非線形有限要素解析による連続多主桁橋の冗長性評価の試み

Quantitative evaluation of redundancy multigirder bridges based on nonlinear finite element analysis

熊谷宏之*
Hiroyuki KUMAGAI

*構造強度学研究室（指導教員：斉木功　准教授）

多主桁橋は，米国の鋼橋における荷重抵抗係数設計法[1]において冗長性を有する構造形式とみなされているが，床版・壁高欄や横構・対傾構を含めた橋梁全体の損傷時の破壊メカニズムについて十分な検討はされていない．そこで本研究では，4 径間と 2 径間の連続 5 主 I 桁橋を解析対象として非線形有限要素解析を行い，損傷時の破壊メカニズムを解明し，さらに，壁高欄や横桁等の二次部材が橋梁の冗長性に与える影響を評価することを試みた．

Key Words: *steel multigirder bridge, nonlinear finite element method, redundancy, failure mechanism secondary member*

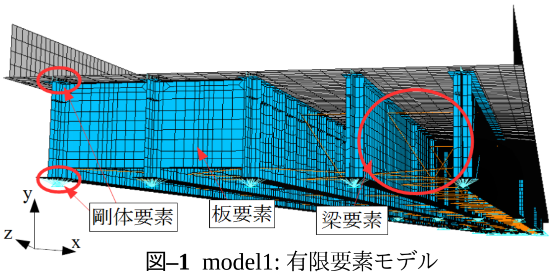
1. はじめに

国土交通省の道路統計年報[2]によると，全国の 165,322 箇所の橋梁のうち，122,792 箇所が桁橋であり，およそ 74% を占めている．鋼板桁橋は鋼橋の中でも最も架橋数の多い橋梁形式といえるが，その冗長性についての研究事例はトラス橋ほど充実していない．そこで本研究では，連続多主桁 I 桁橋を解析対象として 3 次元有限要素モデルを用いて非線形解析を行い，損傷時の崩壊メカニズムを解明し，さらに壁高欄や横構・対傾構が橋梁の冗長性に与える影響を定量的に評価することを試みる．

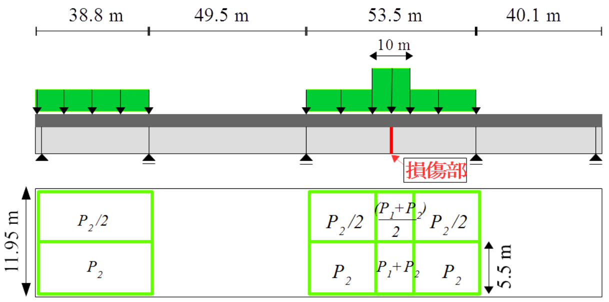
2. 解析方法

(1) 解析モデル

4 径間および 2 径間の連続非合成鋼板 5 主 I 桁橋の多賀城高架橋（仮称）加瀬北地区（主桁高 2.3 m, 主桁間隔 2.35 m）と新杉の沢橋（主桁高 2.7 m, 主桁間隔 2.65 m）について[3]，それぞれ同規模の橋梁を対象として 3 次元有限要素モデルを作成した．4 径間のモデルを model1，2 径間のモデルを model2 と呼ぶこととする．model1 を**図–1** に示す．主桁・横桁・床版・壁高欄は板要素，横構・対傾構は梁要素を用いてモデル化し，数値解析に汎用解析ソフト NX NASTRAN を用いて幾何学的および材料非線形性を考慮した．Young 率は，鋼材はすべて 200 GPa，床版と壁高欄は RC として 26.85 GPa とした．鋼材は部材毎に，SM490Y, SM520-H, SM400A, SS400 を想定した弾塑性体とし，von Mises の降伏条件，線形等方硬化則を用いて，初期降伏応力は SM490Y と SM520-H は 355 MPa，SM400A と SS400 は 235 MPa とし，硬化係数を Young 率の 10^{-2} 倍とした．壁高欄及び RC 床版は弾塑性体とし，Drucker-Prager の降伏条件で，粘着力 12.58 MPa, 摩擦角 10° とした．実橋におけるスラブアンカーによる



図–1　model1: 有限要素モデル



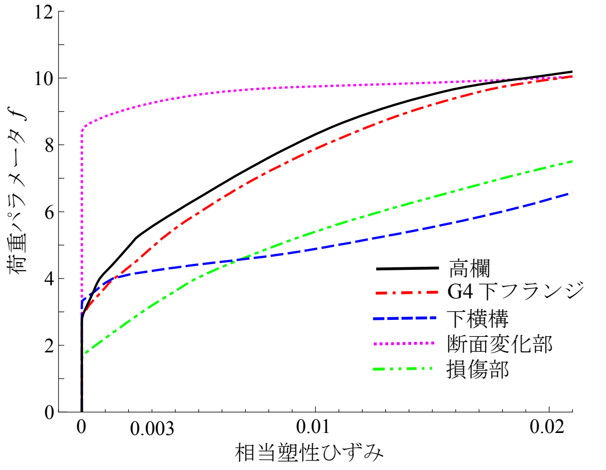
図–2　荷重載荷と損傷位置

主桁と床版の合成効果を考慮し[4]，剛体要素を用いて合成桁としてモデル化した．

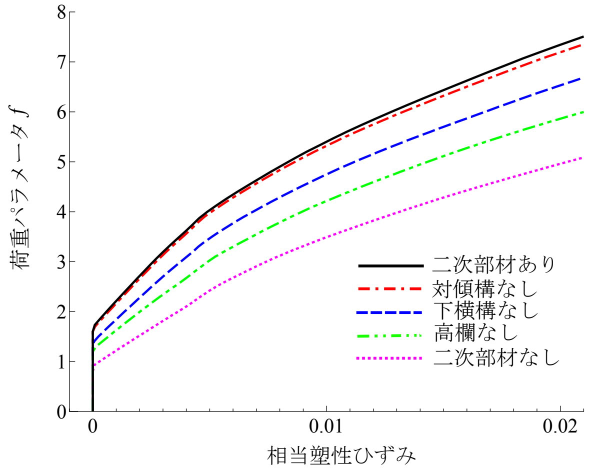
二次部材が冗長性に与える影響を検証するために，壁高欄，下横構，対傾構のそれぞれを削除したモデル，さらに壁高欄と横構・対傾構すべてを削除したモデルを用いて解析結果を比較する．以下では主に model1 の解析について述べ，model2 の解析結果は，径間による冗長性の違いを比較するために用いる．

(2) 損傷および荷重載荷

径間中央の外桁に疲労損傷が発生することを想定し，**図–2** に示すように，支間長が最も長い径間中央の外桁下フランジおよびウェブの要素を除去することで損傷をモデル化した．損傷部に最も大きな曲げ応力が生じるように，**図–2** に示す位置に B 活荷重 (p_1 荷重 $=10\,\mathrm{kN/m^2}$, p_2 荷重 $=3.5\,\mathrm{kN/m^2}$) を載荷した．非線形解析を行うに



図–3 各部材における荷重パラメータ - 相当塑性ひずみ関係



図–4 損傷部における荷重パラメータ - 相当塑性ひずみ関係

あたり，L 荷重 (L) を漸増させて解析を行う．このとき，L 荷重 (L) に対する倍率として荷重パラメータ f を定義し，解析モデルに作用させる荷重は，死荷重 (D) を加えた後，D+f·L とする．本研究では，鋼材は相当塑性ひずみが 2%，RC は相当塑性ひずみが 0.3% に達したときを部材の終局状態とする．

3. 解析結果

(1) 破壊メカニズム

図–3 に荷重パラメータ f と各部材において最大となる点の相当塑性ひずみの関係を示す．f = 5.6 のときに，損傷部の上に位置する壁高欄が終局に至り，f = 6.4 のときに，損傷部付近の下横構で損傷に伴う変形が生じ，終局に至った．その後，f = 7.5 において，損傷部付近が終局に至り，これをもって主桁が崩壊したとみなす．損傷時は床版・壁高欄や横構が荷重を受け持ち，損傷部が崩壊に至るより先にこれらの二次部材が終局に至ることがわかった．

破壊メカニズムをまとめると，損傷部上部の壁高欄，次いで損傷部付近の下横構が塑性変形し，最終的に損傷部の亀裂が進展し，主桁の崩壊に至ると考えられる．

(2) 径間数による冗長性の比較

表–1 に，model1 および model2 における健全時と損傷時の壁高欄，下横構および主桁の終局荷重パラメータを示す．model2 は model1 と同様の終局モードを示した．健全時と損傷時の終局荷重パラメータの差を Δf と定義すると，4 径間のモデルが Δf=4.0 程度であるのに対し，2 径間のモデルは Δf=5.0 程度であった．よって径間数が多い方が損傷時の冗長性が高いといえる．

表–1 各径間における健全時と損傷時の終局荷重パラメータ

スパン	状態	壁高欄	下横構	主桁
4 径間	健全時	9.6	10.6	12.0
	損傷時	5.6	6.4	7.5
2 径間	健全時	11.2	11.6	12.4
	損傷時	6.4	5.6	7.6

(3) 二次部材が冗長性に与える影響

図–4 に各モデルにおける荷重パラメータ f と損傷部における相当塑性ひずみの関係を示す．図中では，壁高欄と下横構・対傾構の両方があるモデルを二次部材あり，これらすべてを削除したモデルを二次部材なしとしている．二次部材ありのモデルが f = 7.5 で終局に至るのに対し，対傾構なしのモデルでは f = 7.2，下横構なしのモデルでは f = 6.6，高欄なしのモデルでは f = 5.9，二次部材なしのモデルでは f = 5.0 でそれぞれ終局に至った．本解析モデルでは，対傾構が損傷部から離れており，壁高欄および下横構と比べて対傾構が受ける損傷によって生じる変形の影響が少ない．このため，対傾構なしのモデルでは終局荷重パラメータに大きな変化がなかったと考えられる．この結果より，下横構が 0.9，壁高欄が 1.6，さらに壁高欄と横構・対傾構を合わせると，2.0 程度以上の終局荷重パラメータを増加させる効果を有していることがわかった．よって，これらの二次部材は橋梁の冗長性に寄与する効果を有するといえる．

参考文献

1) American Association of State Highway and Transportation Officials: *AASHTO Guide Specification for Fracture Critical Non-Redundant Steel Bridge Members*, 1978.
2) 国土交通省: 道路統計年報 2014，`http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/2014/pdf/k_genkyou41.pdf`.
3) 国土交通省東北地方整備局道路工事課：工事課橋梁工事，`http://www.thr.mlit.go.jp/road/kouji/kouji-index.html`.
4) 中島章典，溝江慶久：活荷重レベルにおける連続非合成桁の挙動に関する一考察，土木学会論文集，No.626/I-48, 163-172, 1999.
5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通偏 II 鋼橋偏，2012.

(2015 年 2 月 10 日 提出)