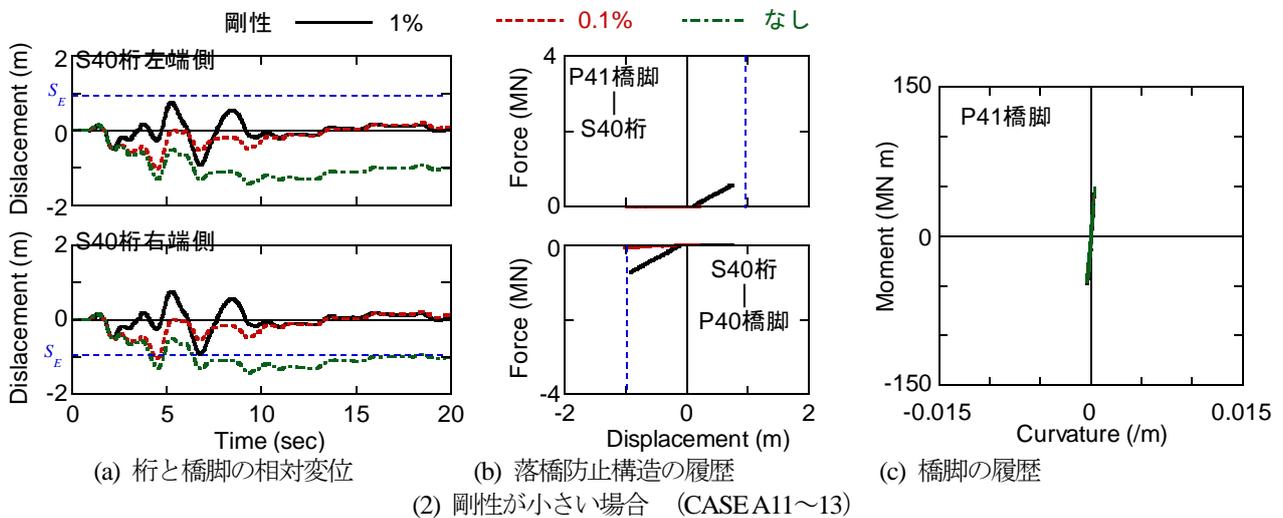
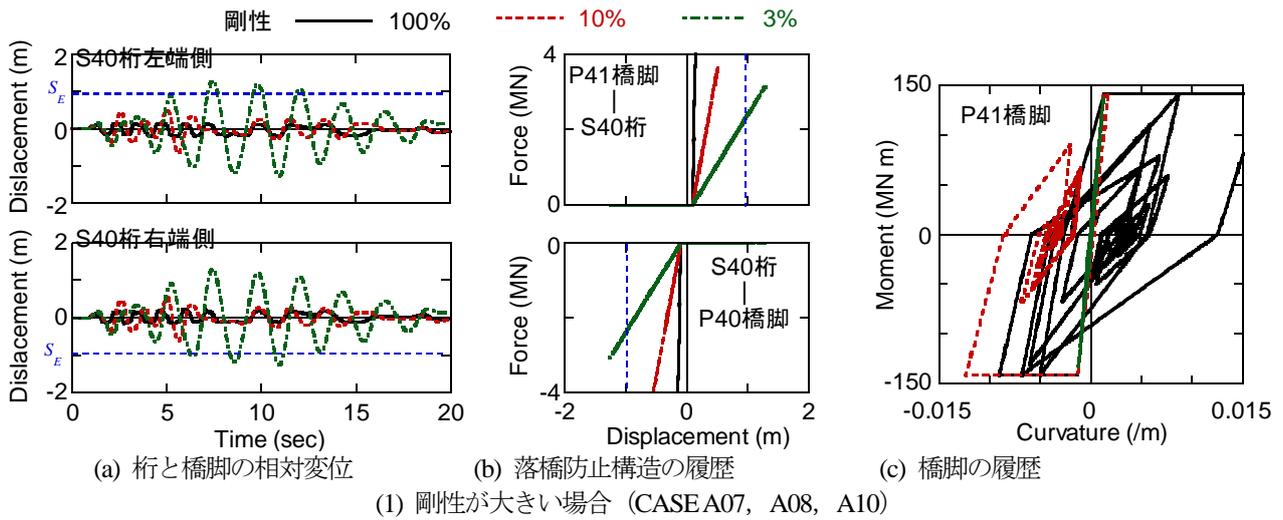


図-21 落橋防止構造の初期剛性の影響 (橋梁 A)

している。

これらと表-10 から、以下のことが分かる。なお、これらのケースではすべての支承がほぼ同時に破壊し、それ以降に桁が振動するのを落橋防止構造が拘束するという現象が生じている。

落橋防止構造の作動遊間に関しては、作動遊間が桁かかり長のそれぞれ 75%、10% のケースでは桁-橋脚間の最大相対変位として 1.5 m を超える応答が生じ、桁かかり長 (=0.96 m) を大きく上回るが、作動遊間が 40% と中程度のケースでは最大相対変位は 0.7 m 程度と作動遊間が大、小のケースに比べて半分以下の応答となる。これには、入力地震動の特性の影響もあることから、ここでは JR 鷹取駅記録 NS 成分 (加速度振幅 200%) とする場合の結果も示している。この場合には、作動遊間の違いによって顕著な差は生じないが、作動遊間が 40% のケースが若干応答が小さい。作動遊間が中程度の場合には、これが大、小のケースに比べて時刻が 4 秒以降の桁の振動特

性に違いが見られるが、これは落橋防止構造が作動することにより桁間衝突が早めに生じたこと等が影響したと考えられる。

落橋防止構造を弾性として、その剛性を变化させたケースから、標準の剛性を用いて、降伏を考慮しない場合には力で抵抗するため、桁-橋脚間の相対変位を小さく抑えることが可能となる。一方、この場合には橋脚に大きな力が作用し、橋脚が大きく損傷する可能性がある。落橋防止構造の剛性を小さくすると、桁-橋脚間の相対変位は大きくなるが、橋脚の塑性化の度合いは小さくなる。剛性を 3% とする場合が桁-橋脚間の相対変位は最大となり、これより剛性を小さくすると相対変位は減少し、剛性が 1% の時に最小となる。さらに、これより剛性を小さくすると落橋防止構造の影響がほとんどなくなるため、落橋防止構造を設置しない場合と同様に大きな応答が生じる。

落橋防止構造の非線形特性を变化させる場合には、ひ

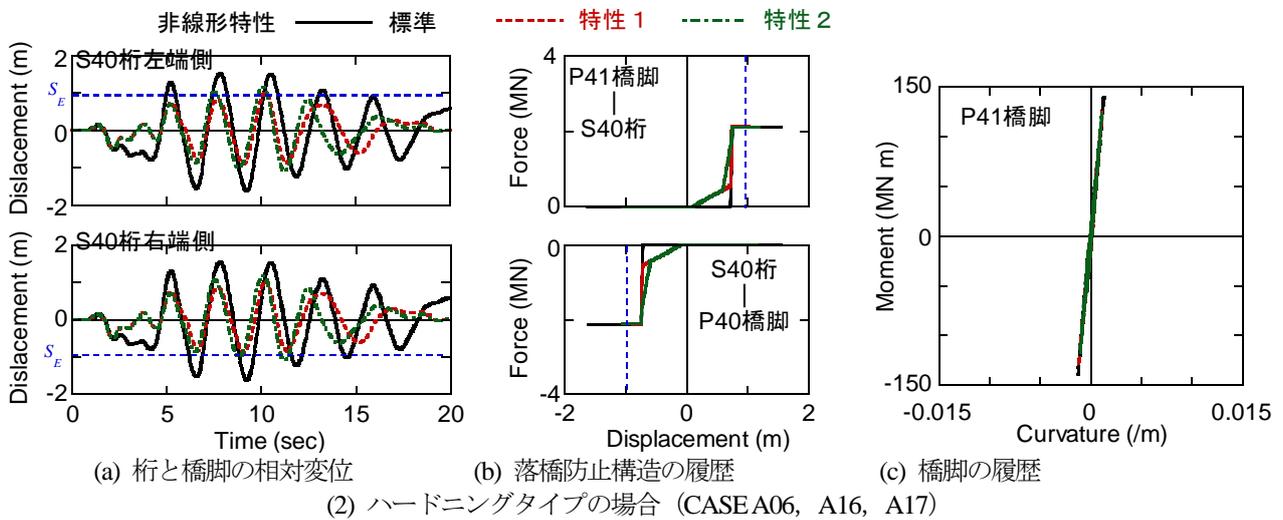
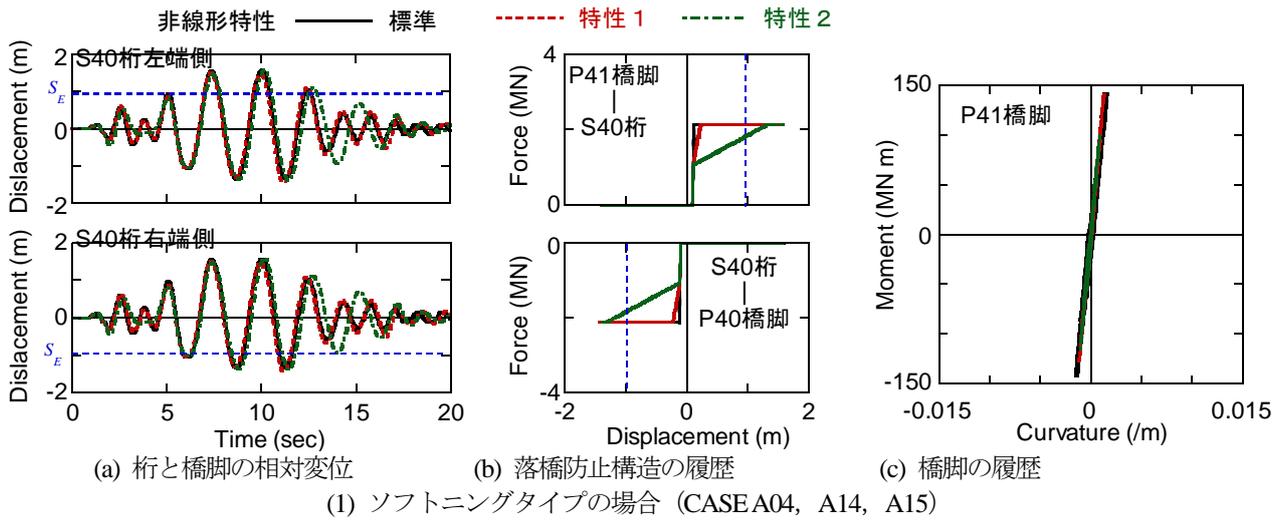


図-22 落橋防止構造の非線形特性の影響 (橋梁 A)

ずみ軟化の度合いを変化させてもほとんど影響はないが、ひずみ硬化タイプとして徐々に落橋防止構造の作用力を大きくすると桁-橋脚間の相対変位は小さくなる傾向にある。

5. まとめ

本研究は橋桁が落下する被災メカニズム (シナリオ) に即して、合理的にこれを防止できるような落橋防止システムの設計法およびそのデバイスに要求される性能を明確にすることを目的として、過去の被災事例の分析、解析手法の構築、これに基づく数値実験による落橋防止構造の要求性能の明確化を行った。本研究で得られた結論は以下の通りである。

(1) 地震動に対しては、くり返しの作用や継続時間を考慮する必要があるため、力だけで抵抗するのではなく、変位やエネルギーを吸収できるタイプが適しているのに対し、津波、断層変位、雪崩等に対しては一般には 1 方向

の力であるため、力だけで抵抗するタイプが適している。

(2) 兵庫県南部地震で桁落下が生じた橋の解析から、支承耐力、支承破壊後の挙動のモデル化が被災の再現性に大きな影響があることを示し、その解析手法を構築した。

(3) 斜角を有する橋が回転により落橋しやすい条件を整理した。これより、支承破壊後の支承の力学的特性に依存するが、支承破壊後の抵抗力が大きいと回転しにくいこと、径間数が大きいと回転しにくいと桁端の橋軸直角方向の変位としては橋長が大きいため大きくなること、斜角については 45 度が最も回転しやすいこと、桁と橋台の衝突の影響に非線形性を見込むと回転は小さくなることを明らかにした。

(4) 落橋防止構造の力学的特性とその効果に関して検討した。これより、支承破壊が先行する橋梁では、落橋防止構造の力学的特性が橋桁の応答特性に影響を及ぼすことを明らかにした。力で抵抗する場合には応答変位は小さくできるが、橋脚の損傷が大きくなること、作動遊間

は中程度がよいこと、非線形特性としてはひずみ硬化タイプとすると効果が大きい傾向があることを示した。

(5) 以上のように、過去の被害事例に基づき、橋桁落下の想定シナリオを明確化するとともに、落橋に対するシミュレーション解析手法の提案を行い、実被害例との比較検討を行った。さらに提案する解析法を用いたパラメトリック解析を行い、落橋防止構造に求められる性能について明らかにした。これによれば、橋桁が落下するメカニズムは支承の破壊の影響が大きいこと、落橋防止構造の効果は支承の破壊特性に依存することが明らかとなった。

(6) 今後は、落橋防止構造の設計で考慮すべき地震動強度の設定、支承と落橋防止構造の機能を相互に補完することを前提としたこれらの性能評価技術を確立することが必要とされる。

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，1996.
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 関西ライフライン研究会：明治以降関西地域の地震と被害，1995.
- (社) 土木学会：大正12年関東地震震害調査報告書（第3巻）（復刻版），1984.
- (社) 土木学会：南海大地震災害報告，土木学会誌 Vol. 32, No. 1, 1947.
- 北陸震災調査特別委員会：昭和23年福井地震震害調査報告 I 土木部門，1950.
- 小寺重郎：橋の耐震設計について（その2），土木技術26巻4号，1971.
- 高田孝信，多田安夫，吉田巖，栗田栄一：新潟地震調査報告第5編橋梁関係の被害，土木研究所報告 No.125，1965.
- 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所報告 No.159，1983.
- 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告 No.165，1985.
- 建設省土木研究所：平成7年(1995年)兵庫県南部地震被害調査報告，土木研究所報告 No.196，1996.
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会（土木学会，地盤工学会，日本機械学会，日本建築学会，日本地震学会）：阪神・淡路大震災調査報告 土木建造物の被害 第1章 橋梁，土木学会，1996.
- 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.
- 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌，1997.
- 国土庁防災局：1994 ロサンゼルス近郊地震（ノースリッジ地震）の記録，1994.
- 川島一彦，鈴木猛康，橋本隆雄：トルコ・コジャエリ地震による交通施設の被害概要，橋梁と基礎，Vol.34, No.2, 2000.
- 土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等建造物の耐震設計法の開発（小委員会研究報告書）13章 台湾地震による被害と解析，2001.
- Unjoh, S.: Damage investigation of bridges affected by Tsunami during 2004 north Sumatra Earthquake, Indonesia, *Proc. of 4th International Workshop on Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities*, MCEER, CD-ROM, San Francisco, CA, USA, 2006.
- (社) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編），2006.
- 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所：平成15年7月26日宮城県北部地震に係わる現地調査報告書，2003.
- 岩崎俊夫，小山嘉紀，浅井忠昭，鈴木紳也：雪崩により損傷した鋼桁の調査・補修設計，第39回（平成18年度）研究発表会，建設コンサルタンツ協会近畿支部，2006.
- 堺淳一，運上茂樹：1995年兵庫県南部地震で桁が落下した橋梁の被災解析，第10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. 121-126，東京，2007.
- Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.

DEVELOPMENT OF DESIGN CRITERIA AND DESIGN PROCEDURES FOR UNSEATING PREVENTION SYSTEMS OF BRIDGES BASED ON FAILURE SCENARIOS

The unseating prevention systems are installed in preparation for the unexpectedly large seismic force or displacement due to larger intensity of ground motion, failure of the surrounding ground, etc. It is necessary to develop more rational and reliable design criteria and procedures of unseating prevention system based on possible failure scenarios. Based on observations of actual damage from past earthquakes and analytical investigations, the required seismic performance of unseating prevention devices are determined according to the failure scenarios.

Keywords: bridge, extreme earthquake, unseating prevention system, failure mechanism, design requirements