

損傷を有する下路式鋼製トラス橋の耐震性に関する基礎的検討

梶田幸秀¹，大塚久哲²，坂口和弘³

¹九州大学大学院准教授

(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

²九州大学大学院教授(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

³九州大学大学院工学府(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:sakaguchi@doc.kyushu-u.ac.jp

本研究では、橋の補修に優先順位をつけるために橋梁の安全性を総合的に評価することを目的とし、損傷を有する鋼製トラス橋を対象に活荷重漸増解析ならびに地震応答解析を行ない、橋梁全体の挙動の把握および損傷箇所・損傷種別の違いが橋梁全体の安全性に及ぼす影響について検討を行なった。その結果、大きな軸力が働く支点近傍の斜材が破断すると、活荷重作用時・地震時ともに橋梁の安全性が低くなることがわかった。また、斜材全体に50%の断面欠損を伴う腐食がある場合にも活荷重作用時・地震時の安全性が大きく低下することがわかった。一方、軸力の小さなスパン中央部の斜材が破断した場合では健全な橋とほぼ同程度の安全性を保つことがわかった。

Key Words : *steel truss bridge, seismic redundancy, diagonal member, damaged position, damaged type, monotonically increasing live load analysis, seismic response analysis*

1. はじめに

現在、わが国において国や自治体が管理する橋長15m以上の橋は、全国でおよそ14万6000橋あるとされている。このうち完成して40年以上の橋の割合は2005年で約16%であるが、2015年には約40%にまで増加すると想定されている¹⁾。

2007年にトラス部材の破断が起きた木曾川大橋は供用年が40年ほどであり、今後、わが国においても部材の破断や崩落といった事故を起こす可能性がある橋梁が増加することが想定される。

また、国土交通省の試算によると、市区町村が管理する橋の年間の維持・修繕費は1橋あたり平均でわずかに8万円である²⁾。今後、補修の必要な橋が増加する中で、限られた予算内で維持管理を行なっていくためには、橋の補修に優先順位をつけ合理化する必要があると同時に、優先順位をつけるために橋梁

の安全性を総合的に評価できる手法の開発が急務である。

前述した木曾川大橋の事例をふまえて、国土交通省では道路橋の予防保全に向けた有識者会議が平成19年10月より行われ、その提言の中で、部材の性能が道路橋全体の健全性に与える影響を適切に評価できる手法に関する技術開発を推進することがうたわれている³⁾。現在までに、損傷を有する部材そのものの残存性能に関する研究としては、例えば、藤井ら⁴⁾が鋼製円筒部材を対象として行った研究があり、コンクリート部材についても数多くの研究が行なわれている。しかし、橋梁全体系の安全性に関していえば健全時の橋梁については明らかではあるが、損傷時になると検討結果は少ない。損傷を有する鋼製トラス橋梁の静的荷重時(活荷重載荷時)のリダンダンシーに関する研究としては、鋼橋技術研究会の特別検討チームの報告結果がある⁵⁾。

先に述べたとおり，維持・修繕費には限りがあり，すべての橋梁に対し迅速な補修・補強ができる現状にはない．損傷を有する橋梁が補修・補強の順番を待っている間に地震動に見舞われる可能性は否定できない．

そこで本研究では，損傷を有する鋼製トラス橋梁を対象とした活荷重漸増解析ならびに地震応答解析を行い，橋梁全体の挙動の把握および部材の損傷箇所・損傷種別の違いが橋梁全体の安全性に及ぼす影響について検討を行なった．



写真-1 解析対象橋梁全景

2. 対象橋梁の概要

解析対象は，写真-1に示す1963年に供用された鋼製の下路式1径間ワーレントラス橋である．この橋は2004年に撤去され，現在は新しい橋（桁橋）に架け替えられている．解析対象の斜材は床版を貫通しておらず，床版の外側を通過して上弦材と下弦材を結合する形となっている．

橋梁全体の寸法を表-1，各主要部材の断面形状を表-2に示す．

表-1 解析対象橋梁の寸法

橋長(m)	支間(m)	幅員(m)	高さ(m)
46.8	46.2	5.6	6.58

表-2 主要部材の断面形状

上下弦材	端柱	圧縮斜材	引張斜材
箱型	箱型	H型	H型

3. 解析モデルの概要

(1) 解析モデルの概要

解析対象橋梁を実規模でモデル化した．トラス部材（上下弦材，端柱，斜材，上下横構，床桁および縦桁）は軸力と曲げを同時に考慮できるはり要素，床版は平面応力状態を仮定した平面要素でモデル化した．はり要素の部材は接合部を剛結とした．床版は質量を持たない鉛直な剛部材で縦桁と連結した．橋の総重量は1161kNで，部材の重量は，はり要素の節点へ節点荷重として与え，床版重量は平面要素の節点へ節点荷重として与えた．

支承条件は固定側が橋軸直角軸周りの回転のみ自由，可動側が橋軸方向の並進および橋軸直角軸周りの回転を自由とした．図-1(a)(b)(c)に解析モデルの概略図と主要部材の名称を示す．また，図-2に健全モデルの全体図を示す．

(2) 材料特性および復元力特性

トラス部材の復元力特性は，材料がSS400であり，二次勾配を初期剛性の1/100としたバイリニアモデルとし，標準型の履歴ループを用いた．床版の復元力特性は，二次勾配を初期剛性の1/100とした最大

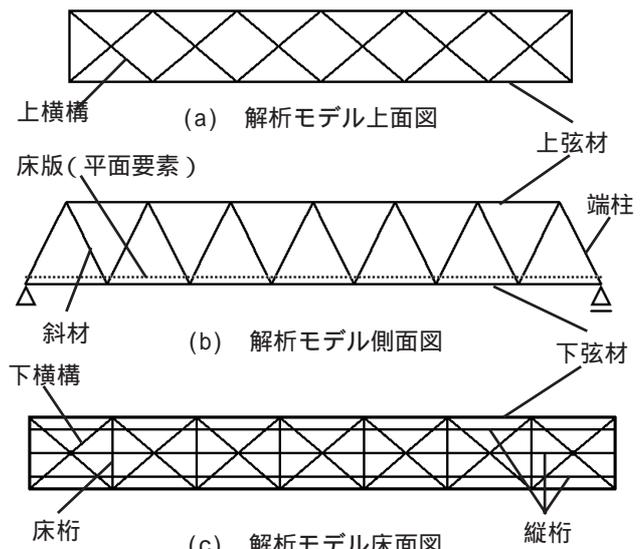


図-1 解析モデル概略図

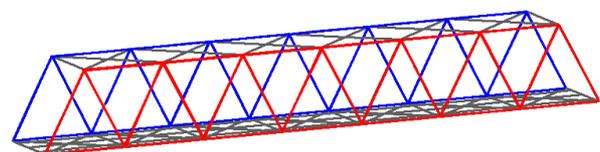


図-2 健全モデルの全体図

表-3 部材の材料特性

	トラス部材	床版	剛部材
ヤング率(kN/m ²)	2.00E+08	3.10E+07	1.00E+10
せん断弾性係数(kN/m ²)	7.70E+07	1.35E+07	1.00E+10
ポアソン比	0.3	0.2	0.5

点指向型の履歴ループを採用した。部材の材料特性は表-3に示す。

トラス部材の降伏応力は道路橋示方書を参考に許容応力度の1.68倍を用いた。床版については、設計当時のコンクリート強度が不明なため、道路橋示方書⁶⁾の許容応力度を用いて解析を実施した。

(3) 損傷モデルの概要

損傷モデルとして、破断モデルと腐食モデルを作成した。まず、破断モデルについて説明する。図-3に健全モデルの自重状態時の軸力分布図を示す。これを見ると、支点近傍の斜材には大きな軸力が働いているのに対し、スパン中央部の斜材にはあまり軸力が働いていないことがわかる。そこで活荷重増分の影響をあまり受けないと考えられるスパン中央部の斜材を2本破断させた破断モデルAと、活荷重増分の影響を大きく受けると考えられる支点近傍の斜材を2本破断させた破断モデルBを作成した。破断モデルA、Bの概略図を図-4(a)(b)に示す。

次に腐食モデルについて説明する。腐食モデルは斜材と下弦材の接合部から上方1mの範囲で全ての斜材に様に腐食を与えたモデルである。腐食は断面積の減少とそれに伴う剛性の低下により表現し、断面積の減少の割合を断面欠損率として、その値を0.1, 0.25, 0.5の3パターンとした。なお、 $=0.1$ は10%の断面欠損がある状態を表す。腐食モデルの概略図を図-5に示す。

4. 活荷重漸増解析

(1) 活荷重漸増解析の概要

車両等の比較的静的な荷重を想定した活荷重漸増解析は、死荷重および活荷重を考慮し、活荷重にのみ倍率を掛けて増分させることで行なった。

活荷重漸増解析の目的は、車両荷重等の通常使用時の荷重状態において、健全モデルと損傷モデルで橋梁の安全性を比較・検討することである。

活荷重は20tトラックが4台載った状態を想定し、合計800kNを図-6に示すように支点近傍の4点に29kN、それ以外の12点に57kNという割合で縦桁位置の節点へ鉛直下方向へ与えた。

活荷重の増分方法は、計16点に载荷している活荷重にのみ荷重増分倍率をかけて増分させるという方法を用いた。例えば、1ステップ目の倍率を0.00(死荷重のみの状態)、2ステップ目の倍率を0.01、というように倍率を0.01刻みで増分させていくと101ス

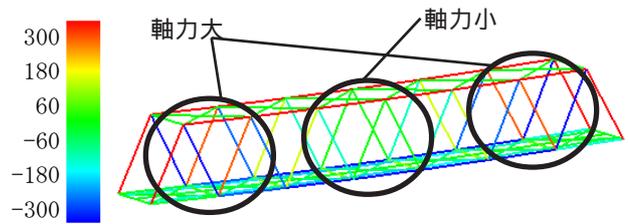


図-3 健全モデルの自重状態時の軸力分布

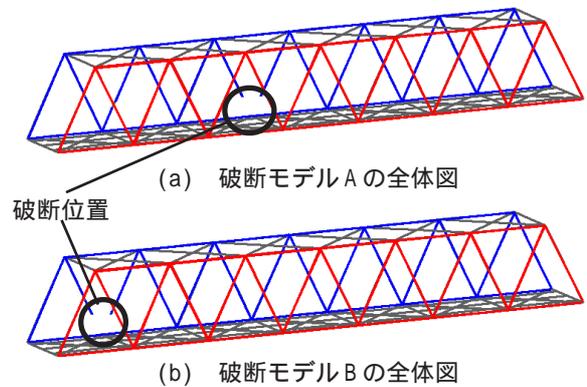


図-4 破断モデル概略図

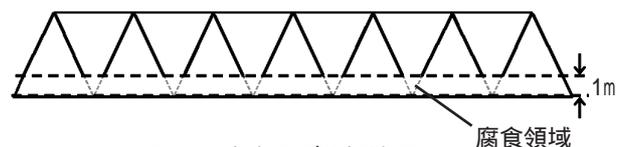


図-5 腐食モデル概略図

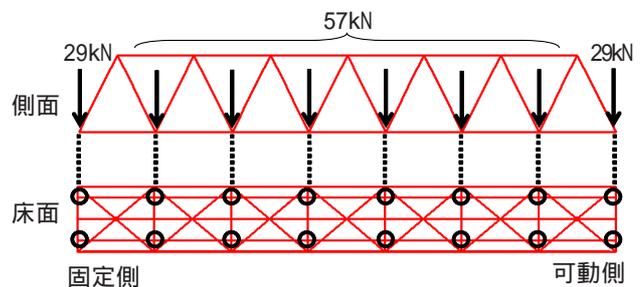


図-6 活荷重垂直荷位置

トップ目が活荷重倍率1.00(死荷重1161kN+活荷重800kN)の初期状態となる。初期状態以降も荷重を増分させ、いずれかの部材に降伏が発生し最終的に終局状態へ至るまで計算を行なった。

(2) 降伏判定および終局判定条件

降伏の判定は、軸方向・曲げ方向ともに道路橋示方書に示された許容応力度ではなく、解析における降伏応力の値(許容応力度の1.68倍)により行なった。軸方向の終局判定は、終局ひずみ ϵ_u により行なった。引張側は降伏応力 $\sigma_y = 0.235\text{GPa}$ 、二次勾配を $E/100$ としたバイリニアモデルにおいて、終局ひずみを0.05とした⁷⁾。このとき、降伏ひずみを ϵ_y とすると、終局ひずみは $\epsilon_u = 42.6 \epsilon_y$ で表される。引張側の終

局ひずみの概要を図-7に示す。

圧縮側の終局ひずみは、部材ごとに細長比パラメータを算出し、道路橋示方書の図-解3.2.1の耐力曲線より求めた降伏応力 σ_y に対する座屈応力 σ_{cr} の比を引張側の終局ひずみに乗ずることで求め、上限値を $20\sigma_y$ として決定した。各部材ごとの引張側の終局ひずみおよび細長比パラメータと圧縮側の終局ひずみを表-4に示す。

曲げ方向の終局判定は、終局モーメント M_u に達したときの終局曲率 ϕ_u により行なった。ここで、終局モーメントと全塑性モーメントとを同一とみなし、全塑性モーメントは降伏モーメントの1.1倍とした⁸⁾。各部材の終局モーメント M_u および終局曲率 ϕ_u を表-5に示す。

(3) 安全率の算出方法

活荷重を増分させていき、いずれかの部材に降伏が発生した時点での活荷重の総計を P_y 、道路橋示方書より求めた対象橋梁の設計活荷重を P_0 として以下の式(1)により降伏時の安全率 S_y を算出した。

$$S_y = \frac{P_y}{P_0} \quad (1)$$

また、降伏が発生した後も、いずれかの部材が終局に達するまで解析を行なった。いずれかの部材に終局が発生した時点での活荷重の総計を P_u 、設計活荷重を P_0 として以下の式(2)により終局時の安全率 S_u を算出した。

$$S_u = \frac{P_u}{P_0} \quad (2)$$

(4) 活荷重漸増解析結果

各解析モデルの降伏時の安全率 S_y を表-6に示す。スパン中央部の斜材を破断させた破断モデルAでは、安全率 S_y は健全モデルとほぼ同程度であったが、支点近傍の斜材を破断させた破断モデルBでは安全率 S_y が大きく下がっていることから、支点近傍の斜材の破断は活荷重作用時に橋梁全体の安全性に大きく影響すると考えられる。また腐食モデルでは断面欠損率が大きくなるにつれて安全率 S_y が小さくなった。これは腐食部の剛性の低下に伴い、降伏が早まったためと考えられる。断面欠損率 $\beta=0.1$ の場合でも破断モデルAより安全率 S_y は小さいことから、スパン中央部の斜材の破断よりも斜材全体の腐食の方が橋梁の安全性が低下するといえる。

降伏が発生した斜材はいずれも支点近傍の圧縮斜材であった。これは支点近傍の斜材に働く軸力が大きいことと、対象橋梁の斜材が圧縮力に対して弱い

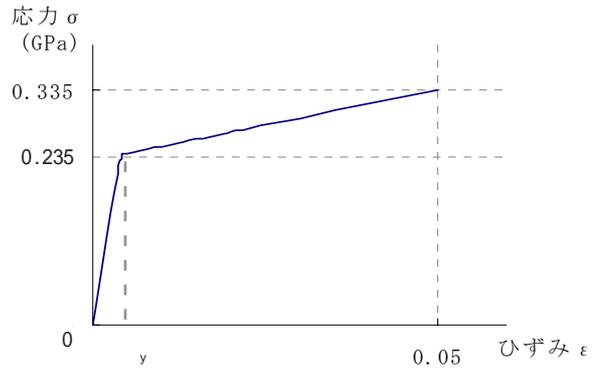


図-7 引張側の終局ひずみの概要

表-4 軸方向の終局判定条件

	終局ひずみ ϵ_u (引張)	細長比パラメータ λ	座屈応力/降伏応力 σ_{cr}/σ_y	終局ひずみ ϵ_u (圧縮)
下弦材	42.6 ϵ_y	0.58	0.80	20.0 ϵ_y
上弦材	42.6 ϵ_y	0.52	0.83	20.0 ϵ_y
端柱	42.6 ϵ_y	0.57	0.80	20.0 ϵ_y
斜材	42.6 ϵ_y	1.26	0.43	18.3 ϵ_y
上横構	42.6 ϵ_y	0.91	0.63	20.0 ϵ_y
下横構	42.6 ϵ_y	1.08	0.52	20.0 ϵ_y
床桁	42.6 ϵ_y	0.92	0.61	20.0 ϵ_y
縦桁	42.6 ϵ_y	1.25	0.43	18.5 ϵ_y

表-5 曲げ方向の終局判定条件

	Y軸(橋軸直角軸)周り		Z軸(鉛直軸)周り		
	終局モーメント M_u (kN*m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	終局モーメント M_u (kN*m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	
下弦材	160.60	0.1176	158.80	0.0735	
上弦材	70.07	0.0319	210.21	0.0735	
端柱	70.07	0.0319	210.21	0.0735	
斜材	健全	112.20	0.0998	26.63	0.1271
	腐食 $\beta=0.1$	101.18	0.1008	23.94	0.1271
	腐食 $\beta=0.25$	84.63	0.1022	19.94	0.1271
	腐食 $\beta=0.5$	56.55	0.1041	13.29	0.1271
上横構	71.94	0.1239	17.52	0.1568	
下横構	43.56	0.1238	8.80	0.1568	
床桁	666.60	0.0324	144.10	0.1545	
縦桁	347.60	0.0474	34.32	0.1238	

表-6 降伏時の安全率の比較

モデル名	安全率 S_y	降伏箇所
健全モデル	2.04	支点近傍の斜材4箇所
破断モデルA	1.92	支点近傍の斜材1箇所
破断モデルB	0.83	支点近傍の斜材1箇所
腐食モデル	$\beta=0.1$	1.76 支点近傍の斜材4箇所
	$\beta=0.25$	1.34 支点近傍の斜材4箇所
	$\beta=0.5$	0.64 支点近傍の斜材4箇所

ことが影響しているものと思われる。また、健全モデルおよび腐食モデルでは、4つの支点近傍でそれぞれ斜材が同時に降伏に達した。これは橋の対称性が保たれているためと考えられる。それに対し、破断モデルでは片方のトラス面においてのみ斜材を破断させたことで橋の対称性が失われ、1箇所の斜材が早くに降伏したものと思われる。

次に各解析モデルにおける終局時の安全率 S_u を

表-7 終局時の安全率の比較

モデル名	安全率 S_u	終局に達した部材	終局判定方向	
健全モデル	3.31	支点近傍の圧縮斜材4箇所	軸方向	
破断モデルA	3.27	破断面の固定側 支点近傍の圧縮斜材1箇所	軸方向	
破断モデルB	1.86	破断していない面の 固定側支点近傍の圧縮斜材1箇所	軸方向	
腐食モデル	$\beta=0.1$	2.79	支点近傍の圧縮斜材の腐食部 4箇所	軸方向
	$\beta=0.25$	2.00	支点近傍の圧縮斜材の腐食部 4箇所	軸方向
	$\beta=0.5$	1.18	支点近傍の圧縮斜材の腐食部 4箇所	軸方向

表-7に示す．これを見ると，降伏時の安全率と同様に，破断モデルAでは健全モデルとほぼ同程度の値を示しているが，破断モデルBでは安全率 S_u の値は小さくなり，早くに終局に達していることがわかる．また，腐食モデルでも断面欠損率に伴い S_u は小さくなり， $\beta=0.1$ の場合でも破断モデルAより終局に達するのが早いことがわかる．

終局に達した部材を見ると，破断モデルBでは他のモデルと違って支点近傍の上弦材が曲げにより終局に達していた．ここで健全モデル，破断モデルBおよび腐食モデル($\beta=0.1$)の終局時の変形形状を図-8に示す．破断モデルAでは健全モデルと同じ変形形状であったが，破断モデルBでは図-8からもわかるように破断させた斜材付近で折れ曲がる形となった．このため，破断モデルBでは折れ曲がった箇所の上弦材が曲げにより終局に達したものと思われる．また，腐食モデルは早くに終局に達したため，変位量は非常に小さくなっており，断面欠損率が大きくなるにつれて変位量が小さくなっていった．

表-8に各解析モデルの終局時の塑性化要素数を示す．これより，破断モデルBや腐食モデルでは終局時の安全率 S_u も小さく，塑性化要素数も少なくなっていることがわかる．これは損傷部位に荷重が集中し，橋梁全体でバランスよく抵抗していないことを意味しているといえる．

5. 地震応答解析

(1) 地震応答解析の概要

活荷重漸増解析と同様の解析モデルで地震応答解析を行なった．地震応答解析では死荷重のみを考慮した．解析手法は直接積分法を用い，数値積分法はニューマーク法($\beta=0.25$)を用いた．積分時間間

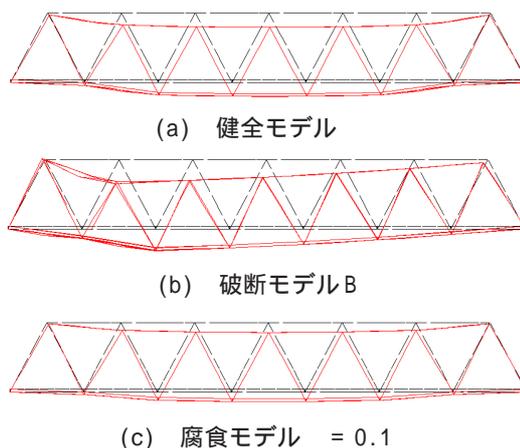
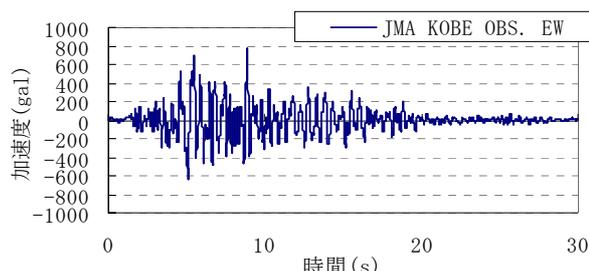


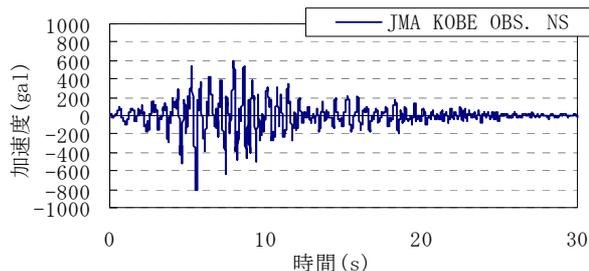
図-8 各解析モデルの終局時の変形形状

表-8 終局時の塑性化要素数

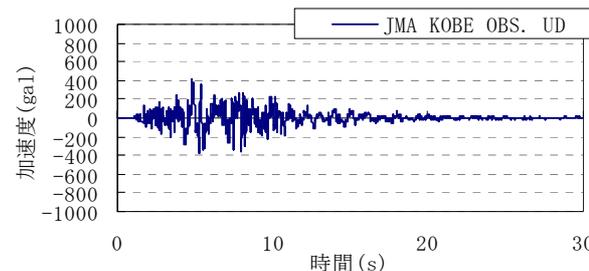
	塑性化要素数	全要素数	塑性化要素の全要素に対する割合	
健全モデル	50	271	0.18	
破断モデルA	58	269	0.22	
破断モデルB	39	269	0.14	
腐食モデル	$\beta=0.1$	42	299	0.14
	$\beta=0.25$	16	299	0.05
	$\beta=0.5$	8	299	0.03



(a) EW成分



(b) NS成分



(c) UD成分

図-9 入力地震波の加速度波形

表 -9 実橋梁の固有振動数

	次数	固有振動数 (Hz)
実橋梁	1	3.404
	2	6.358
	3	8.246

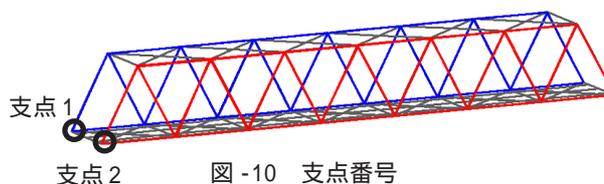


図 -10 支点番号

表 -10 解析モデルの固有振動数

モデル名	次数	固有振動数 (Hz)	有効質量比		
			x	y	z
健全モデル	1	2.639	0.00	0.18	0.00
	2	4.557	0.02	0.00	0.71
	3	6.317	0.00	0.56	0.00
	4	7.663	0.00	0.01	0.00
	5	10.019	0.70	0.00	0.01
破断モデルA	1	2.532	0.00	0.17	0.00
	2	3.259	0.00	0.00	0.00
	3	3.350	0.00	0.01	0.00
	4	4.455	0.01	0.00	0.69
	5	6.203	0.00	0.40	0.01
破断モデルB	1	2.539	0.00	0.17	0.00
	2	3.259	0.00	0.00	0.00
	3	3.318	0.00	0.01	0.01
	4	3.809	0.00	0.00	0.66
	5	6.269	0.00	0.52	0.01
腐食モデル $\beta=0.1$	1	2.621	0.00	0.18	0.00
	2	4.553	0.02	0.00	0.71
	3	6.321	0.00	0.56	0.00
	4	7.633	0.00	0.01	0.00
	5	10.017	0.69	0.00	0.01
腐食モデル $\beta=0.25$	1	2.592	0.00	0.18	0.00
	2	4.533	0.02	0.00	0.71
	3	6.324	0.00	0.56	0.00
	4	7.562	0.00	0.01	0.00
	5	9.997	0.67	0.00	0.01
腐食モデル $\beta=0.5$	1	2.529	0.00	0.18	0.00
	2	4.471	0.02	0.00	0.70
	3	6.327	0.00	0.56	0.00
	4	7.378	0.00	0.01	0.00
	5	9.921	0.60	0.00	0.00

隔は0.001(s)とした。入力地震波は、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台地盤上で観測された波を補正したEW成分、NS成分およびUD成分の3波を用い、EW成分を橋軸方向、NS成分を橋軸直角方向、UD成分を鉛直方向へ3方向同時入力した。図-9に入力地震波の3成分の加速度波形をそれぞれ示す。

(2) 固有値解析結果

実橋梁の固有振動数を表-9に示す。実橋梁の固有振動数は、対象橋梁について鉛直方向に微動計測を行なって得られたものである⁹⁾。各解析モデルの固有振動数および有効質量比を表-10に示す。健全モデルでは固有次数2次のとき鉛直卓越モードとなっているため、健全モデルの2次固有振動数と実橋梁の1次固有振動数を比較すると、健全モデルの方が大きな値となっている。これは解析モデルでは各部材を完全剛結しているため、橋梁全体の剛性が上がり、固有振動数が若干大きくなったものと考えられる。ま

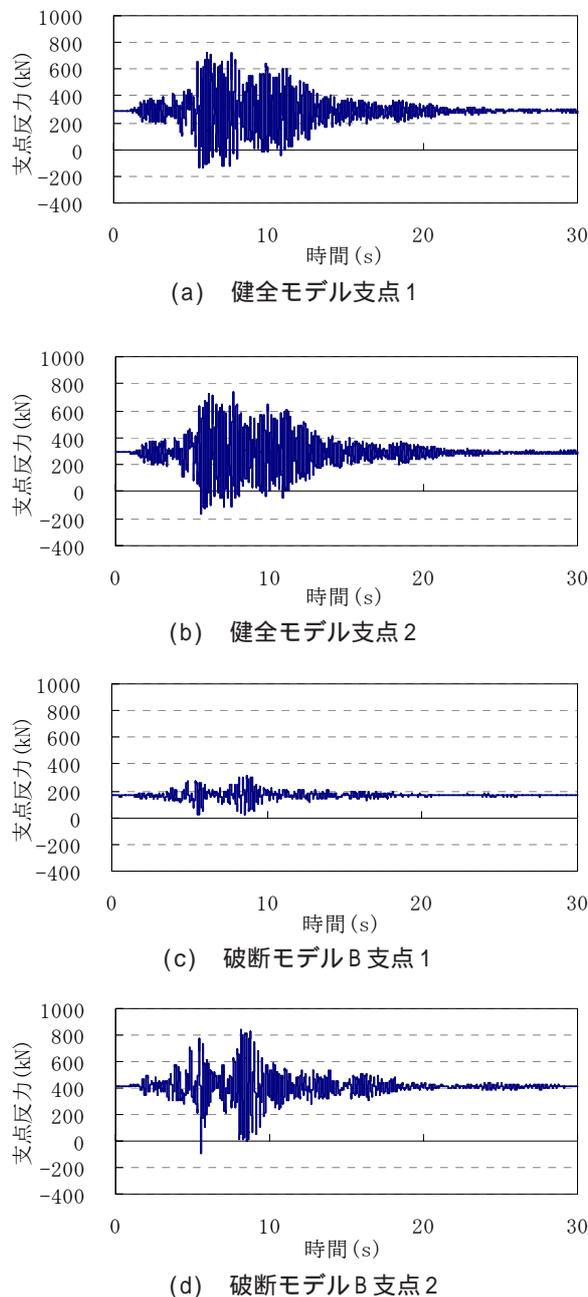


図 -11 鉛直方向支点反力時刻歴

た、健全モデルでは2次で鉛直卓越のモードが現れているが、破断モデルでは4次で現れるといった違いが見られる。腐食モデルでは振動モードは健全モデルとほぼ同じであるが、固有振動数は大きくなるにつれて減少しており、腐食領域の剛性低下により、橋梁全体の剛性が低下しているためと考えられる。

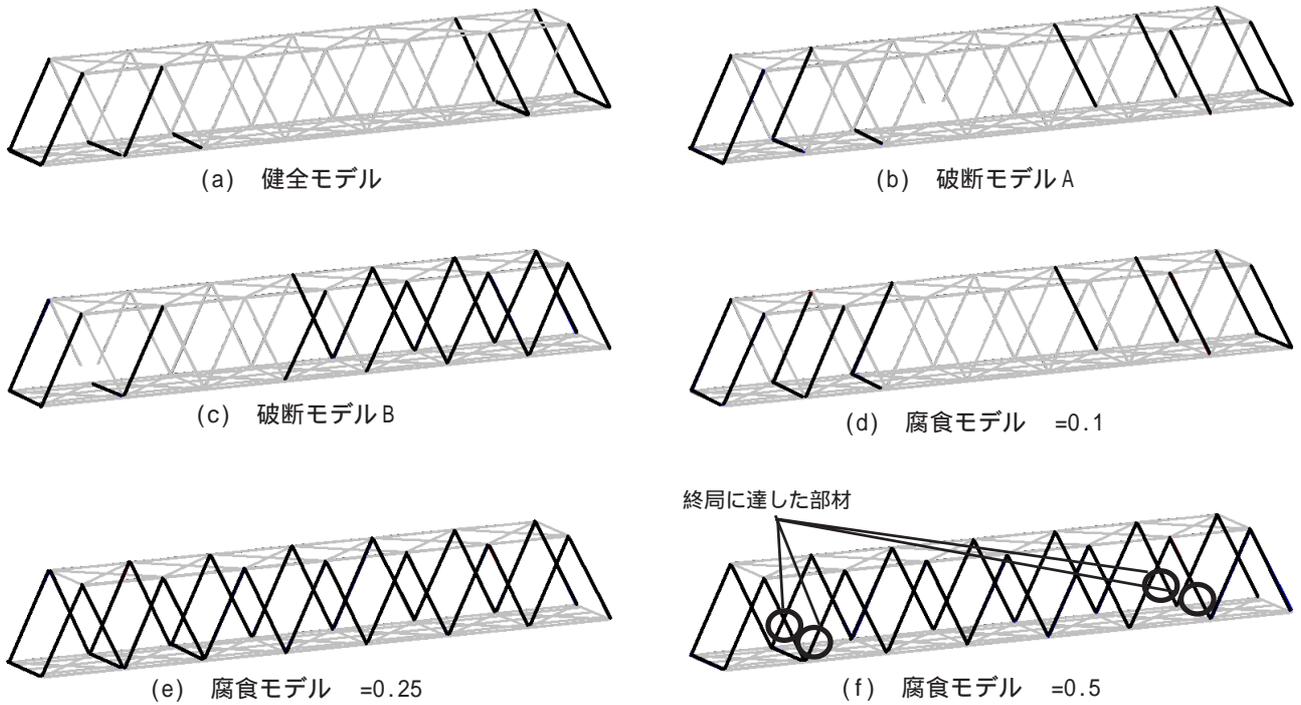


図-12 各解析モデルの降伏部材の位置

(3) 地震応答解析結果

図-10に示す支点1および支点2について、図-11に健全モデルおよび破断モデルBの鉛直方向支点反力時刻歴を示す。支点1・2は固定側の支点であり、支点1は破断モデルBにおいて斜材の破断箇所近傍の支点である。

これを見ると、破断モデルBでは支点1の鉛直方向支点反力が健全モデルに比べて非常に小さくなっていることがわかる。破断モデルAや腐食モデルでは橋軸、橋軸直角、鉛直すべての方向で支点反力時刻歴は健全モデルとほぼ同様の結果であったが、破断モデルBの鉛直方向支点反力時刻歴のみ他のモデルと大きく異なった。これは大きな軸力が働く支点近傍の斜材を破断させたことで支点1付近では力の伝達がうまく行なわれなかったためと考えられる。このことから破断モデルBが非常に不安定なモデルであることがわかる。

図-12に各解析モデルで降伏が発生していた部材の位置を示す。図-12において黒色の部材が降伏した部材である。これを見ると、健全モデル、破断モデルA、腐食モデル $\beta=0.1$ では降伏した部材は比較的少なく、両側の支点付近に降伏した部材が偏っていることがわかる。一方、破断モデルB、腐食モデル $\beta=0.25, 0.5$ では多くの部材が降伏しており、特に斜材が全体にわたって降伏していた。また、腐食モデル $\beta=0.5$ においては図-12において丸印で囲んだ箇所(支点近傍の圧縮斜材4本)が終局に達していた。

表-11 降伏部材本数と最大塑性率

モデル名称	降伏部材	本数	最大塑性率	
健全モデル	端柱	4	2.28	
	斜材	3	1.17	
	床桁	5	3.20	
破断モデルA	端柱	4	3.02	
	斜材	4	2.36	
	床桁	4	2.82	
破断モデルB	端柱	4	3.80	
	斜材	13	3.51	
	床桁	2	1.56	
腐食モデル	$\beta=0.1$	端柱	4	3.95
		斜材	6	4.42
		床桁	4	3.21
	$\beta=0.25$	端柱	4	4.61
		斜材	24	12.52
		床桁	3	3.07
	$\beta=0.5$	端柱	4	3.96
		斜材	24	30.38
		床桁	2	2.52

各解析モデルにおいて降伏した部材の本数と最大塑性率についてまとめたものを表-11に示す。全ての解析モデルで降伏は端柱、斜材、床桁で発生しており、端柱においては4本全てが降伏していた。

これを見ると、健全モデルと破断モデルAでは降伏した部材の本数ならびに最大塑性率はほぼ同程度の値を示していることがわかる。一方、破断モデルBや腐食モデル($\beta=0.1, 0.25, 0.5$)では、降伏した部材の本数と最大塑性率は健全モデル、破断モデルAに比べておおそ大きな値を示していることがわかる。

特に破断モデルBと腐食モデル($\alpha=0.25, 0.5$)では非常に多くの斜材が降伏していた。図-12でも示したとおり、腐食モデル $\alpha=0.5$ では斜材の最大塑性率が非常に大きな値を示しており、支点近傍の圧縮斜材4本が終局に達していた。

6. まとめ

本論文は損傷を有する鋼製トラス橋を対象とした活荷重漸増解析および地震応答解析によって、橋梁全体の挙動の把握および損傷箇所・損傷種別の違いが橋梁全体の安全性に及ぼす影響について検討を行なったものである。以下に本研究から得られた知見を述べる。

- 1) 支点近傍の斜材を破断させた破断モデルBは活荷重漸増解析において降伏時の安全率および終局時の安全率が大きく下がった。また、地震応答解析では降伏した部材の本数や最大塑性率が大きな値を示したことから、支点近傍の斜材の破断は活荷重作用時および地震時において橋梁全体の安全性が低いと考えられる。そのため、支点近傍の斜材が破断した場合、大規模地震時に橋が崩壊に至らないとしても、その後の使用性は著しく低下すると思われる、優先的な補修が必要であると考えられる。
- 2) 腐食モデル $\alpha=0.5$ では、活荷重漸増解析および地震応答解析において、橋梁全体の安全性が大きく低下した。また、地震応答解析では終局に達した部材が見られ、大規模地震時には橋が崩壊する可能性も考えられることから、斜材全体が腐食によって50%の断面欠損を生じている場合、早急な補修が必要であると考えられる。
- 3) 破断モデルAおよび腐食モデル $\alpha=0.1$ では、他の

損傷モデルよりも、健全モデルと比較的近い安全性を示していることから、補修の優先順位は低いと考えられる。しかし、破断モデルAと腐食モデル $\alpha=0.1$ の安全性を比較すると、活荷重作用時および地震時ともに腐食モデル $\alpha=0.1$ の安全性の方が破断モデルAよりも低いことから、スパン中央部の斜材の破断よりも斜材全体の腐食の方が橋梁全体の安全性に与える影響は大きく、補修の優先順位も高いと考えられる。

謝辞：本研究は（社）九州建設技術管理協会の「建設分野における研究開発助成」の援助を受けて実施したものである。ここに記し、謝意を表する。

参考文献

- 1) 深澤淳志：高齢化する我が国の橋梁の長寿命化に向けて、橋梁と基礎, Vol.42, No.8, pp.14-16, 2008.8
- 2) 日経コンストラクション:NEWS焦点, 2007年11月9日号, pp.14-16, 2007.11
- 3) 国土交通省:道路橋の予防保全に向けた有識者会議, 道路橋の予防保全に向けた提言, 2008.5
- 4) 藤井堅, 中村秀治, 近藤恒樹, 橋本和朗, 沖元浩見, 中村剛裕:腐食した円筒殻の曲げ座屈耐力に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.784-793, 2007.3
- 5) 永谷秀樹, 松田岳憲, 石井博典, 小幡泰弘, 明石直光, 安田昌宏, 宮森雅之, 平山博, 奥井義昭:鋼トラス橋のリダングンシー評価手法の検討(その1), 土木学会第63回年次学術講演会, pp.93-94, 2008.9
- 6) (社)日本道路協会:道路橋示方書I 共通編・II 鋼橋編, 丸善, 2002.3
- 7) 宇佐美勉, 社団法人日本鋼構造協会:鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9
- 8) 三木千壽:テキストシリーズ土木工学10鋼構造, 共立出版, pp.165-186, 2000.7
- 9) 古川愛子, 大塚久哲, 清野純史, 梅林福太郎:微動・自由振動・起振実験に基づく振動特性のばらつきと検出可能な損傷レベル, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.1015-1025, 2005.3

Basic investigation on the seismic redundancy of a damaged steel truss bridge

Yukihide KAJITA, Hisanori OTSUKA, Kazuhiro SAKAGUCHI

The purpose of this paper is to grasp the seismic redundancy of a damaged steel truss bridge. We do the monotonically increasing live load analysis and the seismic response analysis is executed for the damaged steel truss bridges to examine the effect of a difference of the damaged position and the damaged type of members on the safety of the bridge. From the results of the analyses, it is found that the safety of the model that the diagonal members of the vicinity of the support break and the model that all the diagonal members corrode is a very low.