

鋼製橋脚の地震時倒壊挙動とその予測

後藤芳顕¹・海老澤健正²・水野剛規³・Nguyen Van Bach⁴

¹フェロー会員 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)
²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)
³正会員 岐阜工業高等専門学校講師 環境都市工学科 (〒501-0495 岐阜県本巣市上真桑2236-2)
⁴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)

1. まえがき

現在の橋梁の耐震性能は過去最大級の地震動をもとに設定された設計地震動に対して損傷制御の観点から照査されている¹⁾。一方、設計地震動を越える地震動が作用する場合の性能については照査されておらず、このような場合には橋梁は終局限界を超え、好ましくない崩壊挙動が生じる可能性も否定できない。したがって、巨大地震時に想定外の事態が生じることを避けるためには橋梁の崩壊も視野に入れた照査を行い、崩壊制御による減災的な対応も考える必要がある。しかしながら、倒壊挙動は希有な事象であり、また、その再現実験も容易でないことから、過去の崩壊挙動に関する研究^{2)~5)}は単純化されたモデルによる解析的な検討の範囲に留まっており、その妥当性は検証されていない。このように、現状では実際の構造系が終局状態を超えて崩壊に

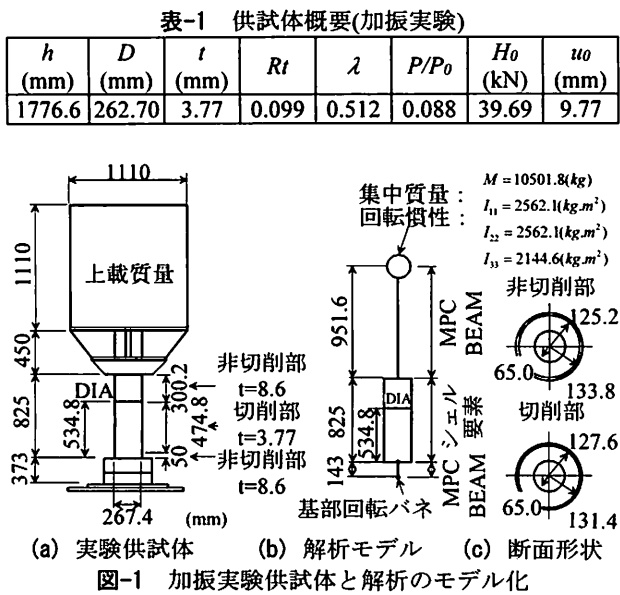
至る領域の挙動に関する実証的な研究は非常に少なく、崩壊挙動を予測しそれを確実に制御するための情報が欠如している。そこで本研究では、約 1/8 の鋼製橋脚模型を対象とした加振による倒壊実験^{6)~8)}を実施して倒壊挙動の特性を検討するとともに、高精度の FE モデル^{9),10)}による複合非線形動的解析を用いた橋脚の倒壊挙動予測の可能性も検証した。そして、検証された FE モデルにより地震動や鋼製橋脚の差異が倒壊挙動に与える影響について調べた。橋脚の倒壊には極端な大変形挙動が伴うので、FE 解析には困難な問題が多く存在し、高度な解析技術が要求される。そこで倒壊解析の実用化を図るための簡易モデルについても検討した。

2. 加振実験による鋼製橋脚の倒壊挙動の検討

(1) 単一鋼製橋脚の加振による倒壊実験

ここでは実際の橋脚の地震時倒壊挙動が再現できるように、振動台を用いた倒壊実験を行った。実験では無充填の円形断面鋼製橋脚供試体の単柱模型(縮尺約 1/8)を用い中国同済大学の 6 自由度振動台(MTS 社製)で水平 1 方向の加振を行った^{6)~8)}。実験に用いた供試体の概要を図-1 に、諸元、構造パラメータをまとめて表-1 に示す。鋼管の内部には上ベースプレートから 2D の位置にダイヤフラムを配置した。鋼管の板厚は振動台実験で倒壊させることを意図したために板厚は $t_s=3.77\text{mm}$ とやや薄くなった。供試体の上載質量は鋼製で橋脚頂部に PC 鋼棒で締結した。質量の大きさは振動台の加振能力を考慮して $M=10.50\text{ ton}$ とした。この結果、橋脚の軸力比は $P/P_y=0.088$ となった。

振動台実験での入力地震動については次のような



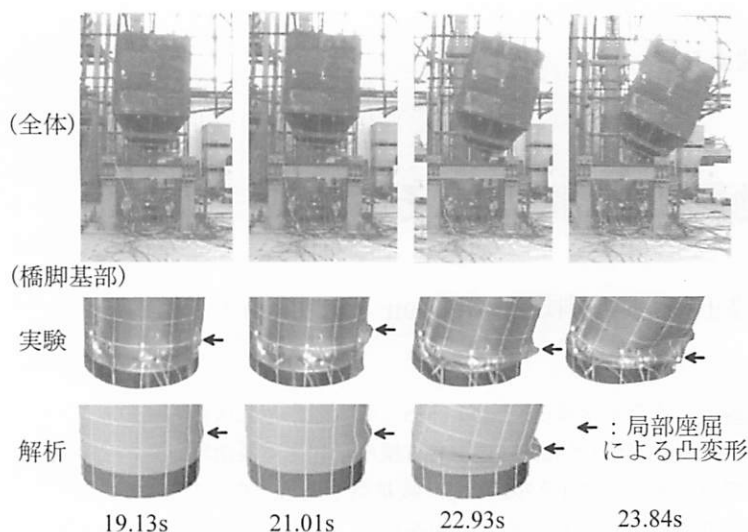
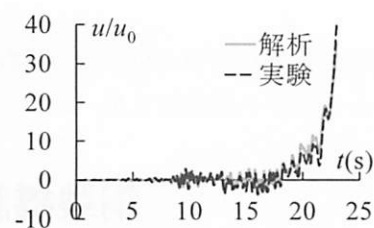
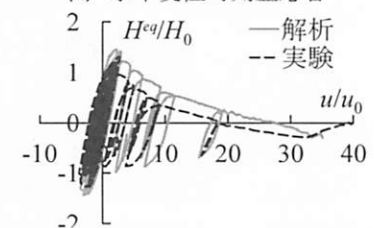


図-2 加振実験による橋脚の倒壊挙動の進展状況



(a) 水平変位時刻歴応答



(b) 全等価水平復元力ー水平変位関係
図-3 加振実験における橋脚の応答

方針で決定した。模型供試体は実橋脚と同じ材料で製作されていることから、実橋脚の非弾性挙動を加振実験で再現するために、模型の発生応力が実橋脚と同一になるようにした。この場合、相似則により実験での入力加速度は振幅を実地震と同一に保ち入力地震動の時間軸を $\sqrt{1/s}$ 倍(模型の縮尺率 $=1/s$)に短縮することになる。以上のような加振では橋脚のひずみ速度が大きくなるが、事前解析によると局部座屈の生じる鋼管縁端部でも最大値が $0.1\sim 0.2/s$ に留まるので、橋脚全体の挙動に与えるひずみ速度の影響は小さく、加振実験で実橋脚の倒壊挙動をほぼ再現できると考えられる。入力地震動成分としては、継続時間が長く、多くの繰り返しが生じる海溝型地震である日本海中部地震の Tsugaru 実測波 LG 成分(最大加速度 2.78 m/s^2)の振幅を3倍増幅した Tsugaru LG $\times 3.0$ を用いた。

実験での計測は橋脚模型の6自由度運動を測定するために、質量上に8点、橋脚基部に6点、糸巻き変位計と加速度計を設置した。これらの変位計と加速度計は、上載質量と橋脚基部で並進3成分と回転3成分が計測できるように対置した。

(2) 加振実験による倒壊挙動

倒壊実験の結果として橋脚基部の変形状態の進展を図-2に、また、橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答ならびに全等価水平復元力^{7),8)}と水平変位の履歴を図-3(a), (b)に示す。図中には後で示すシェル要素を用いた FE 解析の結果も示している。ここで、全等価水平復元力は橋脚柱頂部に作用する面内曲げモーメント M を等価な水平力に変換して次式のように水平力 H に加えたものである。

$$H^{eq} = H + M/h^{eq} \quad (1)$$

ここに h^{eq} は等価高さで、後述する図-1(b)の解析モデルを用いて軸力 P 作用下で並進と回転の変

位を集中質量点に与えた単調载荷解析を行い、その最大水平力 H_u 、最大モーメント M_u より $h^{eq} = M_u/H_u = 1.655\text{ m}$ として決定している⁷⁾。これは橋脚柱の局部座屈位置から荷重作用点である集中質量点までの高さに相当する。また、図中の H_0 は初期降伏水平力、 u_0 は初期降伏水平変位である。

橋脚の倒壊に至る変形挙動としては図-2、図-3(a)のように加振時に橋脚基部断面の縁端部に局部の片側に局部座屈変形が発生するとこの部分の変形が単調に増大し、一方向に橋脚が傾斜していく。同時に橋脚のゆれがゆっくりとなり、その後 $P-\delta$ 効果で倒壊に至る。この倒壊挙動を図-3(b)の履歴挙動から見ると、復元力の最大荷重点に到達後、橋脚は軟化挙動を示し、繰り返し作用する地震力により履歴ループを描きながら復元力が徐々に低下していく。それ以降は、履歴ループを描くことなく単調な軟化挙動で復元力が零から負の領域に到達すると水平変位が急増して倒壊に至る。この領域では、橋脚基部の大きな損傷で橋脚の固有周期が長周期化で橋脚には地震動が入力しにくくなるため、倒壊点近傍では重力による $P-\delta$ 効果が支配的である。

倒壊挙動が始まる倒壊点は静的な Pushover 解析では軟化つり合い経路上で $H^{eq} = 0$ となる点である。一方、地震動下では、軟化つりあい系路上で $H^{eq} = 0$ となってもその点での橋脚質点の速度、加速度やその点以降の橋脚水平復元力の履歴特性、地震動により倒壊しない場合も考えられる。このため、厳密な意味での橋脚の倒壊は判断は時刻歴応答解析を行い、最終的な状態を見なければならない。多くの解析では軟化のつりあい系路上で $H^{eq} = 0$ で $\dot{H}^{eq} \cdot \dot{u} < 0$ となると倒壊挙動を示すのでここではこれを初めて満足する点を倒壊点とする。

表-2 円形断面鋼製橋脚柱模型の材料定数と三曲面モデルのパラメータ値(加振実験用供試体)

供試体	鋼種	板厚(mm)	E_s (GPa)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ν_s	ε_{yp}^0	ξ	f_b/σ_y	β	κ	ρ
鋼管(切削部)	STK400	4.0	233.0	399.9	498.2	0.3	0.0072	0.8	0.38	150	2.0	2.0
鋼管(非切削部)	STK400	8.5	203.5	407.0	502.9	0.3	0.0080	1.0	0.38	150	2.0	2.0
ダイヤフラム	SM400	6.0	211.9	299.3	489.8	0.3	0.0158	0.8	0.65	100	3.0	2.0

3. FE モデルの倒壊解析への適用性

鋼製橋脚の倒壊挙動の特性の詳細を検討するためには精度のよい解析法を整備しておく必要がある。すでに、著者らは鋼製橋脚の終局挙動を精度よく解析のために、非線形汎用プログラム ABAQUS¹¹⁾の使用を前提として、鋼材の繰り返しの塑性構成則を表現する精緻な三曲面モデルを導入した厚肉シェル要素 S4R による 3 次元 FE モデル(図-1(b))を開発している^{9),10)}。ここでは、さらに極端な大変形挙動を伴う橋脚の倒壊挙動解析への上記 FE モデルの適用性を加振実験と比較することで検討する。なお、FE モデルでは局部座屈変形の接触挙動は無視している。また、三曲面モデルでもひずみ速度の影響は無視しているが、加振実験により終局挙動までの影響は小さいことをすでに確認している⁶⁾⁻⁸⁾。

鋼管とダイヤフラムには構成則として三曲面モデルを導入した有限変位・有限ひずみの厚肉シェル要素 S4R を用いる。三曲面モデルに用いる材料パラメータを鋼管の切削部と非切削部、およびダイヤフラムについて表-2 にまとめている。パラメータのうち、 E_s , σ_y , σ_u , ν_s , ε_{yp}^0 , ξ は単調引張り試験より求めた。単調引張り試験による一軸応力-ひずみ関係を図-4 に示す。この図中には三曲面モデルによる解析結果も示している。一方、履歴挙動に関するパラメータ β , κ , ρ , f_b/σ_y のうち β , κ , ρ は同じサイズの鋼管の繰り返し載荷実験で同定した値^{9),10)}を用いる。これらのパラメータの値をもとに、 f_b/σ_y は無充填供試体の 1 方向ならびに 2 方向繰り返し載荷実験の履歴挙動が精度良く表現できるように決定⁶⁾した。

鋼管の基部は振動台にアンカーボルトで締結されているので、基部に x と y 軸まわりに 2 つの集中回転ばね要素を用いることにより基部の相対回転を考慮する。ばねの剛性は供試体の弾性域での加振により表-3 のように同定した。

減衰はレーリー減衰を用い、係数 α , β は弾性加振実験により得られる 1 次モードと 2 次モードの減衰定数から決定する。減衰定数は厳密には加振方向 (x, y) で異なるが、ここでは平均化し、同一の値とする。実験により得られた各モードの固有周期と減衰定数を表-3 に示す。

表-3 橋脚模型のばね剛性と固有周期・減衰定数

ばね剛性 (MN・m)	固有周期(s)		減衰定数(%)	
	1 次	2 次	1 次	2 次
36.08	0.398	0.025	0.848	1.044

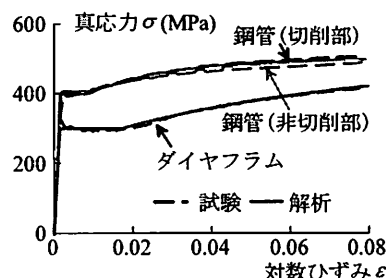


図-4 一軸の真応力-対数ひずみ関係(加振実験)

先に倒壊挙動の説明に用いた図-2～図-3 には解析結果を実験結果と比較して示しているが、終局から倒壊までの局部座屈挙動、履歴挙動、応答変位などはほぼ実験値と一致している。これより、本 FE モデルは円形断面鋼製橋脚の終局から倒壊に至るまでの挙動予測に適用できると考えられる。しかしながら、このような高度な FE モデルで極端な大変形を伴う倒壊挙動を予測する場合、解の収束性など数値解析における困難な問題が存在するので、実務に導入するのは時期尚早である。

したがって、つぎには上記 FE モデルにより鋼製橋脚の地震時倒壊挙動の特性を調べ、これをもとに一定の精度で倒壊挙動が容易に解析できる実用的な簡易モデルについて検討する。

4. 円形断面鋼製橋脚の倒壊挙動の特性

(1) 解析モデルと地震動

橋脚頂部に集中質量が固定された 2 種類の単一円形断面鋼製橋脚柱のモデルに 2 種類の実測水平地震動成分(JRT NS, Tsugaru LG)に各種拡大倍率を乗じたものを入力することで倒壊特性を検討した。上記の地震動としては、衝撃的な直下型地震動(JRT NS)と繰り返しの多い海溝型の地震動(Tsugaru LG)を選択した。円形断面鋼製橋脚の 2 種類のモデルとその寸法諸元を図-5 と表-4 に示す。橋脚 No.1 は平成 8 年以前の道路橋示方書で震度法により設計されたものである。このため、幅厚比パラメータが 0.8 を越えている。一方、橋脚 No.2 は現行の示方書に基づき設計されている。なお、橋脚 No.1 ではダイヤフラ

表-4 実大橋脚モデルの概要

橋脚	鋼材	h (mm)	D (mm)	t (mm)	Rt	$\bar{\lambda}$	P/P_0	H_0 (kN)	u_0 (mm)
No.1	SM490	17584	2500	36.0	0.087	0.506	0.120	2674	111
No.2	SM490	15000	2850	44.0	0.080	0.380	0.086	5151	74

*) No.2 のダイヤフラムの板厚は 12mm, 上載質量 $M=P/g$ (g =重力加速度)

表-5 鋼脚柱の材料定数と三曲面モデルのパラメータ値(実大モデル)

E_s (GPa)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ν_s	ε_{yp}^0	ξ	f_b/σ_y	β	κ	ρ
206.0	315.5	584.1	0.3	0.0091	0.3	0.65	150	2.0	2.0

ムを考慮していない。各円形断面鋼製橋脚の数値解析モデルは鋼材の構成則として三曲面モデルを導入した厚肉シェル要素 S4R で離散化している(図-5)。三曲面モデルの材料パラメータを表-5 に、一軸応力-ひずみ関係を図-6 に示す。

各入力地震動に対して橋脚を倒壊させるのに必要な振幅の最小拡大倍率 λ_c を表-6 にまとめる。 λ_c は 1.0 から 0.1 刻みで徐々に大きくしていき、初めて倒壊する倍率として決定した。ここでは λ_c の場合ならびに、より大きな加振倍率として $1.5\lambda_c$ を入力した場合の各橋脚の倒壊挙動を解析した。

(2) 倒壊挙動

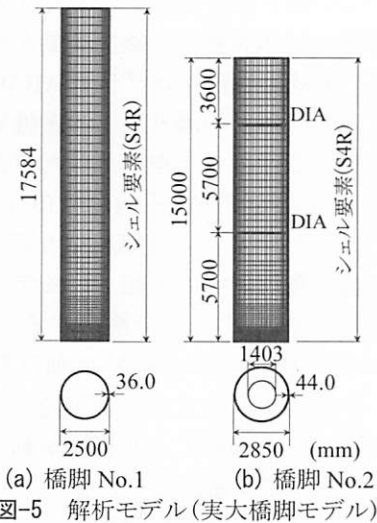
倒壊特性を検討するために、各橋脚モデルの解析の結果から、地震動の種類と拡大倍率ごとに橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答と水平復元力-水平変位の履歴挙動をそれぞれ図-7 と図-8 に示す。図-8 には倒壊する方向への Pushover 解析で得られた水平復元力-水平変位関係も示している。

a) 地震動が倒壊挙動に与える影響

地震動が倒壊挙動に与える影響を図-7、図-8 より考察する。直下型地震動(JRT NS)では軟化域(水平復元力の最大点到達後)で水平復元力 H が零となる倒壊点に至るまでの履歴ループの数は海溝型(Tsugaru LG)に較べ少ないが、一つの履歴ループ当たりの面積は大きい傾向にある。これは、継続時間の短い直下型地震の衝撃的な地震動の特性によるものと考えられる。履歴ループの面積が大きいと吸収エネルギー量は大きい。ループ終点でもとの位置に復帰時には損傷の蓄積により橋脚の復元力は当初の値より低下する。また、入力地震動振幅の拡大倍率については、これが大きいほど、橋脚は倒壊点への到達時間が早く、履歴ループの数も減少する傾向にあるが、軟化域での履歴曲線が倒壊点に到達する水平変位は地震動や拡大倍率にあまり影響を受けていない。履歴曲線の軟化域の包絡線の水平復元力の値は橋脚の履歴挙動により影響を受けるが、Pushover 解析で得られた軟化曲線から大きく変化はしない。

表-6 倒壊に必要な地震動
振幅の最小拡大倍率 λ_c

橋脚	JRT NS	Tsugaru LG
No.1	1.5	2.4
No.2	1.6	4.8



(a) 橋脚 No.1 (b) 橋脚 No.2
図-5 解析モデル(実大橋脚モデル)

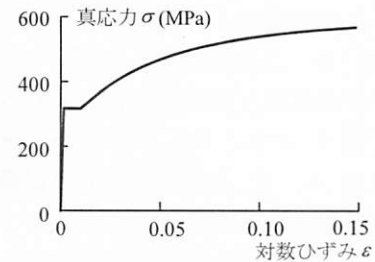


図-6 一軸の真応力-対数ひずみ関係(実大橋脚モデル)

b) 橋脚モデルの差が倒壊挙動に与える影響

橋脚モデルによる倒壊時の履歴挙動の差異を図-8 から検討する。旧示方書で設計された橋脚 No.1 の履歴曲線の劣化域の包絡線は Pushover 解析で得られた軟化曲線と良く一致している。一方、現示方書で設計した橋脚 No.2 でも JRT NS $\times 1.6$ の地震動下では包絡線は Pushover 解析で得られた軟化曲線と良く一致している。しかし、橋脚 No.2 の場合、JRT NS $\times 2.4$ 、Tsugaru LG $\times 4.8$ 、Tsugaru LG $\times 7.2$ では軟化域で大きな履歴ループや逆方向変位を生じるため、もとの除荷位置に到達時には復元力の低下が大きい。その結果、以後の包絡線は Pushover 解析の軟化曲線とやや差が生じている。橋脚 No.2 で大きな履歴ループを生じるのは、この橋脚が現行示方書で設計されているので、倒壊に必要な地震動振幅の拡大倍率が大きいことによる。また、橋脚 No.2 では倒壊点までの軟化域が長い。

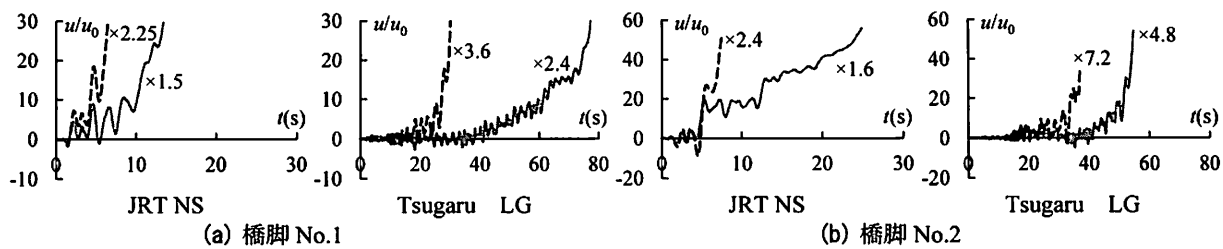


図-7 橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答(FEモデル)

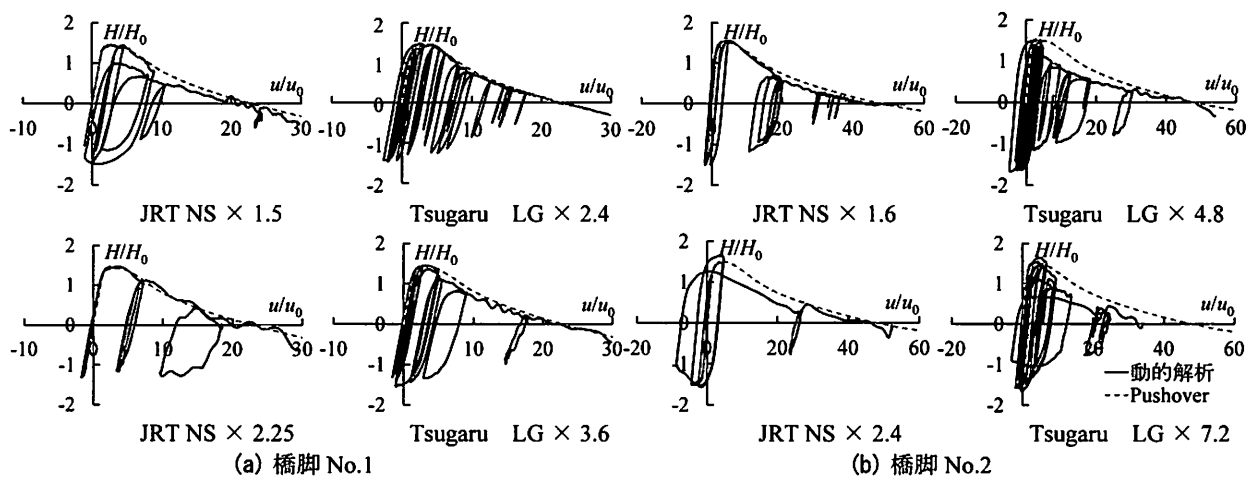


図-8 橋脚頂部の水平復元力-水平変位関係(FEモデル)

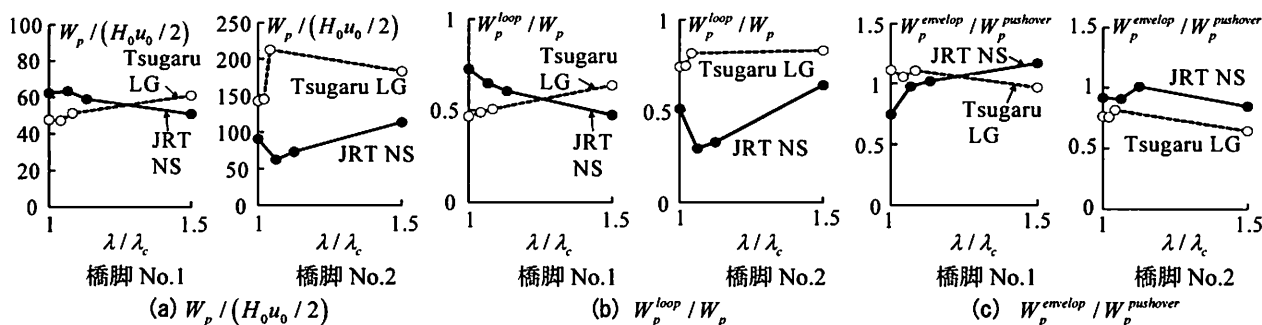


図-9 倒壊解析でのエネルギー諸量

で、履歴ループによる復元力低下の影響は大きい。

(3) 倒壊に至る軟化域での橋脚のエネルギー吸収特性

(2)では倒壊特性を復元力と変位を指標として議論した。ここでは、水平復元力 H が最大点に到達してから水平復元力が零となる倒壊点までの軟化域での橋脚のエネルギー吸収特性について考察する。

図-5の橋脚が倒壊する場合について、粘性減衰を無視した質点のつり合い式に水平変位増分 $\dot{u} \cdot dt$ を乗じ、水平復元力 H の最大点 m から $H=0$ となる倒壊点 f までの軟化域でつり合い経路に沿って積分して整理すると

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \frac{P}{g} (\dot{u})^2 \Big|_f &= \frac{1}{2} \frac{P}{g} (\dot{u})^2 \Big|_m - \int_m^f (H \cdot \dot{u}) dt - \frac{P}{g} \int_m^f (\ddot{u}_g \cdot u) dt \\ &= \frac{1}{2} \frac{P}{g} (\dot{u})^2 \Big|_m - W_p + E \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 P =橋脚頂部の死荷重、 H =水平復元

力、 g =重力加速度、 $\ddot{u}_g$ =地震の加速度、また、式(2)の左辺は崩壊点での運動エネルギー、右辺第1項は水平復元力の最大点での運動エネルギー、第2項 W_p は橋脚の全吸収エネルギー、第3項 E は地震入力エネルギーである。

倒壊点では $H=0$ かつ $\dot{H} \cdot \dot{u} < 0$ が必要であるので、倒壊する場合は式(2)は少なくとも次の条件を満足しなければならない。

$$\frac{1}{2} \frac{P}{g} (\dot{u})^2 \Big|_f = \frac{1}{2} \frac{P}{g} (\dot{u})^2 \Big|_m - W_p + E > 0 \quad (3)$$

式(2)からわかるように橋脚の全吸収エネルギー W_p は倒壊挙動の抑制に重要な役割を果たす。図-8の軟化域での各橋脚の履歴挙動から観察されるように、全吸収エネルギー W_p には履歴ループによる吸収エネルギー W_p^{loop} が影響を与える。そこで、橋脚のエネルギー吸収特性を明らかにするため、振幅に拡大倍率を乗じた各種地震動下での橋脚 No.1, No.2 の時刻

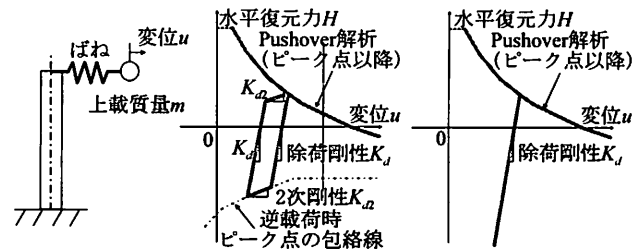
歴応答解析結果から軟化域における倒壊点までの次のエネルギー諸量を算定し図-9にまとめる。

- <1> 全吸収エネルギー W_p (弾性ひずみエネルギー $H_0 u_0 / 2$ で無次元化)(図-9(a))
- <2> 履歴ループによる吸収エネルギー W_p^{loop} が全吸収エネルギー W_p に占める割合 W_p^{loop} / W_p (図-9(b))
- <3> 履歴曲線の包絡線の面積 $W_p^{envelop} (= W_p - W_p^{loop})$ と Pushover 解析での軟化域(倒壊点まで)の吸収エネルギー $W_p^{pushover}$ の比 $W_p^{envelop} / W_p^{pushover}$ (図-9(c))

図-9(a)より、各種地震動下での軟化域の橋脚の全吸収エネルギー $W_p / (H_0 u_0 / 2)$ は橋脚 No.1 で 47.2~63.2, 橋脚 No.2 で 62.3~212.6 である。このように、倒壊する場合、橋脚 No.1 では各地震動下の吸収エネルギーはある一定の範囲になるが、現行の示方書に基づくエネルギー吸収能の大きい橋脚 No.2 では広い範囲にばらついている。また、地震動の拡大倍率が増加しても必ずしも橋脚の吸収エネルギーが増加するとは限らない。

図-9(b)より、履歴ループによるエネルギー吸収が全吸収エネルギーに占める割合 W_p^{loop} / W_p を全ケースについてみると 0.29~0.83 に分布しており、その影響が大きいことを確認できる。また、この割合は地震動の特性に影響されている。すなわち、いずれの橋脚も Tsugaru LG では振幅拡大倍率が変化しても W_p^{loop} / W_p は大きく変動することはないが、JRT NS では拡大倍率の値によりばらついている。(2)a)で述べたように軟化域での履歴ループの数は振幅拡大倍率が大きくなると減少する(図-8)が、全履歴ループの面積の合計値 W_p^{loop} は必ずしも減少していない。これは、履歴ループ一つ当たりの面積が増大するからである。

図-9(c)より、軟化域での履歴曲線の包絡線の面積と Pushover 解析での吸収エネルギーの比 $W_p^{envelop} / W_p^{pushover}$ は橋脚 No.1 では JRT NS×1.5 を除き 0.95~1.1 である。これは、(2)a)で説明した包絡線と Pushover 解析で得られた軟化曲線が良く一致するということを定量的に示している。現行示方書で設計した橋脚 No.2 では、履歴ループによる吸収エネルギーの割合 W_p^{loop} / W_p が小さい JRT NS では $W_p^{envelop} / W_p^{pushover}$ は 0.84~1.0 であり、包絡線と Pushover 解析で得られた軟化曲線は比較的良く一致している。 W_p^{loop} / W_p の大きい Tsugaru LG では包絡線の復元力が低下する。このとき、 $W_p^{envelop} / W_p^{pushover}$ は 0.64~0.82 となり、包絡線と Pushover 解析で得られた軟化曲線にやや差が生じている。



(a)ばねマスモデル (b)履歴モデルⅠ (c)履歴モデルⅡ
図-10 ばねの軟化域の履歴モデル

5. 簡易モデルの提案と妥当性の検討

(1) モデルの概要

ここでは高度な FE シェルモデルに代わり倒壊挙動が容易に解析できる実用的な簡易モデルについて検討する。簡易モデルは軟化域での計算効率や安定性が低下する FE シェルモデルを水平復元力 H の最大点 m で置換し、それ以降の挙動を解析するためのモデルである。簡易モデルは単純なばねマスモデル図-10(a)を用いる。FE シェルモデルからばねマスモデルへの置換は FE シェルモデルによる水平復元力最大点 m での質量中心の水平変位 u_m と水平速度 $\dot{u}_m$ をばねマスモデルの初期条件として与え、その後の地震動による軟化域での応答を解析する。

簡易モデルでは軟化域での妥当なバネの履歴モデルの設定が重要である。ここでは、4. で明らかにした倒壊時の橋脚の履歴特性を単純化して履歴モデルⅠと履歴モデルⅡを提案した。

履歴モデルⅠは図-10(b)に示すように軟化型の骨格曲線と履歴ループから成り立つ。復元力の正側の骨格曲線については軟化域の履歴曲線の包絡線と Pushover 解析の軟化曲線がほぼ一致することから、この軟化曲線で骨格曲線を表す。復元力の負側の骨格曲線は上記の軟化曲線上の各点から Pushover 解析で逆載荷し同定した復元力の負側のピーク点を結んで設定する。除荷時の弾性剛性は正側の軟化曲線上の各除荷点と除荷経路上の $H=0$ 点を結んだ割線剛性とする。さらに、逆載荷では、この割線剛性で負側の骨格曲線に到達するまで推移し、骨格曲線に到達すると再降伏すると考える。降伏後の 2 次剛性は再降伏点での骨格曲線の接線勾配とする。このときの弾性域は正側の骨格曲線上の除荷点と負側の骨格曲線の再降伏点間の幅とし、以後、正側の骨格曲線に再び到達するまで、上記の 2 次勾配、除荷剛性、弾性域を保持したバイリニア移動硬化則に従う。正側の骨格曲線に到達後の軟化挙動はこの骨格曲線に沿う。弾性域は負側の骨格曲線上の除荷点と正側の骨格曲線の再降点間の幅とする。

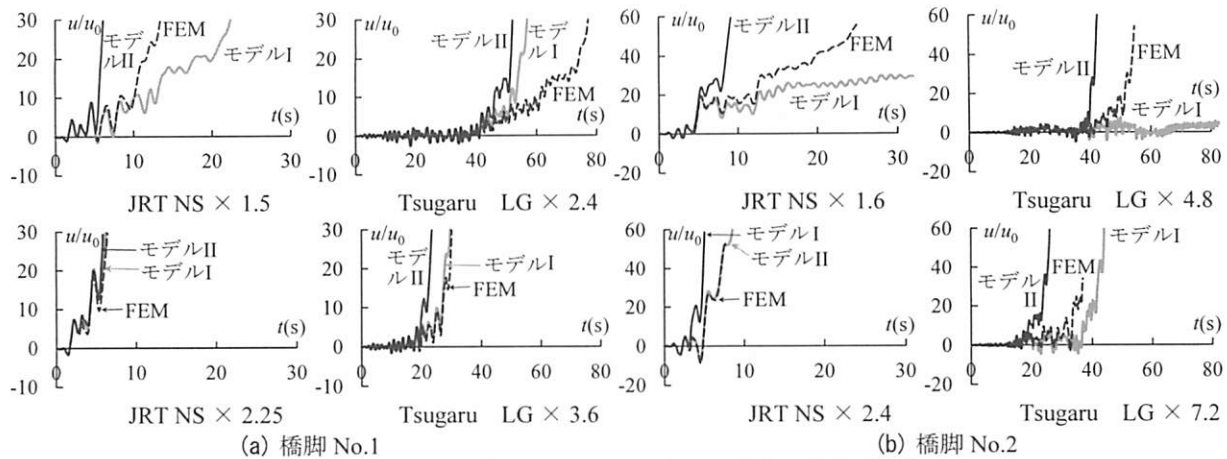


図-11 簡易モデルによる橋脚頂部水平変位の時刻歴応答

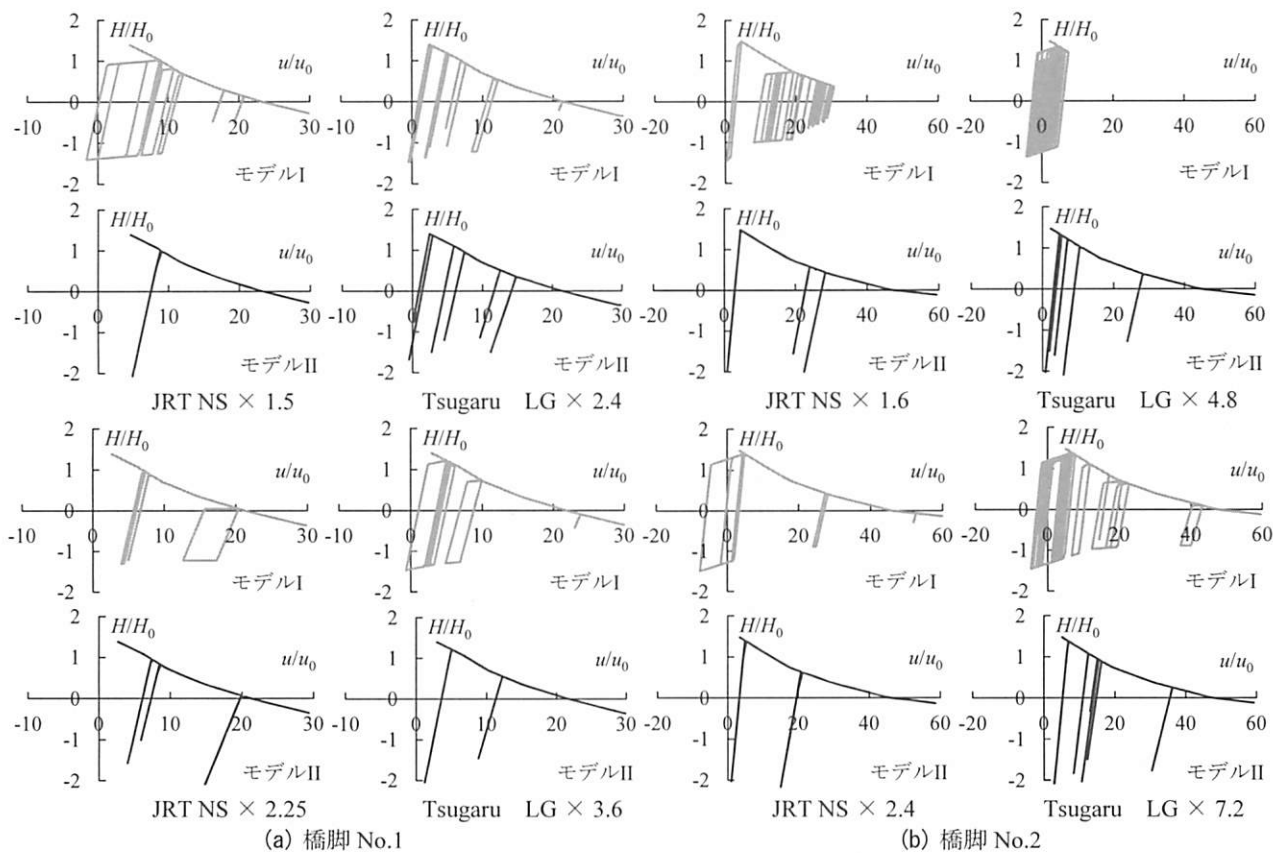


図-12 水平復元力-水平変位関係(簡易モデル)

履歴モデル II は履歴モデル I を単純化した図-10(c)に示すものである。すなわち、正側の骨格曲線と除荷剛性は履歴モデル I と同一であるが、逆載荷時には降伏しないと仮定する本モデルでは履歴ループによるエネルギー吸収は生じない。

(2) 簡易モデルの精度

簡易モデルの精度を確認するため、4. での検討と同様に、橋脚 No.1, No.2 に対して振幅拡大倍率を乗じた JRT NS と Tsugaru LG を入力した場合について簡易モデルによる倒壊解析を実施した。この解析結果から、橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答と水

平復元力-水平変位関係の履歴挙動を図-11, 12 に示し、FE モデルによる結果(図-7, 8)と比較する。

履歴モデル I は、橋脚 No.1 に対して、JRT NS × 2.25, Tsugaru LG × 3.6 での倒壊時における変位の時刻歴応答、履歴挙動を精度良く表している。一方、JRT NS × 1.5, Tsugaru LG × 2.4 は橋脚 No.1 に倒壊が生じる最小値近傍の振幅拡大倍率であるため、入力地震動に対して橋脚には多くの履歴ループが生じ、比較的ゆっくり倒壊点に到達するが、簡易モデルと FE モデルの変位挙動にはやや差が生じている。これは、履歴モデル I における履歴ループの単純化による誤差が蓄積した結果であると考えられる。履歴モ

デル I は、橋脚 No.2 においても、JRT NS $\times$ 2.4 での倒壊点に至る挙動を精度良く表している。JRT NS $\times$ 1.6, Tsugaru LG $\times$ 7.2 でもほぼ倒壊点までの挙動を表しているが、倒壊が生じる下限近傍の拡大倍率を乗じた Tsugaru LG $\times$ 4.8 では FE モデルと異なり履歴モデル I を導入した簡易モデルは明らかに倒壊しない。この場合も倒壊が生じる下限近傍の地震動であるため、倒壊するか否かの変化が履歴モデルの誤差に敏感であり、橋脚の挙動が大きな影響を受けたものと考えられる。事実、Tsugaru LG $\times$ 5.0 では倒壊挙動が精度よく解析される。

つぎに、履歴モデル II についてはいずれのケースも他のモデルより早く倒壊点に到達している。これは橋脚の軟化域での履歴モデルに履歴ループによるエネルギー吸収が考慮されていないからである。

以上から、履歴モデル I は倒壊するのに十分な大きさの地震動下では倒壊に至る橋脚の挙動をほぼ再現できる。一方、下限近傍の地震動下では履歴モデルの小さい誤差でも橋脚の倒壊挙動を大きく左右する可能性がある。これに対処するにはモデルの精緻化が考えられるが、これにも限界がある。倒壊の予測では、想定地震動に振幅拡大倍率として例えば 0.9~1.1 程度を乗じた想定地震動近傍の地震動も含めて橋脚挙動の変動特性を検討する必要があると考えられる。履歴ループを無視した履歴モデル II では倒壊に関して常に安全側の結果が得られるが倒壊挙動は異なっている。履歴モデル II を用いる場合には履歴モデル I の結果と比較し、その妥当性を検証する必要がある。

6. あとがき

巨大地震下での高架橋の想定外の事象発生を防ぐためには、その崩壊も視野に入れた減災的な対応を行うことも必要である。ここでは基礎的な研究として、鋼製橋脚の倒壊挙動特性とその予測法について加振実験と FE 解析により検討した。倒壊挙動は橋脚の復元力が最大値に到達後、徐々に低下し負の領域に入ると生じるが、この最大荷重点以降の軟化領域での履歴特性の影響が大きい。構成則に三曲面モデルを導入した FE シェルモデルはこの履歴特性を表すことが可能で倒壊挙動をほぼ再現することを加振実験により検証した。しかし、FE シェルモデルによる倒壊解析は高度な解析技術を要求されるので、現段階では必ずしも実用的でない。そこで、実用的な方法として数値安定性が悪くなる軟化域で

FE モデルを簡易なばねマスモデルに置換する方法を提示した。ばねの履歴モデルは FE シェルモデルに基づく Pushover 解析で同定した骨格曲線と繰り返し解析で同定した履歴ループからなる。この簡易モデルを用いた倒壊解析では地震動が大きく橋脚が明らかに倒壊する場合にはその挙動を精度良く解析できる。しかし、倒壊が生じる下限近傍の地震動下では倒壊するか否かの変化が履歴モデルの誤差に敏感で、解析精度が低下する可能性がある。このため、倒壊挙動の予測では想定地震動近傍も含めて挙動の変動特性を検討する必要があると考えられる。

7. 謝辞：本研究は一般社団法人日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成制度(重点テーマ研究)」の援助を受けた。

参考文献

- 1) 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, 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) Dassault Systemes Simulia Corp. : *ABAQUS/Standard user's manual*, version 6.7, 2007.