落橋防止システムにより確保される 橋の性能についての基礎的検討

河原井 耕介1·中尾 尚史2·大住 道生3

1正会員	修(工)	国立研究開発法人土木研究所 構造	造物メンテナンス研究センター	交流研究員
		(〒305-8516 茨城県つく	、ば市南原1-6)	
2正会員	博(工)	国立研究開発法人土木研究所 構造	皆物メンテナンス研究センター	専門研究員
		(〒305-8516 茨城県つく	、ば市南原1-6)	
3正会員	博(工)	国立研究開発法人土木研究所 構造	皆物メンテナンス研究センター	上席研究員
		(〒305-8516 茨城県つく	(ば市南原1-6)	

1. はじめに

我が国の耐震設計手法は,被災経験の蓄積に伴っ て更新を重ねてきた.これは,大地震の経験毎に地 震について新たな知見を得てきたということであり, 限られた観測からは地震という不確定性の大きい自 然現象を把握しきれないということの裏返しである.

2011年東北地方太平洋沖地震をきっかけに,地震の持つ大きな不確定性が改めて認識され,不測の事態に対する対応が求められてきた.道路橋の耐震設計においても,設計では具体的には考慮されない不測の外力や劣化損傷を受ける可能性に配慮され¹⁾,フェールセーフとして位置付けられた落橋防止システムはその一つである.

落橋防止システムの設計は、不確定な地震時・支 承損傷時の挙動を対象にしていることから、信頼性 理論に基づく性能規定型設計体系は確立されておら ず、道路橋示方書²⁾においては仕様規定的に設計・ 照査方法を規定している.そのため、落橋防止シス テムに求められる性能は具体化されていない.また、 2018年熊本地震の被災事例^{3).4)}等、地震により落橋 防止構造や横変位拘束構造が破壊された事例も確認 されており、上部構造の落下を防止するという性能 を必ずしも満足していない可能性も考えられる.

そこで、本研究では、落橋防止システムに求めら れる性能の具体化を目的に、不測の事態に対する設 計の枠組みを整理し、その中での落橋防止システム の位置付けから求められる性能について考察する. また、落橋防止システムに求められる性能検討の基 礎として,桁かかり長に着目した支承破壊後の地震 時応答について,簡易的な解析を行い,現行の道路 橋示方書²⁾による落橋防止システムの有する性能に ついて考察する.

2. 不測の事態に対する対応

(1) 耐震設計と不確定性

土木構造物は、自然環境下において周辺環境から の構造物への作用に耐え、社会基盤を構成するもの である.それゆえ、構造物に対する作用は多様であ り、避けられない不確定性を含んでいる.地震によ る構造物への影響は、大きな不確定性を含む典型的 な作用と言える.設計における不確定性の扱いにつ いて、代表的な分類として偶然的不確定性(aleatory uncertainty),認識論的不確定性(epistemic uncertainty)の2分類が挙げられる^{5,6}(**表**-1).

偶然的不確定性は,現象が本来的に持つ不均一性 による低減できない不確定性であり,認識論的不確 定性は現象に対する知見が深まるにつれて低減可能

表-1 不確定性の区分

不確定性の区分	概要	耐震設計上の留意点					
偶然的不確定性 aleatory uncertainty	現象が本来的に持 つばらつき	低減不可能な不確 定性					
認識論的不確定性 epistemic uncertainty	現象に対する理論 的理解の不足,統 計的情報不足,評 価・モデル化手法 の誤差等による不 確定性	地震についての知 見,解析・設計手 法の技術的進化に より低減可能な不 確定性					

な不確定性である.これまでの耐震設計手法の変遷 は、地震作用についての知見の蓄積により認識論的 不確定性が低減された結果と考えることができる.

(2) 設計基準外事象に対する設計の枠組み

a) レジリエンスの概念

構造物の設計では,設計に含まれる不確定性を考 慮して安全性の照査を行っているが,不確定性を有 する限り安全性が損なわれる可能性はゼロにはなら ない.可能性の極めて小さいリスクは,一般に無視 され得るが,その中で影響の極めて大きいリスクへ の対応が問題となる.そのようなリスクへの対応と して,機能回復力(レジリエンス)が有効となる.

レジリエントなシステム^{7),8}に求められる要件に ついて, Bruneau et al.⁹⁾ は次の3点を挙げている;1) 損傷可能性が小さい,2)損傷した場合の死者数, 被害伝播,経済・社会的影響が小さい,3) 被災前 の通常状態に回復するまでの時間が短い.

b)設計基準外事象と危機耐性の導入

従来の耐震設計では、可能性は極めて小さいが影響は極めて大きい事象に対して、明示的には設計を行っていなかった¹⁰.このような、設計基準で具体的に考慮していない事象の呼称として、武田ら¹¹は設計基準外事象(BDBE [Beyond Design Basis Event])

の適用を提案している.BDBEは原子力安全分野で
 用いられている用語であり,設計基準で考慮される
 事象(DBE [Design Basis Events])に対して,その他の
 全余事象を指している.

本田ら¹⁰は,BDBEに対する性能として「構造物 が,単体またはシステムとして,壊滅的な状況に至 らないような性質」として危機耐性を定義したうえ で,従来の耐震設計をカテゴリー1,危機耐性を積 極的に実現させる設計をカテゴリー2とする整理を 提案している.武田ら¹¹は,橋梁において危機耐性 を実現する方策を次の3段階に分けて整理してい る;1)落橋などの致命的な崩壊を防ぐ,2)落橋な どの致命的な崩壊が起こる場合にその様態をより好 ましい方向へ制御する,3)個別の構造物に生じた 致命的な崩壊の影響が波及することを抑制する.

c) 原子力安全分野における深層防護

社会環境・自然環境への影響の重大さという意味 でより高い安全・安心が要求される原子力安全分野 では,深層防護(また多重防護)の概念が採用され, 以下の5層の対策により安全を保障している^{12),13)}. 第1層:異常を起こさない.第2層:異常が起きた場 合でも,異常を拡大しない.第3層:異常が拡大し た場合でも,影響を緩和し過酷事故にしない.第4 層:過酷事故が起きた場合でも,過酷事故に対応で

	レジリエンス	橋梁における	危機耐性 ^{10),11)}	原子力施設の安全 ^{12), 13)}			従来の道路橋耐震設計が有する安全余裕 ¹⁶⁾					
▲ DBEに対する設計		71			第1層 第2層	異常を起こさない 異常が起きた場合でも異 を拡大しない	 尾常	部材1/ベ 安全 裕度	ルの 余 i	安全余裕度 設計値~限界状態	(制限値)	までの安全余裕
	損傷可能性を 低減する	^ハ テ ^ゴ 従来の耐震 ^ゴ レベル2地 対する限	来の耐震設計 レベル2地震動に 対する限界状態設計)		第3層 設計に	異常が拡大した場合でも 響を緩和し過酷事故にしい よる対応。優れた設計で	家は	安全裕度	余 ii	部分係数法におい [、] 余裕	て部分係数	で考慮される安全
		1			い品質の設備をつくり,その機能 を維持し,トラブルや異常を発生 させない。更に想定する事故要因 に対して,安全措置を施すことに より、事故を未然に防ぐ。	安全裕度	余 ⅲ	工学的判断により と,実現象として(裕	設定される の限界状態	限界状態の特性値 の差による安全余		
	1	落橋などの 致命的な崩 壊を防ぐ	多重化:不静 定次構造を採用 する 裕 た に 不 静 た 形 た き に 水 数 の た 採 の の 探 造 を 次 満 で 、 、 の で 、 、 、 、 で 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、	拡大防	第4層 設計を	過酷事故が起きた場合で も、過酷事故に対応でき ようにする 超える事態への対応。仮	で る に	構造レヘ [*] 安全 裕度	ルに 余 iv	おける安全余裕 部材が限界状態に 達した後も、構造 全体系として安定の	他機構レベノ	における安全余裕
B D B E	B D 損傷した場合 B の死者数,被 E 害伝播,経	 致命的な崩 ^力 壊が起こる	のめる構造 (曲げ破壊型 とする等) 自重補償構	² ₽ ~	位 想定を超える事象や,想定以外の 止 事故要因が生じても,それが拡大 して重大な事故に至ることがない ようマネジメントによりできる限 りの対策を施す。	の大い限			を確保りる範囲の 安全余裕 下部構造が一部流 失する等,橋とし	安全余 裕度vi	落橋防止システム 等,橋梁の耐荷機 構とは別途の機構 を用いることで確	
に 済・社会 対 観点での す る 対	済・社会的な 観点での影響 を低減する	 デ場合にその ゴ様態をより 好ましい方 一向へ制御す 2る 	造, 倒壊方向 制御, ソフト ランディング 補強 等	影響	第5層	過酷事故に対応できなく も,人を守る	ζ.τ	安全 裕度	余 v	ての機能が失われ るものの,橋梁全 体系として壊滅的 な崩壊には至らな いまでの安全余裕		木 こ 4 0 句 女 王 示 田
		個別の構造 物に生じた 致命的な崩 成の利用 の利用	緩和	そ場のもを響らじ	も万一,重大事故が生じ 想定し,これによる環境 を小さくし,重大な被害 すことのないように手立 る。	たへをて	ネット ワーク I ベルにお ける安全 余裕	レ お 全	橋梁構造物が単独 ても,ネットワー る状況	で致命的な クとして交	被害に至ったとし 通機能が確保され	
	被災前の通常状態に回復するまでの時間を低減する	☆及するこ とを抑制す る	復旧性の確保	(<u>)</u> そ	原子力№ ・の後の	防災の目的は除染まで.)復興は対象外. ¹²)	Ĩ	复旧性(駅 ¹⁶⁾ には 載なし)	文 記	想定に限界のある事 方策を, ソフト・ハード	象に対して, 「両面から検討	橋の機能回復措置の ^{対する²⁾}

表-2 BDBEに対する多段階の対策の枠組み

きるようにする.第5層:過酷事故に対応できなく ても,人を守る.

第1層~第3層はDBEに対する設計である.ここで 「異常」と呼んでいるものは通常運転時に予想され る機械又は器具の故障や誤作動,その他類似の頻度 発生が予想される異常な状態を指し¹⁴⁾,その対応ま で設計されるもので,橋梁設計に照らすと従来の耐 震設計(カテゴリー1)相当のものである.BDBE への対応として第4層,第5層を考慮することとなる.

d) 従来の耐震設計が有する安全余裕

武田ら¹¹⁾の提案や原子力安全分野における深層防 護の考え方^{12),13)}は、いずれもBDBEまでを考慮して 多段階の対策を用意することで災害リスクの低減を 図るものである.一方、高橋ら¹⁵⁾の分析にもあるよ うに、既往の設計基準により設計された構造物でも、 ある程度の危機耐性を有していると考えられる.筆 者ら¹⁶⁾は、現行示方書²⁾に基づき設計される橋梁が 有する安全余裕度について検討を行っている. BDBEに対する対応は、このように既往の設計基準 の有する安全余裕度を踏まえ、発展させていくこと も有効と考える.

e) 落橋防止システムの位置付け

現行示方書²による落橋防止システムは、支承部 の破壊が上部構造の落下につながった既往の被災事 例を踏まえて、支承部が破壊した場合のフェールセ ーフとして設置される.この時、落橋防止システム が機能する状況は、例えば、橋の複雑な振動等によ る上部構造の過大な応答変位により支承部が破壊し た場合等が想定される.これは地震応答の認識論的 不確定性によるBDBEであると理解できる.以上の 様に、現行の落橋防止システムは、リスクシナリオ として支承部の破壊を想定した、BDBEに対する対 応策と考えられる.

3. 落橋防止システムに求められる性能

前章で整理したように,BDBEに対する対応は, 多重防護の枠組みの中で,従来の耐震設計(カテゴ リー1)の次の段階に位置づけられる.そこで,現 行示方書¹⁾で規定されている橋の性能マトリクス (カテゴリー1の範囲)を拡張する形で危機耐性を 考慮した橋の性能を表-3の様に整理した.現行示方 書¹⁾で整理されている橋の耐荷性能マトリクスを, BDBEを想定して状況側,状態側のそれぞれについ て拡張した.

状態側については,橋梁単独で考えた場合の BDBEとして,カテゴリー1の限界状態を超えた状態,すなわち何らかの原因で構造安全性が損なわれ た状態を設定した.さらに,多重防護の次の段階と して,橋梁の機能が失われた場合の道路ネットワー クとしての対応を位置づけた.

橋梁単独でのBDBEへの対応は,前章e)で落橋防 止システムについて例示したように,想定される BDBEシナリオによるリスクを許容され得る程度以 下に低減することが考えられる.落橋防止システム は,支承部が破壊するシナリオに対する対策である.

本研究では,落橋防止システムに求められる性能 の具体化に向けた検討の端緒として,偶発作用支配 状況に対して,桁かかり長により確保される性能に ついて検討を行う.

現行示方書による落橋防止システム(桁か かり長)の有する性能についての検討

(1) 検討概要

現行示方書²⁾による落橋防止システムは,支承部 の破壊が生じた場合にも上部構造が容易には落下し

状態	構 主として機能面から	¦造安全面からの橋の状 の橋の状態	態	状態面でのBDBE			
状況	荷重を支持する能力 が損なわれていない 状態	部分的に荷重を支持す る能力の低下が生じて いるが、橋としてあら かじめ想定する荷重を 支持する能力の範囲内 である状態	構造安全性を確保で きる限界の状態	何らかの原因で構造安全性 が損なわれている状態	橋梁の機能が完全に失わ れた状態		
永続作用支配状況 変動作用支配状況	状態を所要の信頼性 で実現する		状態を所要の信頼性 で実現する				
偶発作用支配状況		状態を所要の信頼性で 実現する	状態を所要の信頼性 で実現する	支承破壊を想定した場合の 上部構造の落下のリスクを			
		▲橋の耐荷性能マトリ	クス(現行示方書 ¹⁾)	許容され得る程度以下に低 減する ⇒落橋防止システムの目的	道政マットロークレーブ		
状況面でのBDBE			○○○を想定した場合の× ××のリスクを許容され得 る程度以下に低減する	所要のレジリエンス性能 が確保されている			
				…(シナリオを想定)			

表-3 危機耐性を考慮した橋の性能マトリクス

ない対策として,桁かかり長を確保することを基本 として,必要に応じて落橋防止構造や横変位拘束構 造(以下,落橋防止構造等と呼ぶ)を組み合わせる 規定となっている.落橋防止構造等が設置され機能 する場合にも,桁かかり長が機能していることが前 提であり,落橋防止構造等の性能を考える上では, 桁かかり長の性能を整理する必要がある.

以上より,桁かかり長に着目し,桁橋の支承が破 断した場合の地震時挙動を確認することで,現行示 方書²⁾による桁かかり長が有する性能を考察する.

(2) 検討方法

a)対象橋脚

本研究では、高架橋のかけ違い橋脚を抜き出して モデル化し、支承破壊時の地震時応答について検討 を行う.対象とした橋脚を図-1に示す.本モデルは、 一般的な市街地の高架橋を想定した.

b) 解析モデル

解析モデルを図-1に、モデル化条件を表-4に示す. 桁間衝突は、既往の研究^{17),18)}を参考に完全弾塑性 の非対称バイリニアモデルを適用した非線形ばね要 素にて衝突を模擬した(図-2(a)).衝突時の剛性 は上部構造軸方向剛性としている.

支承は弾性支承であり、支承健全時は線形ばね要素でモデル化した.支承破断時は、動摩擦力を模擬したバイリニア履歴モデルを適用した非線形ばね要素とした¹⁹⁾(図-2(b)).動摩擦係数は、既往の研究²⁰⁾を参考に、 $\mu = 0.05 \sim 0.50$ で検討した.なお、本検討では地震応答中の支承破断は考慮していない.

b)検討ケース及び解析条件

検討ケースを**表**-5に示す.時刻歴応答解析における計算手法はNewmark β 法(β =0.25, δ =0.50), 積分時間間隔は1/2000秒とした.なお,今回のモデ ルでは積分時間間隔1/2000秒で衝突現象を表現でき ていることを確認している.

(3) 検討結果

a)支承破断を考慮した支点の地震応答

支承破断時の支点の応答性状を把握するため,桁 同士の衝突を考慮しない場合の支承部上下部相対変 位波形を確認する.破断を考慮した支点部の残留変 位は,入力地震波によって大きくばらついた.代表 的な,応答波形を図-3に示す.

図-3(a)は、上下部相対変位が終点側(正方向) に残留する場合で、加速度波形2-II-II-1(加速度正 方向=終点向き)に対する応答波形である.動摩擦 係数0.10の場合に上下部相対変位が最大となる.

図-3(b)は、上下部相対変位が残留する向きが動





図-2 支承及び桁間衝突の非線形モデル

表−4 モデル化条件							
立17 士士			モデル化方法				
	F	[P 13]	起点側	終点側			
上部格	また		質点900 kN	質点1600 kN			
+1 410 T	サル旦		(分担重量相当)	(分担重量相当)			
			i) L2地震時(支承健全時)に桁同士				
旌間			が衝突しない遊間=300 mm				
			ii) 遊間が小さい場合の検討=100 mm				
			衝突を模擬する完全弾塑性非対称バイ				
行間循	訂突		リニアモデル(衝突時剛性は上部工軸				
			方向剛性k=1500 MN/m)				
	健全時		弾性バネ9000 kN/m	弾性バネ9000 kN/m			
支承	ᇨᆎᄡ	/⊂ n±	動摩擦力を模擬し	動摩擦力を模擬し			
	11反世	机中	たバイリニア履歴モデル	たバイリニア履歴モデル			
	支え	承位置	支承位置を保持す	支承位置を保持す			
	の-	Eデル化	る仮想剛要素	る仮想剛要素			
	はり	J	剛要素(はり重量を質点でモデル化)				
喬脚	柱		非線形バイリニアM	リニア <i>M</i> -φ要素			
		塑性ヒンジ部	降伏曲げモーメントM _v =40200 kN・m				
			降伏曲率 <i>φ</i> _y =0.00338 m ⁻¹				
		一般部	線形はり要素				
	底版	反	剛要素(底版重量を質点でモデル化)				
基礎			線形集約ばね				

表−5 解析ケース

破断を考慮 する支承	入力加速度 正方向	地震動	動摩擦係数		
起点側 終点側	起点→終点 起点←終点	道示L2地震波18波 (タイプⅠ,Ⅱ,Ⅰ~ Ⅲ種地盤,各3波)	0.05 0.10 0.15 0.20	0.30 0.40 0.50	
			合計50)4ケース	

摩擦係数により正負にわたって変動する場合で,加速度波形2-Ⅱ-Ⅱ-2(加速度正方向=終点向き)に対する応答波形である.

図-3(c)は、上下部相対変位が起点側(負方向) に残留する場合で、加速度波形2-II-III-3(加速度正 方向=終点向き)に対する応答波形である.動摩擦 係数0.15の場合に上下部相対変位が最大となる.

以上の様に、支承が破断した際の上下部相対変 位は、地震動と動摩擦係数の組合せにより、大きく ばらつくことが確認された.地震動の特性と動摩擦 力の関係により、摩擦が切れて滑り出すタイミング、 またその時の速度方向が異なることが要因と考えら れる.また、図-3(a)のケースでは、桁遊間0.3mを 超える相対変位が生じ、桁同士の衝突が生じている.

b)支承破断部の地震応答に対する桁衝突の影響

桁同士の衝突を考慮した,起終点桁端部の応答波 形を図-4に示す.図-4は,上部構造質点変位を桁端 部の座標に換算して表示した(図-5,6も同様).

図-4の応答波形は,桁同士の衝突により支承破断 を考慮している側の桁が押し返されるような応答と なっている.なお,道路橋示方書に基づき算出され る本橋の必要桁かかり長は0.9mであり,図-4の場合 は必要桁かかり長を超える応答が生じている.

次に,桁同士の衝突が生じても応答変位が大きくな らない場合を図-5に示す.このケースでは,破断を 考慮した支点の応答変位は終点側に累積する傾向で あり(図-5(a)),衝突による反発を受けた場合で も大きな変位は生じない.

図-4, 図-5は上部構造重量の軽い起点側(分担重

· 摩擦係数0.30 座擦係数0.40 ···· · 摩擦係数0.50 0.5 0.4 E 0.3 上下部応答変位 0.2 0.1 0 -0.1 -0.2 0 10 20 30 40 時間(秒) (a) 入力加速度波形 2-II-II-1 (加速度正方向:終点向き) 摩擦係数0.10 ━━ 摩擦係数0.15 = -・摩擦係数0.20 摩擦係数0.05 -·摩擦係数0.30 ···· 摩擦係数0.40 ····· 摩擦係数0.50 0.4 E 0.3 上下部応答変位 0. 2 0. 1 0 -0 1 -0.2 0 10 20 30 40 時間(秒) (b) 入力加速度波形 2-II-II-2(加速度正方向:終点向き) 摩擦係数0.05 ∈ ■ 摩擦係数0.10 · -摩擦係数0.15 --・摩擦係数0.20 摩擦係数0.30 摩擦係数0 40 摩擦係数0.50 0.5 0.3 E 上下部応答変位 0.1 -0.1 -0.3 -0.5 -0.7 0 10 20 30 40 50 時間(秒) (c)入力加速度波形 2-II-III-3(加速度正方向:終点向き)

→摩擦係数0.10 ----摩擦係数0.15 --・摩擦係数0.20

·摩擦係数0.05 —

時間(秒) (c)入力加速度波形 2-II-III-3(加速度正方向:終点向き) 図-3破断を考慮した起点側支点の上下部応答変位波形 (桁衝突を考慮しない場合)



図-4 起点側支承破断時の桁端部応答時刻歴波形(入力加速度波形 2-II-II-1,加速度正方向:終点向き, µ=0.05) 上段:桁衝突を考慮しないケース,下段:桁衝突を考慮したケース(右側に衝突時刻付近時刻拡大を示す)



図-5 起点側支承破断時の桁端部応答時刻歴波形(入力加速度波形 2-II-III-3,加速度正方向:終点向き, µ=0.15) 上段:桁衝突を考慮しないケース,下段:桁衝突を考慮したケース(右側に衝突時刻付近時刻拡大を示す)



図-6 起点側支承破断時の桁端部応答時刻歴波形(入力加速度波形 2-I-III-1,加速度正方向:起点向き, µ=0.05) 上段:桁衝突を考慮しないケース,下段:桁衝突を考慮したケース(右側に衝突時刻付近時刻拡大を示す)

量900kN)の支承が破断したケースであったが,図 -6に終点側(分担重量1600kN)の支承が破断した ケースの応答波形を示す.分担重量の大きい終点側 の応答も,桁衝突後の反発により大きくなっている ことがわかるが,図-4と比べてその影響は小さくな っている.(図-4,図-6の例では,桁衝突により破 断支承の残留変位は,起点側支承破断時:+0.8m, 終点側支承破断時:+0.3m,それぞれ増加.)

なお,終点側支承破断時は,タイプ I 地震動に対 する応答が大きくなる傾向であった.

c)桁かかり長についての考察

支承破断時の最大応答変位時の桁端位置について, 表-5に示した全ケースの解析結果を図-7に示す.図 -7(a)に起点側支承破断時,図-7(b)に終点側支承破 断時を,それぞれ動摩擦係数毎にプロットしている. 図中には,道路橋示方書に基づく必要桁かかり長に 対応する橋座位置も示している.

支承破断を考慮した支点部の動摩擦係数が0.05の 場合に,起点側で必要桁かかり長を超える結果となった.支承破壊時に設計地震動を受けた場合,現行 規定の桁かかり長は不足している可能性を示唆している. ただし,実際に確保されている桁かかり長は, 支承寸法や支承アンカーボルトの縁端距離による制約から,必要桁かかり長以上が確保される場合も多く,既存構造物の桁かかり長が必ずしも不足している訳ではないと考えられる.

また,掛け違いの上部構造重量に着目すると,重 量の軽い方が支承破断時の応答が大きくなる傾向が 確認され,必要桁かかり長の設定には,桁衝突の影 響も考慮する必要があると考えられる.

d) 遊間長の影響

遊間量を100mmに縮小した場合の解析結果を図-8 に示す.表示の方法は図-7と同様である.図-7と図 -8の比較より,遊間量を小さくすると,支承破断を 考慮した支点の上下部相対変位の最大値が大きくな ることが分かる.既設橋等で遊間量が小さい場合も 想定されるが,遊間量も考慮した桁かかり長の検討 も必要と考えられる.

e) 今後の検討課題

本研究で必要桁かかり長を超えるような変位が生 じた条件は、動摩擦係数0.05~0.10の範囲であった. これは、可動支承の摩擦係数相当であり¹⁾、支承の 破断面が実際に0.05程度の動摩擦係数を示すとは考 えにくい.一方,兵庫県南部地震での落橋事例の再 現解析を行った既往の研究²⁰⁾でも,動摩擦係数0.05 を想定すると落橋を再現できることが報告されてい る.支承破断面にコンクリート片が噛み合い転がる ような状況や,鉛直地震動による跳ね上がるような 挙動を伴って変位するような状況も想像され,支承 破壊モードと併せた検討が必要と考えられる.

本検討結果より,地震動波形と構造物の振動特性 に応じて,支承破断を考慮した支点の応答変位は大 きくばらつくことが想定される.掛け違い部におけ る起終点での上部構造重量差,支承剛性,橋脚高, 衝突バネの影響等が,支承破断後の応答性状に影響 を与えることが想定される.また,本研究では掛け 違い橋脚を抽出して検討したが,衝突挙動等は橋梁 全体系での応答とも影響し合うと考えられ,全体系 での検討も必要と考えている.

5. まとめ

本研究では、BDBEに対する対応が求められてい る状況を背景に、仕様規定的に設計されている落橋 防止システムについて、BDBEに対する設計の枠組 みを整理しつつ落橋防止システムに求められる性能



について考察を行った.

落橋防止システムの要求性能具体化に向けた検討 の端緒として,桁かかり長に着目し,支承破壊時の 支点部応答性状について検討を行った.検討の結果, 支承破断部の動摩擦係数が0.10~0.05程度と評価さ れる場合,落橋防止構造による抑止を考慮しなけれ ば,現行基準による必要桁かかり長は不足する可能 性があることが確認された.また,桁かかり長に対 して,桁衝突の影響や上部構造重量差の影響が確認 されたことから,今後,客観的な性能設定を試みる にあたっては,桁かかり長の設定にこれらの要因も 考慮する必要がある.

参考文献

- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I共通編,丸善 出版,2017.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 丸善出版, 2017.
- 高橋良和:2016年熊本地震による橋梁被害と前震後の調査を踏まえた被害メカニズム推定,土木学会論 文集A1(構造・地震工学), Vol. 73, No. 4(地震工学論 文集第36巻), pp. I_225-I_235, 2017.
- 藤倉修一,佐々木智大,本橋英樹,野中哲也:熊本 地震で被災した山岳部曲線橋の被害分析および再現 解析,構造工学論文集,Vol. 64A, pp. 250-261, 2018.3.
- Alfredo H.-S. Ang, Wilson H. Tang: 改訂 土木・建築の ための確率・統計の基礎/伊藤學, 亀田弘行監訳, 能島暢呂, 阿部雅人訳, 丸善, 2007.
- A. H.-S. Ang, D. De Leon: Modeling and analysis of uncertainties for risk-informed decisions in infrastructures engineering, *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 19-31, 2005.3.
- 7) 古田一雄, 菅野太郎:レジリエンス工学の誕生と展望,システム/制御/情報, Vol. 60, No. 1, pp. 3-8, 2016.
- 松崎裕:道路橋および道路ネットワークのレジリエンス評価における性能指標および性能の回復過程のモデル化に関する現状と課題,構造工学論文集, Vol. 67A, pp. 139-151, 2021.3.
- Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W. A., von Winterfeldt, D.: A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities, *Earthquake Spectra*, Vol. 19, No. 4, pp. 733-752, 2003.

- 本田利器,秋山充良,片岡正次郎,高橋良和,野津
 厚,室野剛隆:「危機耐性」を考慮した耐震設計体
 系一試案構築にむけての考察一,土木学会論文集
 A1(構造・地震工学), Vol. 72, No. 4(地震工学論文集
 第35巻), pp. I_459-I_472, 2016.
- 11) 武田篤史,西村隆義:橋梁耐震への危機耐性導入に 関する一考察,土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 75, No. 4(地震工学論文集第38巻), pp. I_688-I_700, 2019.
- 森口祐一:自然災害・事故の経験と原子力防災,学 術の動向,第25巻6号,通巻291号,pp. 54-59,2020.6.
- 13) 宮野廣,高田毅士,糸井達哉:原子力安全のための 耐津波工学(その2) 地震・津波工学に求められる原 子力安全のリスク論に基づく体系化,日本原子力学 会誌, Vol. 57, No. 10, pp. 639-345, 2015.
- 14) 原子力規制委員会:実用発電用原子炉に係る新規制 基準の考え方について,2018.12.
- 15) 高橋良和,秋山充良,片岡正次郎,本田利器:国内 外の道路橋の設計指針に見られる「危機耐性」の分 析,土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 72, No. 4(地震工学論文集第35巻), pp. I_821-I_830, 2016.
- 16) 大住道生、中尾尚史:道路橋の設計における安全余裕度の考え方に関する一提案、第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集、pp. 105-110, 2019.7.
- 竹内諒,渡邊学歩,馬越一也,葛西昭:複合鈑桁橋の地震時衝突現象に関する有限要素法に基づく構造 解析,土木学会論文集A1(構造・地震工学),Vol. 76, No. 4(地震工学論文集第39巻),pp. I_695-I_708, 2020.
- 渡邊学歩,川島一彦:衝突バネを用いた棒の衝突の 数値解析,土木学会論文集,No. 675/I-55, pp. 125-139, 2001.4.
- 19)本橋秀樹,野中哲也,馬越一也,中村真貴,原田隆 典:熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害 の再現解析,構造工学論文集,Vol. 63A, pp. 339-352, 2017.3.
- 堺淳一,運上茂樹,星隈順一:大規模地震時における落橋メカニズムと落橋防止構造の効果に関する分析,土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 67, No. 1, pp. 55-71, 2011.