

本震で損傷した鋼製橋脚の余震による倒壊特性と ケーブルによる倒壊防止の基礎的検討

Nguyen Van Bach¹・後藤芳顕²・海老澤健正³

¹学生会員 名古屋工業大学大学院博士前期課程 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

²フェロー会員 名古屋工業大学大学プロジェクト教授・次世代耐震工学研究所 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

³正会員 名古屋工業大学大学院助教 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

1. はじめに

現在の橋の耐震設計では、過去最大級の地震動をもとにした設計地震に対して損傷制御の観点から設定された許容限界に対して照査される方法が採用されている¹⁾。しかしながら、想定を超える地震動が作用し許容限界を超えた時の橋の挙動は不明であり、最悪の場合は崩壊に至る可能性も否定できない。最近、内閣府が公表した南海トラフ巨大地震では現在の設計地震動を遥かに超える地震動の発生も指摘されており、最新の耐震設計を施した構造にも深刻な被害が生じる可能性がある。東日本大震災以降、社会基盤施設の「想定外」の被災は社会的に許容されにくい状況にあるが、設計地震動を大きくして対処する耐震設計もすでに限界にきている。したがって、構造物の終局限界を超える地震動に対しては橋の崩壊モードを制御し、可能な限り大規模崩壊を防止する崩壊制御による考え方も設計に取り入れる必要がある(図-1)。しかしながら、構造物の崩壊は高次の材料ならびに幾何学的非線形性が関与する複合非線形動的問題であるため、実験のみならず解析が容易でない。このため、過去の研究^{2)~5)}では理

想化した単純なモデルによる解析的な検討にとどまっており、実際の検討はほとんどなされていない。このような背景から著者らは縮尺約 1/8 の無充填円形断面鋼製橋脚供試体を用いた単一橋脚の水平 1 方向加振実験で倒壊挙動の実態を明らかにするとともに鋼材の繰返し構成則として三曲面モデルを導入したシェル要素による FE モデル^{7)~11)}の倒壊解析への適用性も検討した。また、この FE モデルを用いた水平 1 方向地震動下での単一橋脚の倒壊解析結果をもとに橋脚の基本的な倒壊特性を論じた。

本論文では、より実際の水平 2 方向同時加振条件下での、鋼製橋脚の倒壊挙動の特性、解析法、さらに倒壊の制御法について検討することを目的とする。まず、先の 1 方向加振実験で用いたのと同様の鋼製橋脚供試体の水平 2 方向同時加振による倒壊実験をもとに挙動特性を調べた。また、すでに水平 1 方向加振実験で精度が確認されている FE モデルの水平 2 方向同時加振実験での倒壊挙動解析への適用性についての検討も行う。つぎに、本震で橋脚が倒壊する場合に加え、本震で損傷した橋脚が余震により倒壊する場合の特性を FE モデルにより調べ、その特性を論じる。さらに、橋脚の崩壊制御手法の一つとして提案したケーブルを用いた重要な橋脚の崩壊防止構造¹³⁾の可能性について基礎的な検討を行う。

2. 2 方向同時加振実験による鋼製橋脚の倒壊挙動と FE モデルの精度

振動台を用いた水平 2 方向同時加振による縮尺約 1/8 の薄肉円形断面単一鋼製橋脚供試体の倒壊実験を実施することでより一般的な地震動入力条件下で

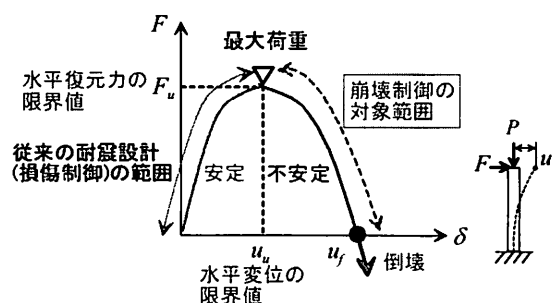


図-1 崩壊制御設計の考え方

の倒壊挙動を検討する。また、倒壊実験結果と FE モデルによる解析結果とを比較することで、橋脚の倒壊挙動解析への FE モデルの適用性についても検討する。なお、すでに、1 方向加振による倒壊実験と FE モデルによる解析の比較を行い、FE モデルの妥当性を検証している⁶⁾が、ここではより一般的な水平 2 方向同時加振の場合について検討する。

振動台実験では図-2 と表-1 に示す実橋脚の 1/s=1/8 スケールの無充填円形断面鋼製橋脚供試体を用い、振幅を 2.25 倍、時間軸を相似則に従い $1/\sqrt{s}$ 倍に調整した Tsugaru 観測波の LG, TR 成分(図-3)を同時入力した。解析では、橋脚躯体を三曲面モデルを導入したシェル要素でモデル化し、上載質量部分を集中質量と回転慣性要素で表し橋脚に剛結した。実験結果として、図-4 に上載質量中心での等価水平復元力合力 F_{Σ}^{eq} 、振動台に対する相対水平変位成分 (u_x, u_y) 、相対加速度成分 (α_x, α_y) 、絶対加速度成分 $(\alpha_x + \alpha_{xg}, \alpha_y + \alpha_{yg})$ の時刻歴応答、図-5 に全等

表-1 円形断面鋼製橋脚供試体の概要

h (mm)	D (mm)	t (mm)	R_t	λ	P/P_0	H_0 (kN)	u_0 (mm)
1776.6	262.60	3.77	0.099	0.512	0.088	39.70	9.78

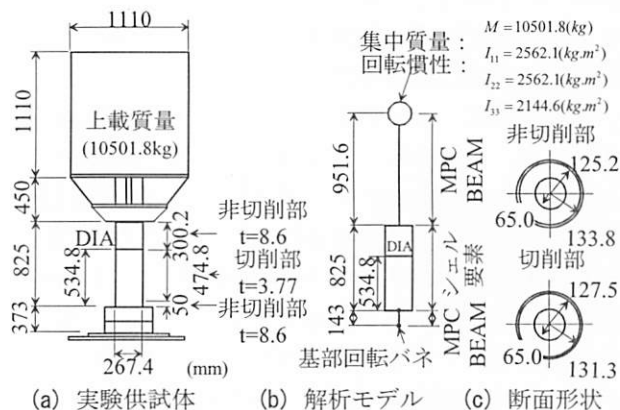


図-2 加振実験供試体と解析のモデル化

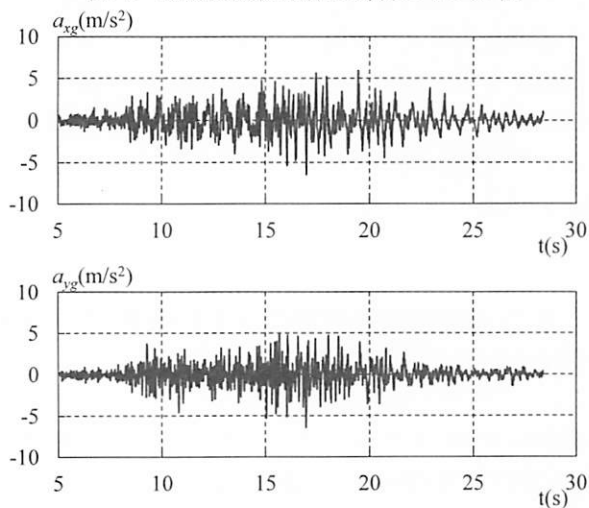


図-3 2 方向同時加振実験での入力波

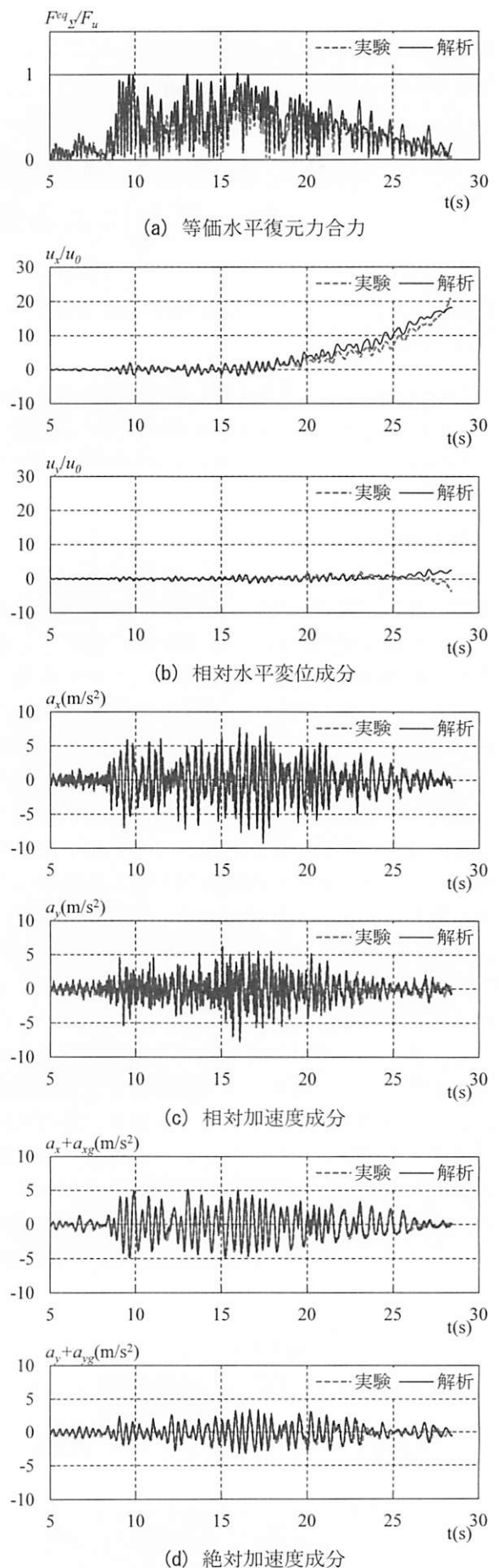


図-4 橋脚供試体の錘の質量中心での各物理量の応答

価水平復元力成分 (F_x^{eq}, F_y^{eq}) と相対水平変位成分 (u_x, u_y) の履歴挙動を示す, また図-6 には倒壊時における橋脚基部の座屈変形の進展状況を, それぞれ, 実験と FE 解析とを比較して示している. ここに, 無次元化に用いている F_u は Pushover 解析による橋脚の最大復元力, u_0 は初期降伏変位である.

図-3(a)(b)と 図-4 からわかるように, 等価水平復元力合力 F_Σ^{eq} が橋脚の Pushover 解析による最大復元力 F_u に対応するのピーク点に到達後, 軟化域に入る 17sec 近傍から橋脚基部は 1 方向(x の正方向の縁端部)に局部座屈変形が生じると, その位置で局部変形が単調に増加し橋脚もこの方向に徐々に傾いていく(図-6). このとき, x 方向(LG)に比べやや小さい地震動(TR)を y 方向にも入力しているが傾く方向はほぼ x 方向である. 20sec を超えると図-3(d)の絶対加速度成分の変動周期が長くなっている. これは, 橋脚基部の局部座屈による損傷が大きくなり剛性が低下することによる. 最終的には 26sec 付近から錘の $P-\delta$ 効果で倒壊挙動を示す. FE モデルは図-4~図-6 に示すように鋼製橋脚の倒壊挙動をほぼすべて精度よく再現しており, その妥当性は検証されたと考える.

3. 余震による倒壊特性の検討

(1) 解析モデル

橋脚の検討モデルとしては H24 道示¹⁾に則り鋼重最小化の最適設計を行った 2 種類の円形断面鋼製橋脚 No1, No.3 を用いる. これらの橋脚モデルの諸元と概要を表-2, 図-7 に示す. 鋼製橋脚の FE モデルとしては加振実験で妥当性が検証されたモデルと同様に橋脚躯体を三曲面モデルを導入したシェル要素で表し, 上載質量とフーチングを集中質量要素, 地盤ばねを集約ばね要素によりモデル化¹²⁾する.

(2) 入力地震動

入力する基本地震動としては, 図-8 に示す JRT 観測波(直下型)ならびに H25 年に内閣府から提示された南海トラフ巨大地震の工学基盤面波(海溝型)に基づく愛知県東部の地表面波とする.

初めに, 上記 2 種類の基本地震動の水平 1 方向加速度成分と水平 2 方向加速度成分(同時入力)に対して, 1.0 から 0.1 刻みで徐々に増加させた加振倍率を乗じた地震動を図-7 に示す各橋脚モデルに入力して橋脚が初めて倒壊する最小の加振倍率 k_c (最小倒壊加振倍率)を求めた. ここで, 水平 1 方向加速度入力に用いる加速度成分は JRT の NS 成分 および南海ト

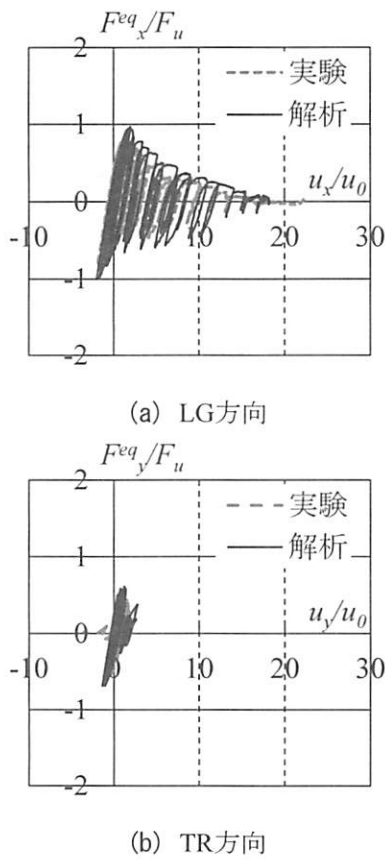


図-5 2方向加振による全等価水平復元力-水平変位成分の履歴

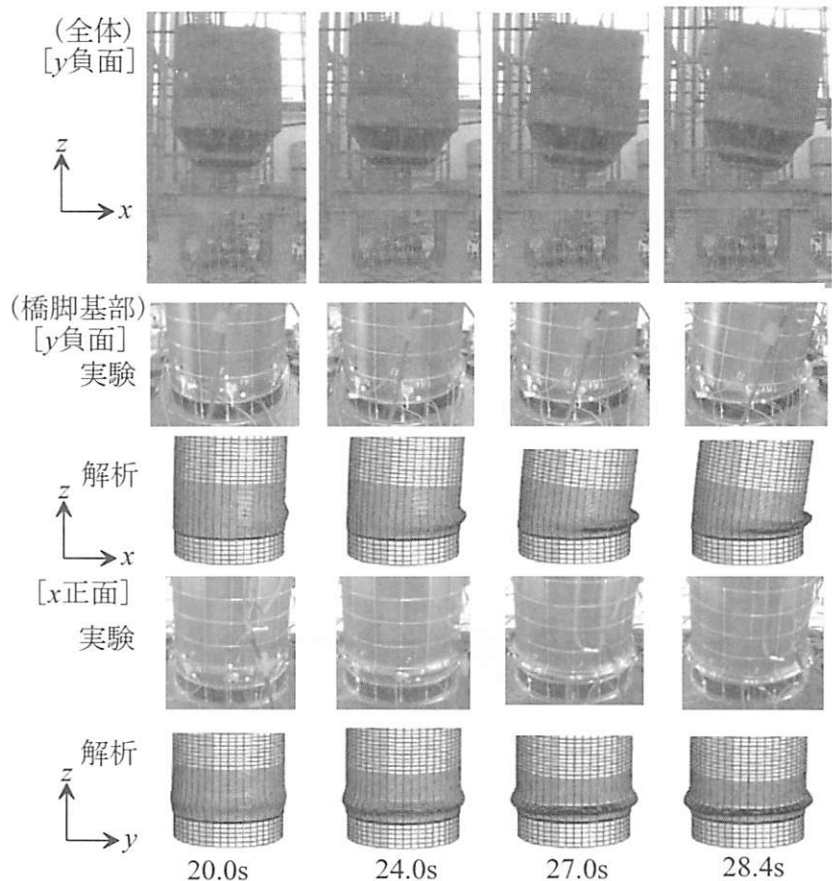


図-6 2方向加振による倒壊時における橋脚基部の座屈変形の進展状況

ラフ地震の LG 成分である。橋脚モデルと入力地震動の種類組み合わせに対する橋脚の最小倒壊倍率 k_c を表-3 にまとめる。この表からわかるように水平 2 方向加速度成分を同時入力した場合は水平 1 方向成分のみの入力を行った場合に比べて最小倒壊加振倍率 k_c が 0.7~0.8 に低減しており、終局挙動のみならず倒壊挙動においても水平 2 方向加速度成分の同時入力による性能低下は大きい。

余震による倒壊解析では次のような手続きで地震動を入力する。まず、各橋脚モデルが本震で倒壊しないレベルの地震動として、2 種類の基本地震動の水平 1 方向加速度成分と水平 2 方向加速度成分に $0.2 k_c \sim 0.9 k_c$ の加振倍率を乗じた地震動を本震として設定する。この地震動を橋脚モデルに入力することで本震による橋脚の損傷を再現する。つぎに、本震での各入力ケースに対して、本震に対応した基本地震動の水平加速度成分(1 方向または 2 方向)に $0.1 k_c$ 刻みで漸増させた加振倍率 k' を乗じたものを余震として本震で損傷した各橋脚に 2 回目の入力をする。そして、橋脚が余震で倒壊する最小の加振倍率 k'_c を求めた。この解析では、橋脚を倒壊させる余震の大きさが本震を超えることもあるが、これは本震で生じた損傷が橋脚の耐倒壊性能をどの程度低下させるかを検討する目的で実施したものである。

(3) 余震による倒壊特性

ここでは、各橋脚の本震入力のケースにおいて、2 回目の余震の加振倍率 k'/k_c を 0 から 0.1 刻みで徐々に増加させて初めて橋脚が倒壊する加振倍率として余震の最小倒壊加振倍率 k'_c を求めた。各橋脚モデルに対する算定結果として、入力地震動の種類ごとに本震での加振倍率 k を最小倒壊加振倍率 k_c で基準化した k/k_c と余震での最小倒壊加振倍率 k'_c を

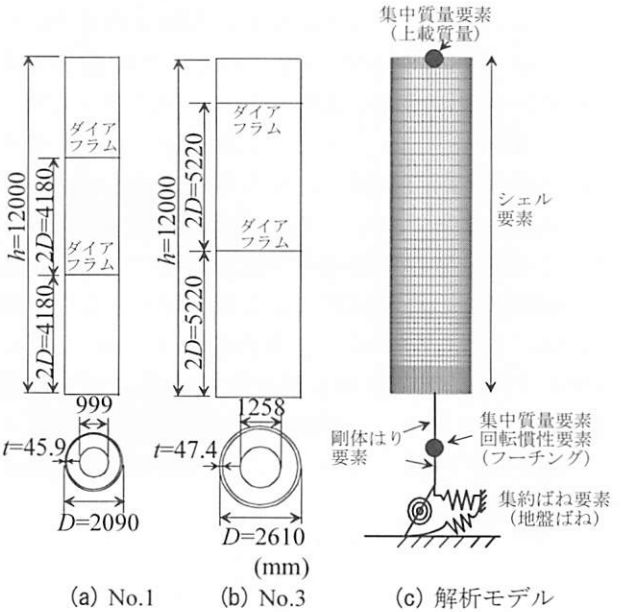


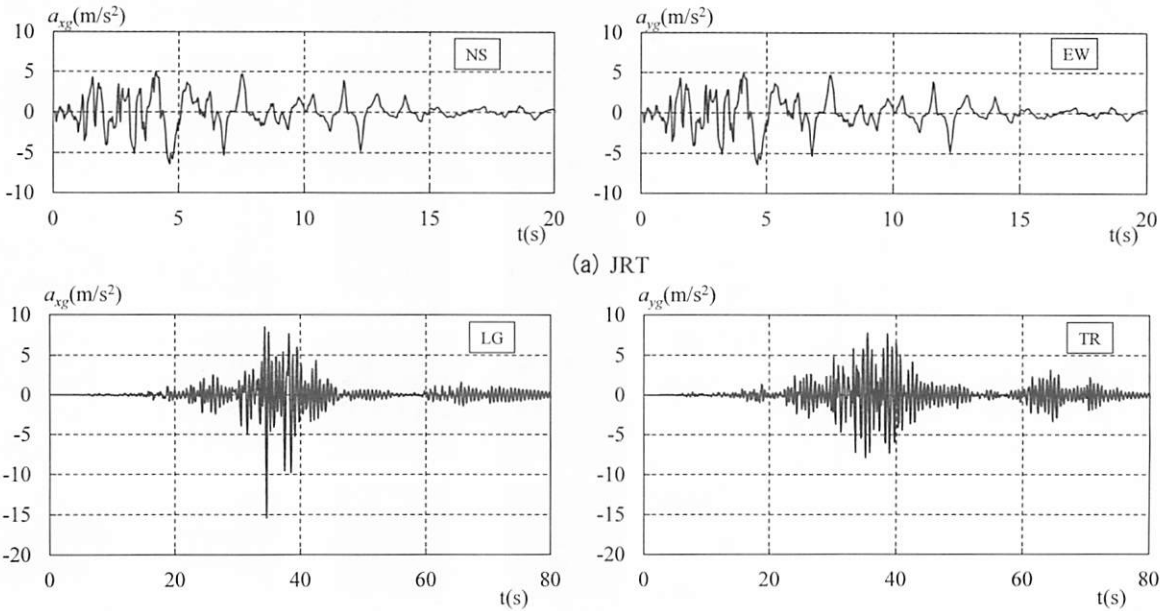
図-7 単一橋脚の解析モデル

表-2 鋼製橋脚の解析モデルの概要

橋脚	M (kg)	h (m)	D (mm)	t (mm)	R_t	$\bar{\lambda}$	P/P ₀	H ₀ (kN)	u ₀ (mm)
No.1	1.08×10^6	12	2.09	45.9	0.058	0.26	0.11	3.45	62.3
No.3	1.50×10^6	12	2.61	47.4	0.070	0.21	0.12	5.52	49.5

表-3 最小倒壊加振倍率

橋脚	入力地震動			
	JRT		南海トラフ	
	1 方向	2 方向	1 方向	2 方向
No.1	2.4	1.9	2.8	2.0
No.3	2.7	2.0	2.4	1.7



(b) 南海トラフ巨大地震

図-8 対象とする基本地震動

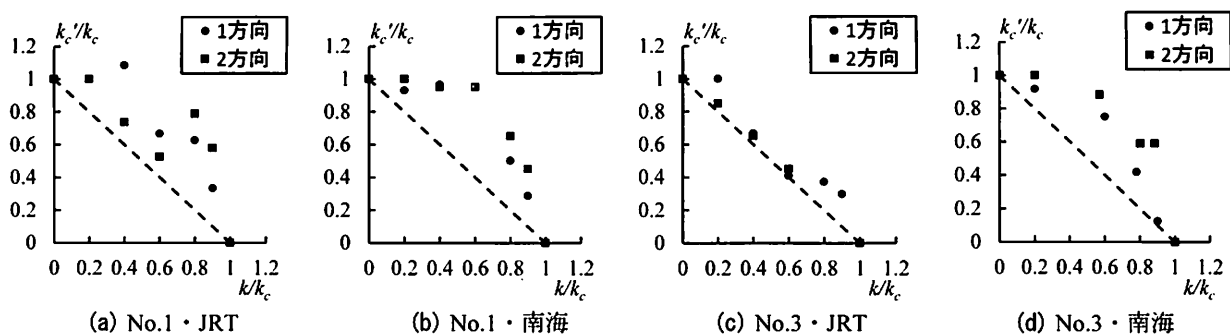


図-9 本震での加振倍率 k/k_c と余震での最小倒壊倍率 k_c'/k_c の関係

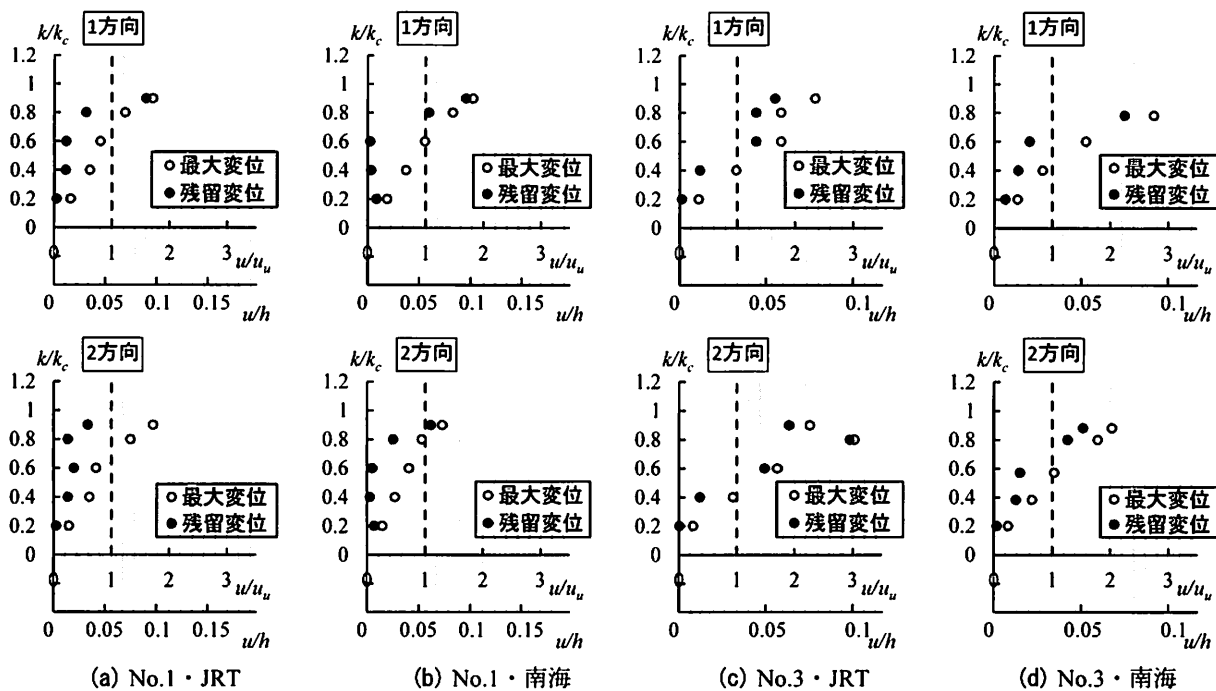


図-10 本震での加振倍率 k/k_c と最大応答水平変位 $u_{\max}/u_u$ ・残留変位 u_r/u_u の関係

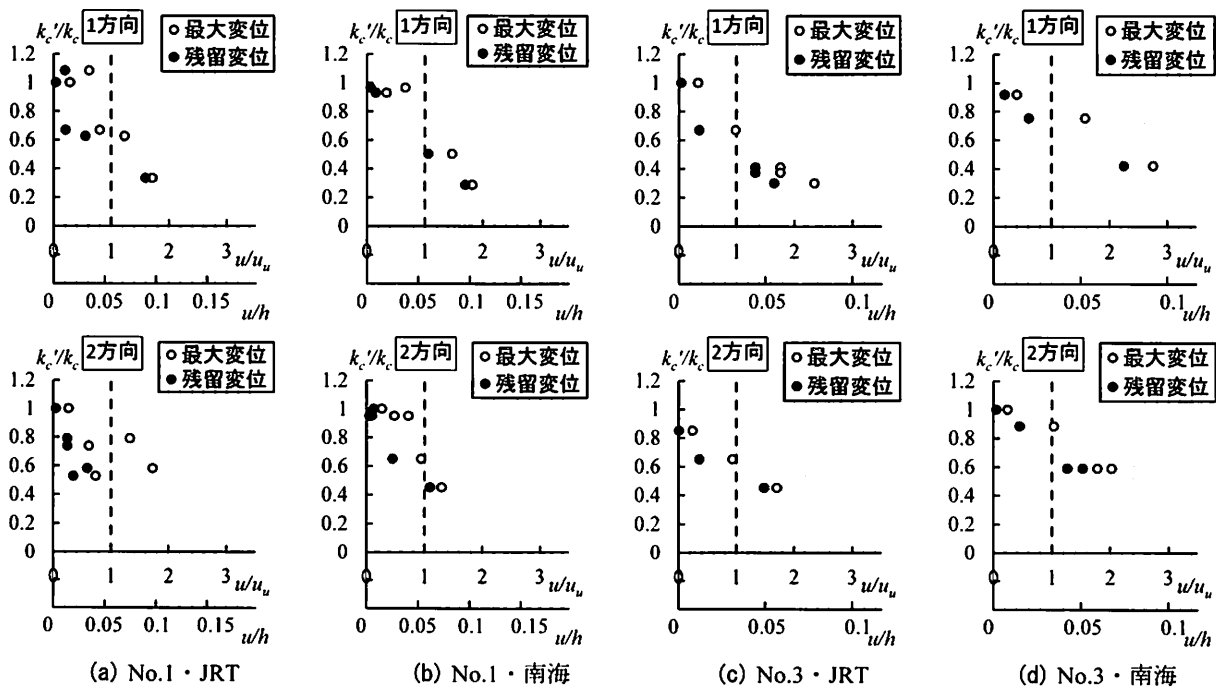


図-11 本震での最大応答水平変位 $u_{\max}/u_u$ ・残留変位 u_r/u_u と余震での最小倒壊加振倍率 k_c'/k_c の関係

k_c で基準化した k'_c/k_c との関係を図-9 に示す。また、本震での損傷の影響が余震での倒壊に与える影響をみるために、まず、最大水平合変位 $u_{\max}$ と残留合変位 u_r を Pushover 解析での最大復元力 F_u に到達時の水平変位 u_u で無次元化した $u_{\max}/u_u$ 、 u_r/u_u と基準化した本震での加振倍率 k/k_c の関係を図-10 に示す。さらに本震での $u_{\max}/u_u$ 、 u_r/u_u と余震での最小倒壊加振倍率 k'/k_c の関係を図-11 示す。

余震による倒壊特性として、図-9 より径厚比パラメータ R_f の小さい橋脚 No.1 のほうが $k/k_c + k'/k_c > 1$ となる傾向が見られ、 R_f の小さい橋脚のほうが余震での倒壊に対する抵抗力が高い。また、入力地震動による影響としては、ばらつきが大きいものの、継続時間の長い南海トラフ巨大地震に比べ、継続時間の短いパルス的な JRT 観測波を基本地震動に用いた場合のほうが $k/k_c + k'/k_c = 1$ の直線に近く、余震ではより小さい加振で倒壊に至る傾向にある。加振倍率と最大応答変位、残量変位の関係を示した図-10 より、橋脚 No.3 では本震の加振倍率の大きさに応じて最大応答変位、残留変位とも大きくなる。一方、橋脚 No.1 では加振倍率に応じて最大応答変位は大きくなるが、残留変位は逆に小さくなるケースもあり、残留変位は必ずしも最大応答変位に比例しない。

図-11 に示すように、余震での最小倒壊倍率 k'/k_c と本震で生じた残留変位 u_r の大きさとの間にはほぼ一定の関係がある。すなわち、残留変位が大きいほど最小倒壊倍率 k'/k_c は小さくなる。このことから、本震で受けた残留変位の大きさを指標としてどの程度の余震で橋脚が倒壊するかということを判定できる可能性がある。なお、本震での加振で最大応答変位 $u_{\max}$ が限界変位 u_u に到達しない程度の損

傷でも、場合によっては余震での最小倒壊加振倍率 k'/k_c が 0.6~0.7 に大きく低下することがある。これは、残留変位の大きさのみならず局部座屈形状も倒壊に影響することを示唆していると考えられる。

4. 鋼製橋脚の倒壊防止構造

(1) 概要

耐震設計での設計地震動を超えた地震動に対して単柱式橋脚の倒壊を制御する手法の 1 つとして、図-12 に示すケーブルによる倒壊防止構造について検討した。ケーブルは常時は弛んだ状態にあり、レベル 2 地震動に対する許容限界を超えて一定の変位(作用開始点、図-13 参照)に達するとケーブルが緊張し倒壊を防止する。これは、倒壊防止構造の設計と橋脚の耐震設計とは明確に分離できることを意味している。この倒壊防止構造は図-14 のような立体交差などの重要な箇所では橋脚の補強が困難な場所への設置を想定している。

(2) 適用性の検討

平成 8 年以前の道路橋示方書で震度法により設計された図-12 に示す橋脚を対象に倒壊防止構造の効果を検証した。ここでは、ケーブルを地盤に直接固定すると倒壊時の衝撃によりケーブルに過大な張力が作用するので、衝撃吸収のための緩和ばね(弾性ばね)を介して地盤に定着した。入力波は、倒壊防止構造がない場合に橋脚が倒壊する JRT NS 波の 1.5

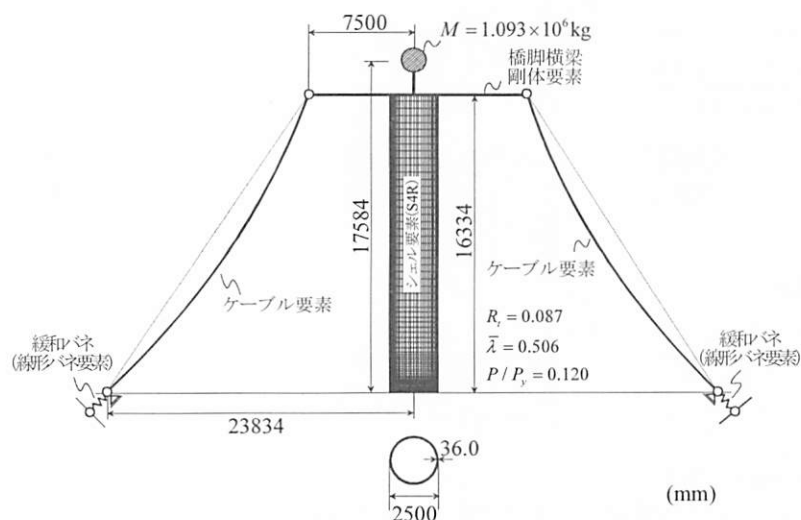


図-12 倒壊防止構造の解析モデル

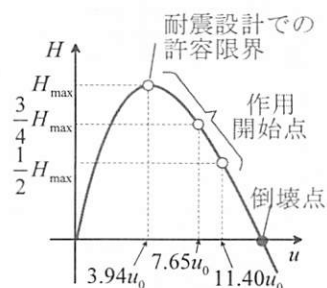


図-13 崩倒壊防止構造の作用開始点

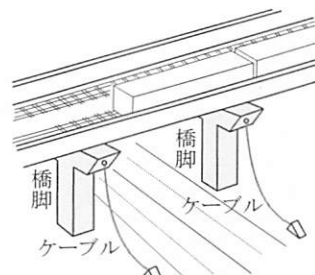
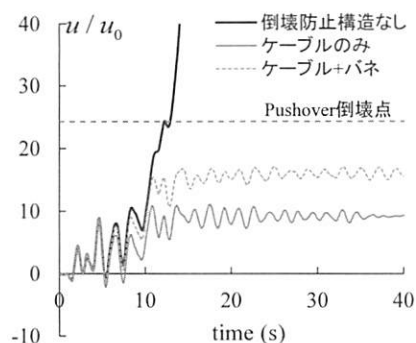


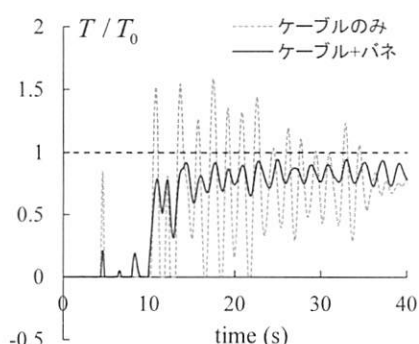
図-14 倒壊防止構造の立体交差部への適用イメージ

表-4 倒壊防止の諸元と倒壊防止時の状況

作用 開始点 $u_{act}/u_0^{*1)}$	ケーブル (片側)		初期長 (m)	緩和ばね 剛性 (kN/m)	残留 変位 u_r/h
	断面積 (mm ²)	許容荷重 T_0 (kN)			
3.94	386.0	565.0	23.36	584.3	0.063
7.65	756.0	1106.8	23.75	681.2	0.109
11.40	1020.2	1493.6	24.14	1037.1	0.132

*1) u_0 :初期水平降伏変位

(a) 橋脚頂部水平変位



(b) ケーブル張力



(c) 変形形状

図-15 橋脚頂部の水平変位・ケーブル張力の時刻歴と変形形状

倍増幅波とする。ここでは、ケーブルの作用開始点を3ケース設け、作用応力が許容値を満足しケーブル断面積が最小となるように緩和ばねのばね剛性を決定した。結果を表-4に示す。表-4によるとケーブルに張力が作用する作用開始点の変位が小さいほど、断面積は小さくなるとともに、倒壊が防止された状態での橋脚の傾斜 u_r/h も小さい。これは、倒壊防止装置の作用開始点変位が小さいと橋脚の水平変位が小さく、死荷重による倒壊モーメントも小さくなるためである。表-4の最小ケーブル張力は565.0kNで橋脚に作用する死荷重10711kNの5.3%に過ぎない小さい力で橋脚の倒壊の防止が可能になることを示している。この時の橋脚の傾きは u_r/h

=0.063である。

動的解析の一例として作用開始点が $u_{act}/u_0=7.65$ のケースについて図-15に橋脚頂部の水平変位とケーブル張力の時刻歴を、緩和ばねがなくケーブルのみの場合との比較を含めて示す。これによると、橋脚頂部変位が作用開始点に到達する5秒付近からケーブルに張力が作用し始め、10秒すぎで張力がケーブルの許容荷重にほぼ到達すると変位の増大が止まっており、倒壊防止構造が適切に機能していることが確認できる。なお、緩和ばねがない場合には、ばねの伸びがないために最大および残留変位は小さくなるものの、ケーブルには約1.6倍の張力が一時的に作用しており、緩和ばねが必要であると考えられる。

5. まとめ

水平2方向同時加振による円形断面鋼製橋脚の崩壊特性とFEシェルモデルの倒壊解析への適用性を縮尺約1/8の単柱のによる倒壊実験で検証した。そして、解析により本震作用後の余震による倒壊特性を検討した。その結果、水平1方向地震動下と比べ水平2方向地震動下では橋脚が倒壊しやすいこと、また、本震での橋脚の残留変形が大きいほど小さな余震で倒壊する傾向が認められた。このことから、本震で受けた残留変位の大きさを指標としてどの程度の余震で橋脚が倒壊するかということを判定できる可能性がある。なお、本震での加振で最大応答変位 u_{max} が耐震設計での限界変位 u_u に到達しない程度の損傷でも、場合によっては余震での最小倒壊加振倍率 k_c'/k_c が0.6~0.7に大きく低下することがある。これは、残留変位の大きさのみならず局部座屈形状も倒壊に影響することを示唆していると考えられる。

最後に、ケーブル構造を用いた立体交差部分などの重要な単柱式橋脚の倒壊防止構造の可能性を数値解析で検討した。倒壊防止構造の設計と耐震設計とを分離するために、このケーブルは常時は弛んだ状態にあり、レベル2地震動に対する許容限界変位を超えて一定の変位に達するとケーブルが緊張し倒壊を防止する。数値計算例から、ケーブルの機能開始点を限界変位に設定し、衝撃吸収用の適切な緩和ばねを設置すると、橋脚に作用する死荷重の5.3%程度の小さなケーブル張力で橋脚の傾きを $u_r/h=0.063$ に保持した状態で倒壊防止が可能になることが判明した。

謝辞： 本研究の一部は(一社)日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成(重点テーマ研究)を受けた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 2) Ishida, S. and Morisako, K. : Collapse of SDOF system to harmonic excitation, *J. Eng. Mech.*, Vol.111, No.3, ASCE, pp.431-448, 1985.
- 3) Nakajima, A., Kuranishi, S. and Abe, H. : Dynamic failure of structures with structural instability, *Proc. of JSCE, Struct. Eng. / Earthq. Eng.*, Vol.4, No.2, pp.351-360, 1987.
- 4) 中島章典, 阿部英彦, 倉西茂, 白石正俊：劣化型復元力特性を有する構造物の動的倒壊判定に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.655-662, 1990.
- 5) Araki, Y and Hjelmstad, K. D. : Criteria for assessing dynamic collapse of elastoplastic structural systems, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol.29, pp.1177-1198, 2000.
- 6) 後藤芳顕, 海老澤健正, 水野剛規, Nguyen Van Bach：鋼製橋脚の地震時倒壊挙動とその予測, 性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.17, pp.439-446, 2014.
- 7) 後藤芳顕, 関 一優, 海老澤 健正, 呂 西林：地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.1, pp.101-120
- 8) Goto, Y. : Chapter 10 Seismic Design of Thin-Walled Steel and CFT Piers, *Seismic Design, Bridge Engineering Handbook*, Second edition, CRC Press, ISBN 9781439852057, pp.337-377, 2014.
- 9) Goto, Y., Ebisawa, T. and Lu, X.: Local buckling restraining behavior of thin-walled circular CFT columns under seismic loads, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.140, No.5, pp. 04013105-1~04013105-14, 2014
- 10) Goto, Y., Wang, Q. Y. and Obata, M. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled column, *J. Struct. Engrg.*, Vol.124, No.11, ASCE, pp.1290-1301, 1998.
- 11) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠：2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005.
- 12) Dassault Systemes Simulia Corp. : ABAQUS/ Standard user's manual, 2014.
- 13) 後藤芳顕ら, 高架橋の倒壊防止構造, 特願 2014-138360, 2014.