

変断面連続桁における 落橋防止ケーブルの設計に関する研究

中尾 尚史¹・野阪 克義²・伊津野 和行³

¹立命館大学大学院 理工学研究科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

E-mail: rv005997@se.ritsumei.ac.jp

²立命館大学講師 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

E-mail: k-nozaka@se.ritsumei.ac.jp

³立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

E-mail: izuno@se.ritsumei.ac.jp

近年、単純桁を対象とした落橋防止ケーブルの研究および設計が行われ、多くの成果があげられている。しかし、1995年に発生した兵庫県南部地震で単純桁が数多く落橋したことにより、これらの対策として単純桁を連結して連続桁とする耐震補強が取り入れられ、現在では新設橋も連続桁が多く採用されており、連続桁に適用できる落橋防止ケーブルの研究および設計が必要となる。本研究では、多径間連続桁を用い、桁断面の剛性を変化させた場合の落橋による影響とケーブル効果を動的解析により検討した。その結果、桁断面を変化させると、支点以外の箇所では桁が降伏し、1次降伏点に達すると短時間で2次降伏することがわかった。さらに桁を降伏させないための必要剛性を示した。

Key Words : *unseating prevention cable, continuous girder bridge, variable cross section girder, bending moment, necessary stiffness*

1. はじめに

想定外の地震動による落橋を防ぐシステムの1つに、落橋防止ケーブルがある。落橋防止ケーブルはフェールセーフ機能を有する重要なシステムであり¹⁾、さまざまな落橋防止ケーブルが開発されている^{2)~4)}。また、1996年に改訂された道路橋示方書⁵⁾では落橋防止ケーブルに緩衝効果を有することが望ましいと記載されたことから、緩衝材に関する研究^{6)~8)}や桁間衝突による緩衝効果に関する研究^{9)~13)}が行われている。

これら落橋防止ケーブルに関する研究のほとんどが単純桁を対象として研究を行っている。しかし、1995年に発生した兵庫県南部地震により、多くの単純桁が落橋し、甚大な被害をもたらした。それにより、はじめから連続桁として設計、または既往の単純桁を連続桁に補強するなどの対策が行われている。これにより、今後は連続桁を対象とした落橋防止ケーブルの設計が必要である。

連続桁は、単純桁と異なり、1つの支点が落下してもすぐには落橋しない。だが、桁に過大な断面力が作用することにより桁が降伏、破壊し落橋に至る。著者ら¹⁴⁾は、

桁断面が一定の場合の連続桁における落橋防止ケーブルの効果および必要性を示した。しかし、実際の桁断面の設計では、活荷重を考慮して算出される断面力によって各所に断面が設計されており、桁断面を一定として桁を設計している事例は少ない。このことから、桁断面が一定でない桁に関しても落橋防止ケーブルの検討を行うことが重要だと考えた。

よって本研究では、桁断面を変化させた場合の連続桁における桁への影響および落橋防止ケーブルの効果を検討した。

2. 桁の断面変化による影響

橋脚から桁が離れた場合、桁断面が一定の条件では、支点上における断面が降伏する。しかし、桁の断面を変化させた場合は、曲げ剛性が小さな断面が支点上の断面より先に降伏する可能性がある。本章では、桁断面を変化させた場合における桁への影響および降伏状況を動的解析によって検討する。

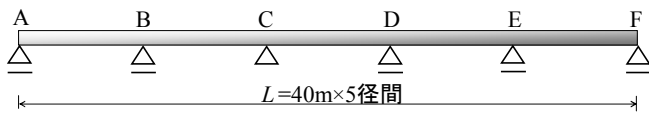


図-1 5径間連続桁モデル

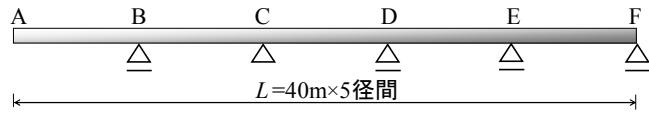


図-2 桁落下モデル

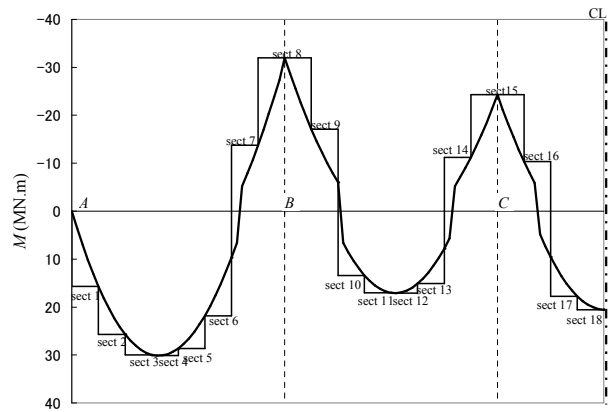


図-4 設計断面 (case 2)

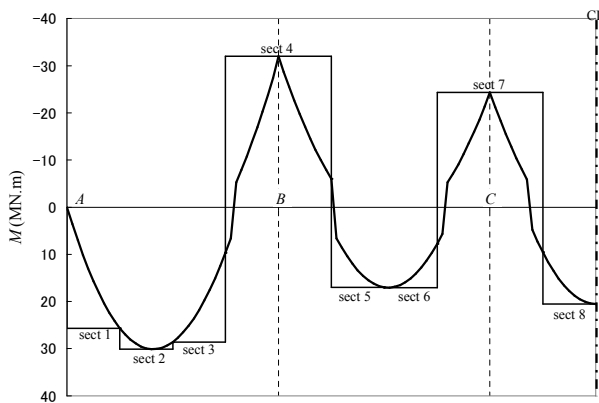


図-3 設計断面 (case 1)

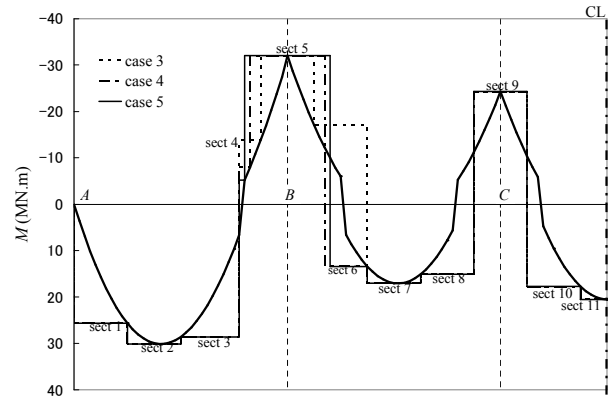


図-5 設計断面 (case 3,4,5)

(1) 連続桁の解析モデル

解析モデルは、道路橋の耐震設計に関する資料¹⁵⁾を基に図-1のような上部構造が5径間連続鋼I桁橋の等スパン連続桁を用いる。支点は左からA点、B点と設定する。解析では桁が落橋していない状態から、図-2のようにA点の支点が破壊して橋脚または橋台から離れたときの連続桁の挙動を考える。落下中に作用する荷重は死荷重のみとし、地震時慣性力など他の外力は考えないこととする。

解析では自由落下した場合を考え、重力加速度として開始直後に 980cm/s^2 を与える。解析における時間間隔は0.001秒とし、桁の減衰定数は0.02と設定した。

(2) 断面設計

本研究では、塑性状況を把握するために、桁断面を図-3から図-5に示すように、設計曲げモーメント（太実線）を基に変化させる。設計曲げモーメントは、道路橋示方書¹⁶⁾に記載されているL活荷重をA点より順次載荷して行き、その位置の曲げモーメントが最も不利になるときの値を用いた。断面の設計長は、断面変化位置を10m間隔および5m間隔に設計した場合(case 1,2),

表-1 設計諸元 (case 1)

断面番号	l_i (m)	M_i / M_s
sect 1	0-10	0.80
sect 2	10-20	0.94
sect 3	20-30	0.89
sect 4	30-50	1.00
sect 5	50-60	0.53
sect 6	60-70	0.53
sect 7	70-90	0.76
sect 8	90-100	0.64

AB間における設計曲げモーメントの変曲点からB点を4:5, 2:7, 1:8に分割して断面変化点を設計した場合(case 3~5), さらに断面が一定の場合(case 6)の計6ケースについて検討する。断面一定区間の断面2次モーメントは、設計曲げモーメントが最大となるB点の設計曲げモーメント(M_s)を基準として、各断面における設計曲げモーメント(M_i)との比率(M_i / M_s)に基づき、次式によって各断面の断面2次モーメント I_i を設定する。

$$I_i = I_s \frac{M_i}{M_s} \quad (1)$$

表-2 設計諸元 (case 2)

断面番号	l_i (m)	M_i / M_s
sect 1	0-5	0.49
sect 2	5-10	0.80
sect 3	10-15	0.94
sect 4	15-20	0.94
sect 5	20-25	0.89
sect 6	25-30	0.68
sect 7	30-35	0.43
sect 8	35-45	1.00
sect 9	45-50	0.53
sect 10	50-55	0.42
sect 11	55-60	0.53
sect 12	60-65	0.53
sect 13	65-70	0.47
sect 14	70-75	0.35
sect 15	75-85	0.76
sect 16	85-90	0.32
sect 17	90-95	0.55
sect 18	95-100	0.64

表-3 設計諸元 (case 3,4,5)

断面番号		l_i (m)	M_i / M_s
sect 1		0-10	0.80
sect 2		10-20	0.94
sect 3		20-31	0.89
sect 4	case 3	31-35	0.43
	case 4	31-33	0.25
	case 5	31-32	0.16
sect 5	case 3	35-45	1.00
	case 4	33-47	1.00
	case 5	32-48	1.00
sect 6	case 3	45-55	0.53
	case 4	47-55	0.42
	case 5	48-55	0.42
sect 7		55-65	0.53
sect 8		65-75	0.47
sect 9		75-85	0.76
sect 10		85-95	0.55
sect 11		95-105	0.64

ここで、 l_i は基準となる（ここでは B 点）断面 2 次モーメントである。各ケースにおける設計諸元を表-1 から表-4 に示す。表中の l_i は各断面区間の長さである。なお、本論文では断面の位置を、表に示した断面番号で呼ぶことにする。

桁の剛性は、図-6 に示す非対称トリリニアを仮定した。図中の 100% は、各断面における設計曲げモーメン

表-4 設計諸元 (case 6)

断面番号	l_i (m)	M_i / M_s
sect 1	0-200	1.00

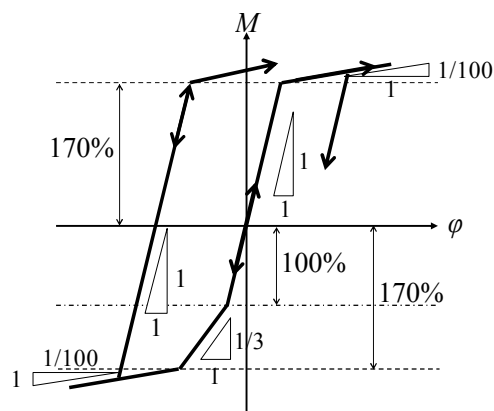


図-6 桁の骨格曲線

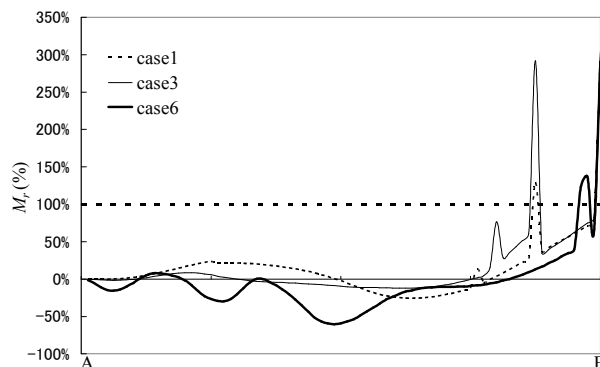


図-7 桁の曲げモーメント分布 (AB 間)

トに相当する。鋼桁橋の場合、道路橋示方書¹⁶⁾では桁の降伏に対して 1.7 の安全率を与えていることから、正の曲げモーメントに対しては、設計曲げモーメントの 170% の耐力で降伏し¹⁷⁾、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 になるように設定した。また、負の曲げ剛性は、設計曲げモーメント以上で曲げ剛性の 1/3¹⁷⁾ (1 次降伏), 170% 以上で 1/100 (2 次降伏) と仮定した。

桁断面を変化させると、桁断面が一定の場合に比べ、降伏する位置が異なると考えられる。よって本研究では、桁断面を変化させたことによる影響および降伏状態を比較、検討する。また、曲げモーメントは部材両端の曲げモーメントを平均し、それを曲げモーメントの結果として示した。

(3) 桁の降伏状況

図-7 は桁の曲げモーメント分布を示したものである。一例として桁落下してから 0.2 秒後の曲げモーメント分

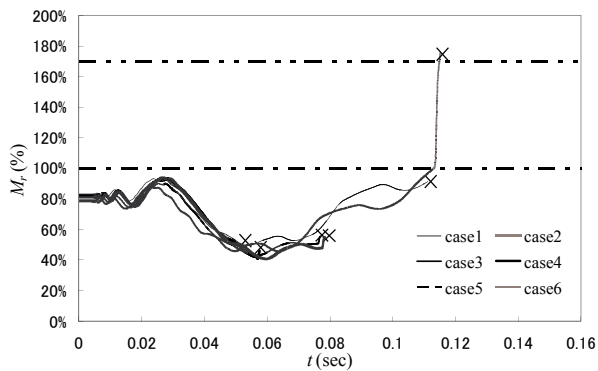


図-8 応答履歴 (B 点の曲げモーメントの変化率)

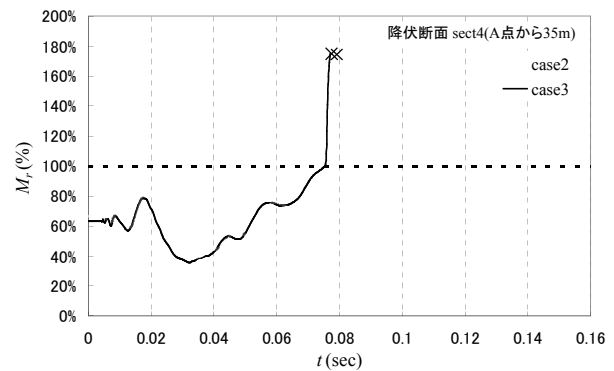


図-10 応答履歴 (曲げモーメントの変化率, case2,3)

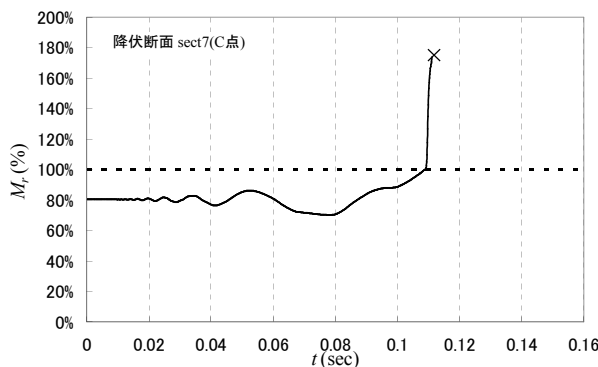


図-9 応答履歴 (曲げモーメントの変化率, case1)

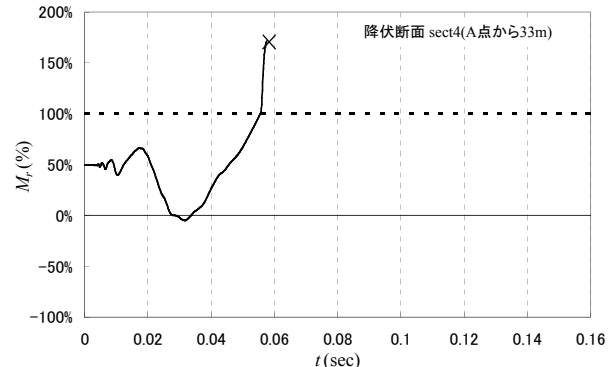


図-11 応答履歴 (曲げモーメントの変化率, case4)

布を示した。A 点が落下したとき、AB 間に最も影響が現れると考えられる。ここでは AB 間のモーメント分布を、また比較のため case1, case3 および case6 の結果を示した。図の横軸は AB 間の位置、縦軸は曲げモーメントの変化率を示している。

曲げモーメントの変化率は、桁が落下したときに生じる曲げモーメントを設計曲げモーメントで除し、その値を百分率で示したものである。桁が落下した場合、負のモーメントが AB 間に作用することが予測される。よって本研究では、負の設計曲げモーメントで除した。また、図中の破線は 1 次降伏 (曲げモーメントの変化率が 100%) の位置である。

図より、B 点から 1/8 の位置すなわち sect 4 (case1, case3) から、曲げモーメントの変化率が 100% を超える箇所が発生する。また、図-5 で示したように、sect4 を小さく設計した case3 では、その位置の曲げモーメントの変化率が 300% に達する。

このことから、断面変化位置が曲げモーメントの変化に何らかの影響を与えている可能性がある。

(4) 桁の応答履歴

a) 曲げモーメント

図-8 に B 点に作用する曲げモーメントの応答履歴を

示す。横軸は時間、縦軸は曲げモーメントの変化率であり、100% は設計曲げモーメントの値を示している。また、図中の破線は B 点の設計曲げモーメントおよび設計曲げモーメントの 170% の値を示している。×印はどこかの断面が最初に設計曲げモーメントの 170% に達した時刻を示している。図中の 170% の線より下に×印があるケースは、B 点より先に他の断面が設計曲げモーメントの 170% に達したことを表している。なお、本章では前節に示したように、桁が 2 次降伏するまでを検討しているので、ここではいずれかの断面の曲げモーメントが設計曲げモーメントの 170% に達するまでの応答を示した。

図より、桁断面が一定 (case 6) 以外のケースでは B 点の曲げモーメントが設計曲げモーメントに達するまでに、他の断面の曲げモーメントが設計曲げモーメントの 170% に達している。

実際に降伏する要素の曲げモーメント応答履歴を示したのが図-9 から図-12 である。横軸は時間、縦軸は曲げモーメントの変化率を表している。また、図中の破線は設計曲げモーメント、×印は設計曲げモーメントの 170% に達した時刻を表している。

図-10 から図-12 に示した case 2 から case 5 では、桁が落下すると、始めは桁が支点から離れた影響により数秒

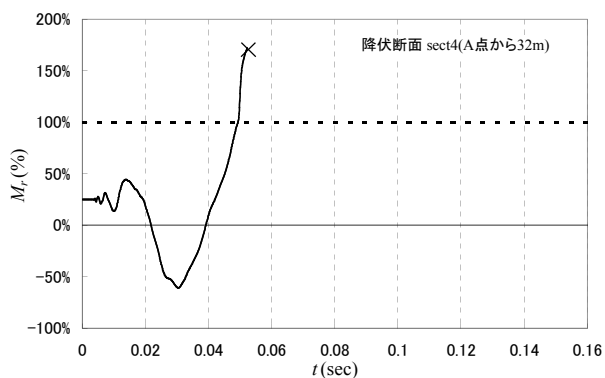


図-12 応答履歴 (曲げモーメントの変化率,case5)

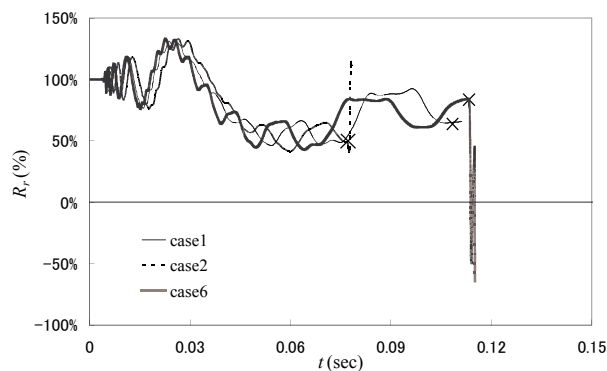


図-13 応答履歴 (支点反力の変化率 (B点 case 1,2,6))

表-5 降伏時間および降伏する断面要素

	降伏する断面位置	t_1 (sec)	t_2 (sec)
case 1	C点部(sect 7)	0.1090	0.1111
case 2	A点から35m(sect 7)	0.0765	0.0783
case 3	A点から35m(sect 4)	0.0754	0.0770
case 4	A点から33m(sect 4)	0.0557	0.0576
case 5	A点から32m(sect 4)	0.0495	0.0522
case 6	B点部	0.1133	0.1151

間振動する。そして曲げモーメント変化率は約 0.02 秒で最初のピークに達し、さらに 0.03 秒程度まで大きく低下する。それ以降は重力により曲げモーメントの変化率は徐々に増加し、設計曲げモーメント(曲げモーメントの変化率が 100%)に達する。設計曲げモーメントに達すると、急激に曲げモーメントの変化率が増加し、短時間で曲げモーメントの変化率が 170%に達する。

図-9 に示した case1 の場合、桁が落下するA点から離れた位置にある C 点は桁落下の影響はあまり受けず、曲げモーメントの増加および減少も大きな変化はない。しかし、設計曲げモーメント(曲げモーメントの変化率が 100%)に達すると、他のケースと同様に曲げモーメント変化率は急激に増加する。

sect 4 の長さを変化させた case3 から case5 (図-10 から図-12) を比較すると、sect 4 の長さを小さく設計した case5 では、桁落下後 0.05 秒以内に曲げモーメントの変化率が 170%に達することがわかる。sect 4 の断面を長く設計すると、0.08 秒程度まで曲げモーメントの変化率は 170%に達しない。また、case4 および case5 では、一部曲げモーメントの正負が逆転する時間が存在する。

各ケースの桁の降伏時間および降伏する断面要素を表したのが表-5 である。縦軸は各ケース、横軸は時間を表している。また表中の t_1 は設計曲げモーメントに達した時間、 t_2 は設計曲げモーメントの 170%に達した時間を示している。

桁が落下した場合、支点を含む断面一定区間を長く設計した case 1 および桁断面一定の case 6 では支点上が初

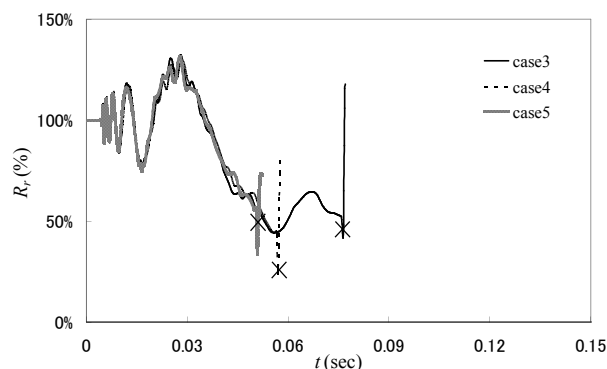


図-14 応答履歴 (支点反力の変化率 (B点 case 3,4,5))

めに降伏するのに対し、断面一定区間を短く設計した case 2 は sect 7、変曲点から断面を変化させた case 3 から case 5 は sect 4 が初めに降伏する。よって桁断面を短い間隔で変化させると、支点上以外の位置で桁が降伏する。sect 4 を短く設計すると、中間支点上断面から最も近い断面変化点における曲げ剛性が小さい箇所において、設計曲げモーメントが小さくなり、そのために降伏時間が早くなることが原因であると考えられる。

c) 支点反力

図-13 および図-14 は B 点における支点反力の変化率、図-15 および図-16 は C 点における支点反力の変化率の応答履歴である。横軸は時間、縦軸は支点反力の変化率を示している。支点反力の変化率は、桁落下したときの支点反力を、桁が落下していないときの支点反力で割り、百分率で示したものである。曲げモーメント変化率と同様に、桁が降伏するまでの結果を示した。

図から、桁落下後 0.03 秒程度までは、ほぼ同じ挙動を示している。それ以降は桁断面が一定の case 6 のみ他のケースと少し異なった挙動を示している。

また、図中の×は桁が 1 次降伏した時刻を表している。桁が降伏すると、case 1 以外では支点反力の変化率は急激に低下する。その後、曲げモーメントの変化率が 170%に達するまで急激に支点反力の変化率は増加する。

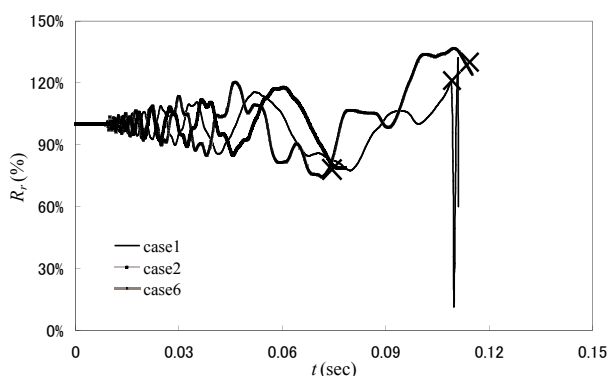


図-15 の応答履歴 (支点反力の変化率 (C点 case 1,2,6))

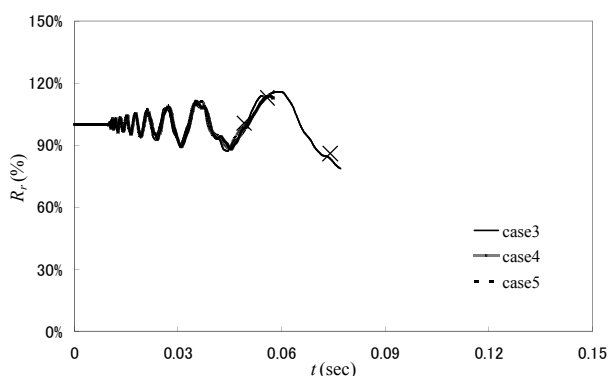


図-16 応答履歴 (支点反力の変化率 (C点 case 3,4,5))

B点部が降伏するcase 6では大きく支点反力の変化率が低下し、支点反力に負反力が作用する。支点反力が低下する原因として桁が降伏し、局所的な変形が進んだことによる反動が支点に顕著に表れていると考えられる。C点部が降伏するcase 1では、桁が降伏する影響がB点部まで伝播せず、それにより支点反力低下は見られなかった。

図-15 および図-16 に示したC点の支点反力の変化率は、C点部が降伏するcase 1のみ桁降伏後に大きく支点反力の変化率が低下するが、負反力は発生しない。また、AB間で降伏するcase 2からcase 6は、桁降伏による支点反力への影響は見られなかった。

3. 落橋防止ケーブル設置による桁への影響

桁断面を変化させると、一部を除き支点以外の箇所では桁が降伏することが分かった。ここでは、落橋防止ケーブルを設置することによる曲げモーメントへの影響および降伏を防ぐための必要剛性を検討する。

(1) 落橋防止ケーブルを設置した解析モデル

落橋防止ケーブルはA点と隣接桁または橋台との間

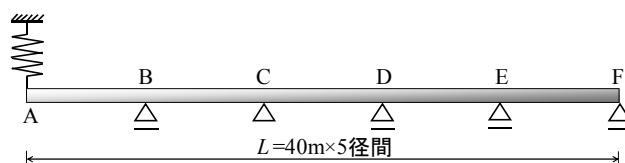


図-17 落橋防止ケーブルを設置した場合の連続桁モデル

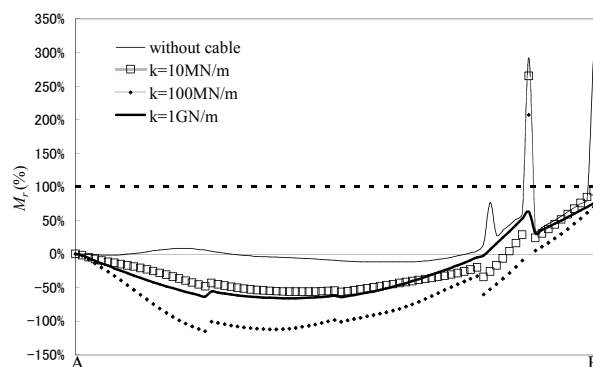


図-18 曲げモーメント分布(case 3)

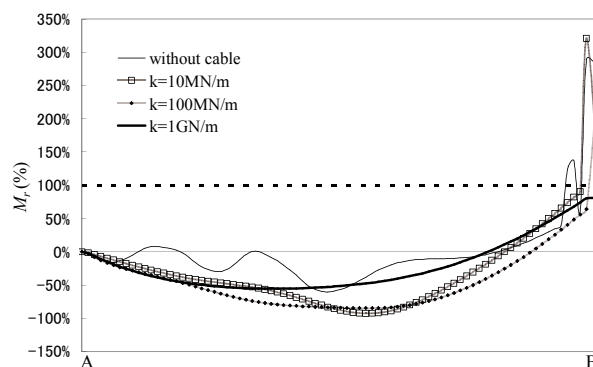


図-19 曲げモーメント分布(case 6)

に設置する。これをモデル化したのが図-17である。解析では前章と同様に、A点部が橋脚から離れて桁が落下するような状況を考え解析を行う。ケーブルには遊間長を与えず、桁落下と同時にケーブルが作動すると仮定する。本研究ではケーブルの効果を見るため、ケーブル剛性を1MN/mから1GN/m、減衰定数は0.02に設定し、それ以外の解析条件は前章と同じとした。

このときのB点に作用する曲げモーメントおよび各断面での降伏状態を求め、落橋防止ケーブルを設置したときの効果を検討する。

(2) ケーブル設置の効果

a) 曲げモーメント分布

図-18および図-19はAB間の曲げモーメント分布を示したものである。横軸はAB間の位置、縦軸は曲げモーメントの変化率を示している。一例としてケーブルを設

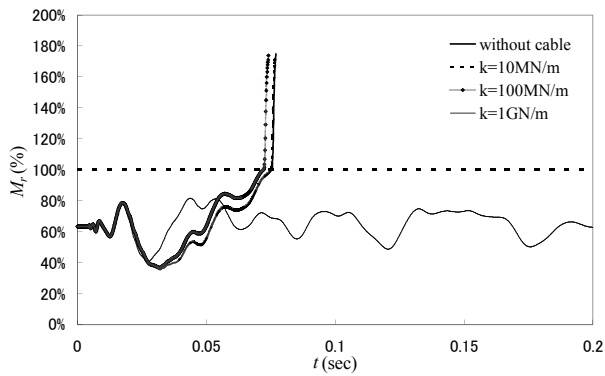


図-20 応答履歴 (曲げモーメントの変化率)
(case 3, A点から35m)

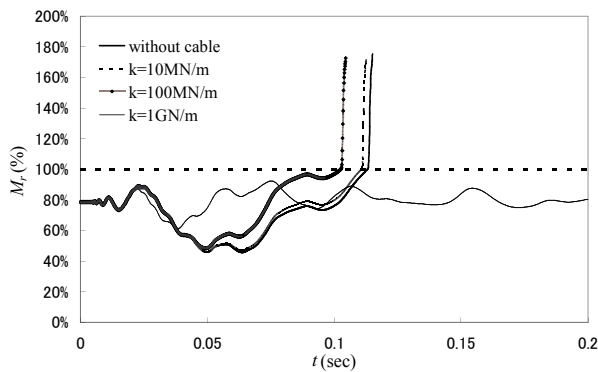


図-21 応答履歴 (曲げモーメントの変化率)
(case 6, B点)

置していないケースと、ケーブル剛性が10MN/m, 100MN/m, 1GN/mの4ケース示した。本章では比較のため、桁断面を変化させたcase 3と、桁断面が一定のcase 6について検討を行う。解析時間は前章と同様に0.2秒とした。

ケーブル剛性が1GN/m以外では、両ケースともB点の曲げモーメントの変化率が100%を超える。またケーブル剛性が1GN/mになると曲げモーメントの変化率は100%に達せず、桁は降伏しない結果になった。さらに、case 3の場合、ケーブルを設置することにより、断面の変化点で曲げモーメントの変化率が変化する。B点から1/8の位置で曲げモーメントの変化率は100%に達する。

b) ケーブル設置による応答履歴の変化

ケーブルを設置したことによる曲げモーメントの応答履歴に対する影響を示したのが、図-20 および図-21である。図の横軸は時間、縦軸は曲げモーメントである。ここでは、図-18 および図-19 で曲げモーメントの変化率が100%を超えた位置 (case 3はA点から35m, case 6はB点) の曲げモーメントの変化率の応答履歴を示した。

図より、ケーブル剛性が1GN/m以外では、ケーブル

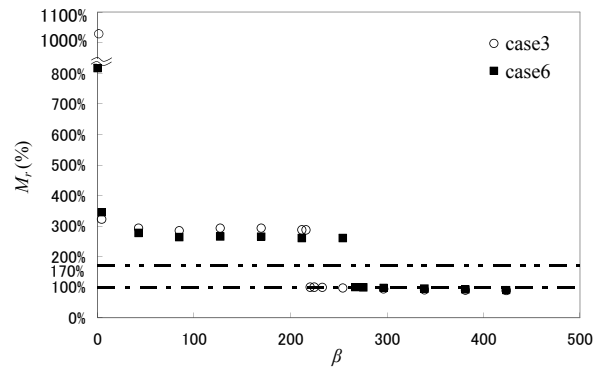


図-22 必要ケーブル剛性

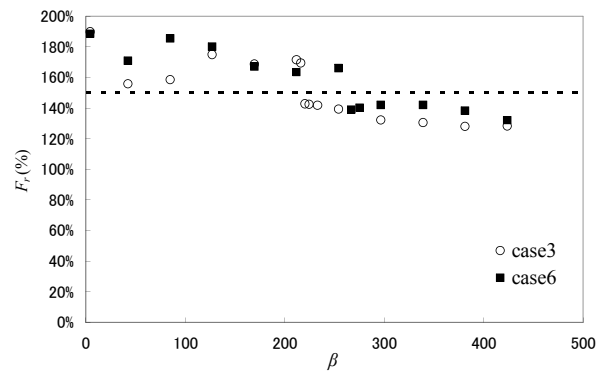


図-23 ケーブル反力の変化率

を設置しても挙動には大きな変化は見られない。また、ケーブルを設置していない場合と同様に、曲げモーメントの変化率が100%に達すると、曲げモーメントの変化率は急激に増加する。また、ケーブル剛性を100MN/mまで大きくすると、降伏時間が多少早くなる。ケーブル剛性を1GN/mにすると、曲げモーメントの変化率は一定範囲に収まり降伏しない。また、本研究で対象とした5径間連続桁では、断面を一定にしたcase 6よりも、断面を変化させたcase 3の方が、曲げモーメントの変化率が100%に達する時間は早い結果となった。

(3) 必要ケーブル剛性

桁が降伏しないために必要となるケーブル剛性およびケーブル反力の変化率を示したのが図-22および図-23である。横軸はケーブルの剛性と桁の曲げ剛性およびスパン長との剛性比を考慮して無次元化したもの (ここではケーブル剛性比 β と呼ぶ)。縦軸は曲げモーメントの変化率(M_t)およびケーブル反力の変化率(F_r)である。変断面における曲げ剛性は、基準とした断面の曲げ剛性を使用し、スパン長はAB間のスパンを用いた。曲げモーメントの変化率は、桁に作用した曲げモーメントの変化率の最大値をプロットした。図に記した100%および170%は、設計曲げモーメントの100%および170%を表している。

ケーブル反力の変化率は、ケーブルにどれくらいの力が作用するかを表したものであり、ケーブル反力を、A点の支点反力で割り百分率で示したものである。よって100%のときはA点の支点反力に相当する。また、ケーブル効果を検討するため、応答が収束するまで解析を行った。

a) 曲げモーメントの変化率

ケーブルを設置していないと、曲げモーメントの変化率は1000%に達する。ケーブルを設置していない場合は、曲げモーメントが収束するまで計算できなかったのが、結果以上の曲げモーメントが作用すると考えられる。ケーブルを設置すると、曲げモーメントの変化率は300%程度まで低下する。case 3ではケーブル剛性比が220を超えると、曲げモーメントの変化率は急激に低下し、弾性状態（曲げモーメント率が100%以下）になる。曲げモーメントの変化率が100%から170%の間になるケーブル剛性比の範囲は非常に小さい。

case 6でも同様のことがいえるが、曲げモーメントの変化率を100%以内にするために必要な β は270となり、case 3より大きくなる。

b) ケーブル反力の変化率

現行設計法では死荷重反力の1.5倍の耐力でケーブルが設計されているので、ケーブル反力の変化率が150%の位置を破線で示した。

曲げモーメントの変化率が170%に達すると、降伏した桁の重量をケーブルが受け持つことになり、ケーブルに作用する力の変化率は150%以上になる。曲げモーメントの変化率が170%に達しないと、ケーブルの変化率は150%に達せず、ケーブルは桁落下に耐えることが可能である。

桁を降伏させないようにケーブルを設計する場合に必要な曲げ剛性比は、本研究で対象とした5径間連続桁の場合、case 3では220以上、case 6では270以上である。このときの必要とするケーブル長は、実構造物を想定して、例えば桁の単位長さあたりの質量15.7tonで1次固有振動数が3Hzになるような桁を想定すると¹⁴⁾、case 3ではケーブル長を0.9m以下、case 6では0.7m以下にする必要があり、設置条件によっては短すぎることが考えられる。よって、ケーブルを設計する場合、ケーブル耐力からケーブルを設計するよりも、必要ケーブル剛性でケーブルを設計するなど、設計の方針についても検討を要する。

4. 結論

本研究では桁断面が一定ではない場合の5径間連続桁における落橋による桁への影響、および落橋防止ケーブ

ルの効果、必要剛性を検討した。得られた主な結果は以下の通りである。

- ① 桁端部が落下した場合、桁断面が一定の場合では支点付近（落下した支点到隣接する支點）の桁断面が降伏するが、桁の断面を変化させた場合は、支點間（落下した支點を含む桁間）の桁断面が降伏する場合がある。
- ② 変曲点から断面を変化させた場合（本研究では、case 3からcase 5のsect 4に相当する）、その断面を短く設計すると、落下後短時間で桁は降伏する。
- ③ 桁が降伏すると、その反動により落下した支點に隣接する支點の支點反力は急激に低下する。桁断面が一定の場合では、桁が降伏することにより、負反力が作用する。落下した支點と隣接しない支點に負反力は作用しない。
- ④ ケーブルを設置した場合、ケーブル剛性を大きくすると、ケーブルを設置していない場合に比べ早い時間で設計曲げモーメントに達する。
- ⑤ 本研究の条件では、桁を降伏させないためには、変断面（本研究ではcase 3）の場合には220以上、桁断面が一定の場合には270以上のケーブル剛性比が必要となる。
- ⑥ 桁が降伏すると、ケーブル反力は現行設計法で規定している死荷重反力の1.5倍の耐力（ $F_f=150\%$ ）を上回る。
- ⑦ 本研究で対象とした5径間連続桁の場合、必要とするケーブル長は、変断面（本研究のcase 3）では0.9m、桁断面が一定の場合では0.7 m以下にする必要がある。

謝辞：本研究の実施にあたっては、科学研究費補助金（基盤研究(B)17360219）「緩衝機能を有する落橋防止装置の耐力と変形性能の評価および動的設計法の開発」による補助を得たことを付記する。

参考文献

- 1) 財団法人土木研究センター：落橋防止構造設計ガイドライン（案），2005。
- 2) 武野志之歩，大野敬美，伊津野和行：作動速度に基づく落橋防止用連結ケーブルと緩衝材の設計法に関する研究，土木学会論文集，No.731/I-63，pp.341-352，2003。
- 3) 伊津野和行，小林紘士，鎌田耕平：桁落下を想定した桁間ケーブル連結装置の所要条件に関する考察，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.319-324，2001。
- 4) 梶田幸秀，杉浦邦征，渡邊英一：緩衝型桁間連結ケーブルを用いた高架橋の地震時応答性状，土木学会論文集，No.710/I-60，pp.297-310，2003。

- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V．耐震設計編，1996.
- 6) 越峠雅博，運上茂樹，足立幸郎，長屋和宏：弾塑性型特性を有する円筒型ゴム製緩衝装置の衝撃緩衝効果に関する実験研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.99-112，2001.
- 7) 川島一彦，庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612/I-16，pp.129-142，1999.
- 8) 伊津野和行，小林紘士：落橋防止ケーブルに対する緩衝材の適用と効果に関する研究，土木学会地震工学論文集，Vol. 27，No. 30，2003.
- 9) 川島一彦，植原建治，庄司学，星恵津子：衝突および落橋防止装置の効果に関する模型実験および解析，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.221-236，2002.
- 10) 森山卓郎，依田照彦：桁間衝突が落橋におよぼす影響に関する実験的検討，土木学会論文集，No.654/I-52，pp.223-232，2000.
- 11) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，土木学会地震工学論文集，Vol. 43A，No. 43A，1997.
- 12) 阿部雅人，藤野陽三，吉田純司，朱平，柳野和也：地震時における橋桁の衝突現象のモデル化と実験的検証，土木学会論文集，No.759/I-67，pp.181-197，2004.
- 13) 西本安志，玉井広樹，園田佳巨，別府万寿博，彦坂熙：積層繊維ゴムを用いた緩衝材の衝撃挙動に関する解析的考察，土木学会構造工学論文集，Vol.51A，pp.1625-1634，2005.
- 14) 中尾尚史，野阪克義，伊津野和行：連続桁における落橋防止ケーブルの所要条件に関する基礎的研究，土木学会論文集，Vol.63，No. 1，pp.194-205，2007.
- 15) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I．共通編，II．鋼橋編，2002.
- 17) 成瀬勝武，鈴木俊男：橋梁工学（鋼橋編），森北土木工学全書 7，森北出版，1987.

(2007.46 受付)

STUDY ON DESIGN OF UNSEATING PREVENTION CABLES FOR VARIABLE CROSS SECTION GIRDER BRIDGES

Hisashi NAKAO, Katsuyoshi NOZAKA and Kazuyuki IZUNO

A design method of unseating prevention cables for variable cross section continuous girder bridges was investigated using dynamic analysis. The results of the study revealed that a section at a support yields first in a constant cross section girder when a girder fell by accident, whereas a section between supports yields first in a variable cross section girder. The necessary stiffness of unseating prevention cables for a constant cross section girder was found to be larger than that for a variable cross section girder.