

既設非合成連続桁橋の 活荷重応答の実態とその評価

三木千壽¹・山田真幸²・長江 進³・西 浩嗣⁴

¹フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²学生会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

³正会員 日本道路公団 東京第二管理局 (〒339-0056 埼玉県岩槻市加倉 260)

⁴正会員 日本道路公団 東京第一管理局 (〒216-0024 神奈川県川崎市宮前区南平台 1-1)

R C床版非合成桁橋梁では上フランジとR C床版との間にジベルは無く、設計上鋼桁と床版との合成作用は考えられていない。しかし実際には付着やスラブ止め等により床版が主桁の一部として挙動し、格子桁計算による主桁の活荷重応力は実際に発生する応力を大きく下回る。そのため実応力比 α の評価は鋼桁の疲労照査において重要な項目となる。本研究ではTL-20で設計された既設非合成桁橋梁に載荷試験を行い、その結果を設計に基づいた計算および詳細なFEM解析より検討し、実測応力と計算応力で差異が生じる要因を検討した。またFEM解析では種々の仮定を検討し、疲労照査、補強の検討等で用いることが可能なFEMモデルを提案した。

Key Words : stress reduction factor, slab-on girder bridge, non-composite girder, field test, proof loading, shear connector, composite action

1. はじめに

R C床版非合成鋼桁橋は道路橋で最も一般的な橋梁形式である。非合成桁橋では地震時、車両の衝突時等に床版がずれ落ちるの防止することを目的としたスラブアンカーが上フランジに取付けられているのみであり、設計上、フランジとR C床版間で橋軸方向の力の伝達は考えられていない。しかしながら、多くの載荷試験における主桁の応力分布や、床版と上フランジとのずれの観察等より、実際には床版と鋼桁とのずれは生じず使用状態では合成桁の挙動を示すことが報告されている^{1)~6)}。また、その結果として主桁に生じる活荷重応力は設計計算で用いられる非合成格子桁近似による計算の約6~7割程度しか生じていないことが示されている^{2), 7)}。

設計計算による活荷重応力を疲労照査に用いると過大な断面となることから、筆者らは実際に生じる応力と計算応力との比を実応力比 α と名づけて、疲労設計に用いることを提案し⁷⁾、鉄道構造物等設計標準⁸⁾およびJSSC鋼構造物の疲労設計指針⁹⁾等に構造解析係数 γ_s として取入れられている。現在道路橋

の設計に疲労照査を導入するための準備が道路協会が進められており、そこでも実応力比の評価は重要な項目となっているが、計算応力と実測応力の差の定量的な議論は不十分である。

我が国には1994年現在約13万という膨大な数の道路橋のストックがあり、特に東名高速や首都高速などの橋梁においては、これらが経済社会活動を支えている¹⁰⁾。このような既設桁橋に対して1993年に改定された設計自動車荷重への対応や疲労照査が重要となっているが、この“非合成桁橋梁の合成効果”を有効に活用できれば、既設非合成桁橋梁はそのままの構造、あるいはミニマムな構造補強で十分に対応できる可能性がある。すなわち、現状のまま、どの程度の活荷重レベルまでこのような合成効果を期待できるかがポイントであり、既設橋梁の膨大な数を考えればその把握の重要性および経済的効果は計り知れない。

これらのことから本研究では既設非合成桁橋梁に実際に生じる応力の正確な把握、および非合成桁の合成挙動の限界を調べる目的で供用中の道路橋非合成桁橋梁に設計荷重レベルに相当する大きな荷重に

箒川橋	
橋種	4径間連続非合成桁橋
主桁	4主桁 高さ2200mm
支間長	4 @ 47.65 = 190.60 m
幅員	10.00 m
設計荷重	TL-20
舗装	アスファルト舗装 t = 75 mm
床版	コンクリート床版 t = 220 mm
縦断勾配 2.95% 横断勾配 2.0%	

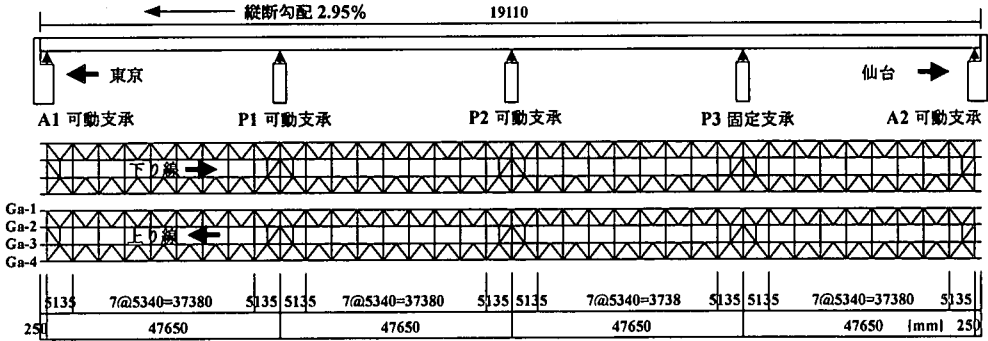
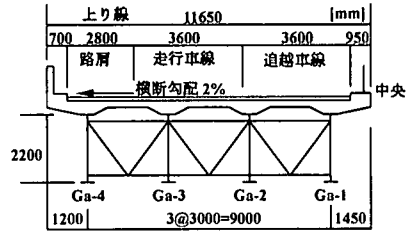


図-1 箒川橋の諸元

坂部高架橋P5-P8間	
橋種	3径間連続非合成桁橋
主桁	4主桁高さ1400mm 3補剛縦桁高さ800mm
支間長	3 @ 25.18 = 75.54 m
幅員	10.95 m
設計荷重	TL-20
舗装	アスファルト舗装 t = 75 mm
床版	コンクリート床版 t = 170 mm
横断勾配 4.0% R=1200m	

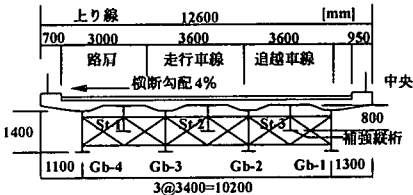
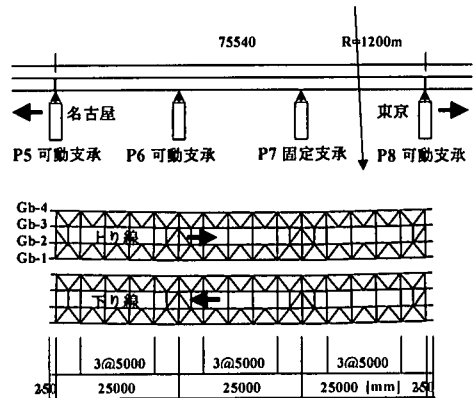


図-2 坂部高架橋のP5-P8間の諸元

よる載荷試験を行い、実橋梁の活荷重応答を設計に基づく計算と2次部材まで含めた詳細なFEM解析によりモデル化の仮定が解に与える影響を比較する。そしてこれらより実測応力と計算応力で差異が生じる要因を検討し、実応力比の評価を行う。

2. 実橋載荷試験

(1) 対象とした既設非合成桁橋梁

対象とした橋梁は、東北自動車道箒川橋上り線および東名高速道路坂部高架橋上り線であり、ともにTL-20荷重により設計された非合成桁橋梁である。側面図および平面図、断面図、諸元を図-1、および

図-2に示す。

a) 箒川橋

箒川橋は高速道路橋としては一般的な2車線、RC床版非合成4径間連続4主桁橋である。P3が固定支承であり、その他はラック・ピニオン式の可動支承である。主桁は中央側よりGa-1、Ga-2、Ga-3、Ga-4とする。

この橋梁は1973年に竣工し、主桁高さは2200mm、16φ×600mm丸鋼のスラブアンカーが1000mm間隔に取付けられている。RC床版厚さは220mmでありアスファルト舗装厚さは75mmである。この橋梁は矢板IC、西那須野塩原IC間に位置し、1997年10月のこの区間の日平均交通量は41,471台、大型車、特大車

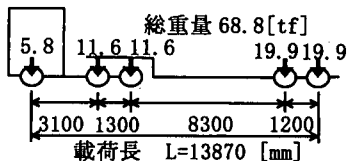


図-3 筈川橋試験車両軸重

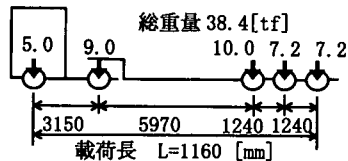


図-4 坂部高架橋試験車両軸重

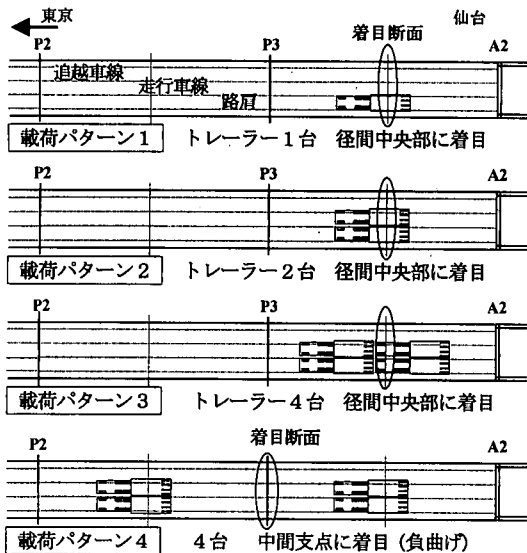


図-5 筈川橋荷重試験車配置



図-6 坂部高架橋荷重試験車両配置

の構成比は18.1%であった¹¹⁾。現在上フランジと対傾構を取付けた垂直スティフナーとの溶接部に軽微な疲労亀裂が発見されているが、全体としては健全に機能している。可動支承は一般車両の通行にともない正常に機能していることが目視で確認できた。また、RC床版は健全と判定されており、ひび割れ、錆び汁の発生等の損傷は生じていない。この橋梁は縦桁増設による床版補強等が全く行われておらず、設計の原形のまま使用されていることが本研究での選定理由の一つである。

b) 坂部高架橋

坂部高架橋は2車線の3径間連続橋9連と4径間連続橋および2径間連続橋で構成された33径間のRC床版非合成橋梁群である。本研究では上り車線のP5～P8径間部の3径間連続橋に着目した。1968年に竣工しているが、1980年に改良工事が行われており、各主桁の間に床版に対する補強対策として補強縦桁が取付けられている。4主桁橋であり、桁は補強縦桁も含めて中央側よりGb-1, St1, Gb-2, St2, Gb-3, St3, Gb-4とする。主桁高さは1400mm、筈川橋と同様に16φ×600mm丸鋼のスラブアンカーが800mm間隔に取付けられている。RC床版厚さは170mm、アスファルト舗装厚さは75mmである。本橋梁は相良牧之原IC、吉田IC間に位置し、1997年10月の日平均交通

量は59,013台、大型車、特大車の構成比は28.3%であった¹¹⁾。本橋梁ではRC床版の疲労損傷、対傾構取り付け部の疲労亀裂等が確認されている。また、自動車荷重の荷重にともなう橋脚自身の橋軸方向への移動が観察されており、支承の機能が低下している。本研究で対象としたP5～P8径間部は上面増厚をしていないが、測定区間以外の4パネルに対して鋼板接着補修が行われている。

(2) 実橋荷重試験

実応力比に代表される活荷重応答は荷重パターンや荷重荷重に依存する可能性がある²⁾。また、実応力比を既設桁の疲労照査や健全性評価に取入れるには、今後想定される最も厳しい荷重状態までの挙動を把握する必要がある。海外では設計荷重レベルの荷重を実際に行なうProof Loading試験を多く実施しているが^{12)~17)}、我が国の実測応力に間する既往の研究の多くは総重量20tf程度の車両を用いている^{2), 3), 18)}。そこで本研究においては実際に設計活荷重レベルまでの荷重を行い、活荷重応答を検討することを主目



図-7 箒川橋の実橋載荷試験の様子

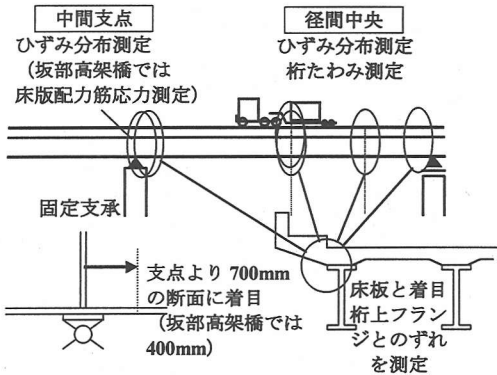


図-8 実橋載荷試験測定項目

的としている。

本研究ではTL-20¹⁹⁾に規定された主桁を設計する場合の活荷重パターンをL20, 新しくB活荷重²⁰⁾として規定された主桁を設計する場合の活荷重をL25と称する。実橋に対し、供用下で分布荷重であるL荷重を実際に載荷することは、荷重の大きさ、載荷方法などの面から困難であるため、L25荷重相当あるいはそれに近い曲げモーメントが着目断面に発生するように、重量を調整した複数のトラックを用いて輪荷重載荷を行い挙動を観察することとした。

図-3, 4にトラックの軸重を、図-5, 6に載荷パターンを示す。箒川橋では総重量約69tf, 坂部高架橋では約38tfの5軸のセミトレーラー型を用いた。両橋とも図-2に示したように両橋梁とも路肩が広く、走行車線を挟んで追い越し車線と路肩がほぼ対称に位置している。走行車線と追越車線の両方を規制しての載荷は困難なことから載荷を走行車線および路肩で行う事とし、追越車線への載荷の代りとした。そして最も大きな応力が生じる路肩側外桁Ga-4およびGb-4の固定支承付近の断面とその側径間中央断面を着目断面とした。載荷パターン1~3およびパターン5~7は径間中央部の正曲げを、パターン4およびパターン8, 9は中間支点的負曲げを検査することを目的としている。これらの載荷パターンは3章以降に示

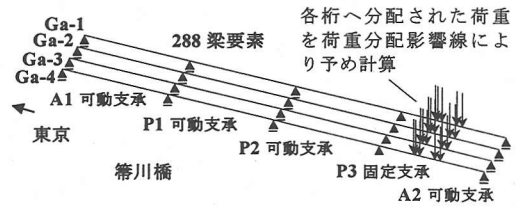


図-9 設計計算を再現する格子桁モデル

表-1 格子桁計算による箒川橋の死荷重たわみおよび曲げモーメント

	径間A2-P3中央 たわみ [mm]	径間A2-P3中央 曲げモーメント [tonf-m]	中間支点P3 曲げモーメント [tonf-m]
後死荷重	-29.0	155.4	-259.1
前死荷重	-67.3	360.5	-599.6
死荷重合計	-96.3	515.9	-858.6

す解析による事前検討に基づいて応力、挙動を予測した上で決定された。

1997年12月、箒川橋および坂部高架橋各々で走行車線と路肩の一時的な一般車両の通行規制の下、実橋載荷試験を行った。箒川の載荷試験の様子を図-7に示す。測定では人員を配置し、異常音、過大なたわみ、変形等異常な状態の兆候の発見に細心の注意を払い、予備解析の結果との対比および各測定値より安全を確認しながらトラック1台の載荷から始めた。

本研究で検討した測定項目、および位置を図-8に示す。径間中央部の桁のたわみは変位計により、下フランジで計測を行った。着目桁のフランジひずみおよびウェブのひずみ分布の計測は、径間中央部と中間支点付近で行った。中間支点付近のひずみ分布の測定は支承、対傾構、横構等の影響を防ぐために箒川橋では支承断面から700mm, 坂部高架橋では400mm離れた断面で行った。ひずみゲージはグラインダーで塗料を剥がし表面を整えた後に貼付した。坂部高架橋では床版の主桁との合成作用の検討のため、径間中央と中間支点上の主桁直上の床版はつり、配力筋にひずみゲージを貼付した。

両橋梁で異常な状態を生じず全ての載荷パターンで測定を行うことができた。除荷後は全ての変位、応力は0に戻り残留変形は生じなかった。また床版と上フランジとの合成作用の発生を直接的に観察するため、箒川橋ではGa-4の支点A2付近、径間中央およびその中間の3点で最大測定範囲25mmの変位計により床版と上フランジとのずれの測定を行った。坂部高架橋でも支点P7付近のGb-4, とST3, および支点P8付近のGb-4で同様に床版と上フランジとのずれの測定を行ったが、いずれの載荷においてもず

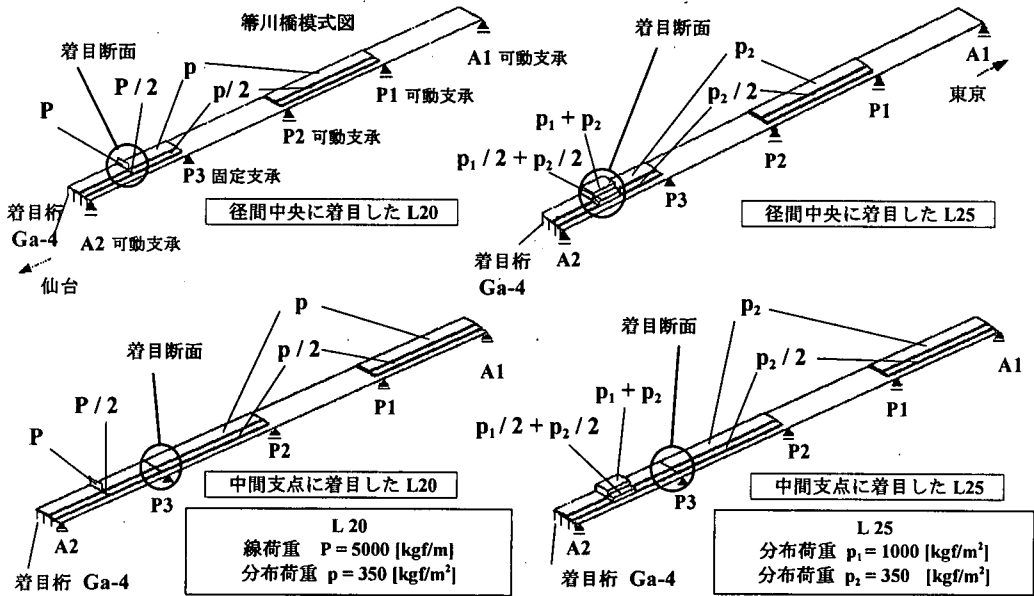


図-10 箒川橋における各着目断面と L20, L25 載荷パターン

表-2 たわみと曲げモーメントの格子桁計算による解析値

箒川橋	径間 A3-P2 中央	径間 A3-P2 中央	中間支点 P3	着目断面曲げモーメントの L20に対する割合[%]
	たわみ [mm]	曲げモーメント [tonf-m]	曲げモーメント [tonf-m]	
L20	-64.5	322.9	-318.8	100
L25	-85.1	424.7	-380.7	132* 119**
載荷パターン1	-50.1	250.5		78
載荷パターン2	-70.8	354.4		83
載荷パターン3	-119.9	576.6		179
載荷パターン4	-39.7		-423.9	133
坂部高架橋	径間 P7-P8 中央	径間 P7-P8 中央	中間支点 P7	着目断面曲げモーメントの L20に対する割合[%]
	たわみ [mm]	曲げモーメント [tonf-m]	曲げモーメント [tonf-m]	
L20	15.0	59.0	-50.5	100
L25	16.9	62.0	-56.9	105* 113**
載荷パターン5	9.2	38.9		66
載荷パターン6	27.7	116.8		188
載荷パターン7	25.9	107.1		181
載荷パターン8	10.9		-47.4	94
載荷パターン9	16.3		-71.3	141

*径間中央の値 **中間支点での値

これは全く認められなかった。

3. 設計に用いられる計算法による検討

(1) 設計計算を再現した格子桁解析

対象橋梁は両橋梁とも非合成桁橋として設計が行われており、主桁断面に床版は算入されていない。主桁の設計計算において各桁への上乗荷重の分配計算は一定厚さの直交異方性板理論を基本とした Guyon-Massonnet による解法に Sattler の連続桁としての修正を加えて行っている^{21), 22)}。対象橋梁のモデル化の仮定、解析ソフト等を設計計算書と全く等しくすることは困難であるために、本研究ではこの方法に基づいた方法により各種の載荷状態における曲

げモーメント、たわみおよび応力を求めた。

設計では死荷重により主桁に生じる曲げモーメントを床版が硬化する前と後について区別しており、ここでは前者を前死荷重、後者を後死荷重と呼ぶこととする。

前死荷重のうち床版重量の分配は対象橋梁のプロポーシオンから各桁で等しいとみなし、床版重量を4等分した。RC床版硬化後に施工される地覆、舗装、壁高欄等による後死荷重および活荷重は上述の方法で求めた荷重分配係数により断面の荷重分配影響線を求め、RC床版、対傾構等によって各桁へ分配される荷重強度を計算した。これらの各主桁に分配された荷重によるたわみおよび曲げモーメントは梁要素で簡単な FEM モデルを構築し、汎用プログラム、

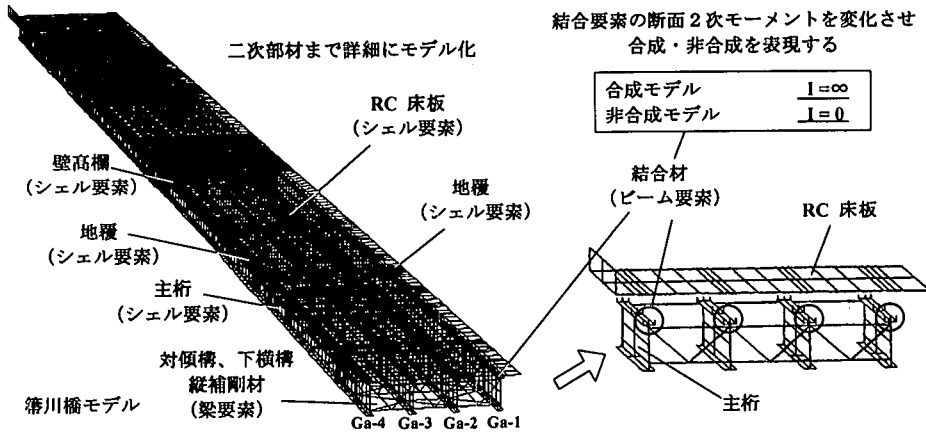


図-11 合成・非合成FEMモデル概要

COSMOS/M, Ver1. 71²³⁾により求めた。図-9に用いた箒川橋の解析モデルを示す。要素数は288であり主桁の実断面の剛度を用いて解析を行った。このモデルを格子桁モデルと称する。

本研究では対象橋梁が設計計算書で鋼とコンクリートとの弾性係数比 n を10としていることから、比較のため全ての計算で弾性係数比 $n=10$ とした。

表-1に箒川橋における解析結果を示す。前死荷重、後死荷重より発生する径間A2-P3の中央死荷重たわみは、合計で96.3mmであった。この値は設計計算書の径間中央部のキャンパー95mmにほぼ等しい値となっており、本計算法で設計計算を再現しているといえる。坂部高架橋においても箒川橋と同様に荷重分配係数を求め、240の梁要素によるFEMモデルを用いて設計計算を再現するモデルを構築した。

(2) 載荷試験荷重の格子桁モデルによる解析

従来の既設橋梁の補修、補強の検討はこの非合成桁としての計算で行われることが多いことから、両対象橋梁においてL25荷重および実橋載荷試験の載荷パターンが設計的に見てL20に対しどの程度であるかを示す。箒川橋において着目点で発生する正負の活荷重曲げモーメントが最大となるL20、およびL25載荷のパターンを図-10に示す。

表-2に箒川橋Ga-4、坂部高架橋Gb-4に着目した設計自動車荷重と載荷試験の荷重パターンによる格子桁計算の結果を示す。径間中央断面での活荷重たわみでは、載荷パターン3で119.9mmとなっており、この値は箒川橋の活荷重許容たわみ95mmをも大きく上回る。L20で生じる活荷重曲げモーメントを100%としてL25および各載荷における着目断面の曲げモーメントを比較したものを表-2に同時に示したが、L25載荷で発生する曲げモーメントはL20の約1～3割

増となり、このような解析のみにより補強の要不要を判断すれば両橋梁においてL25に対しては相当レベルの補強が必要となる。

実橋載荷のパターン3、4および6、7、9ではL25載荷より大きいモーメントが着目点に発生すると計算され、本研究の載荷試験は両橋ともにL25載荷を保証するProof Loadingの条件を満たしているといえる。

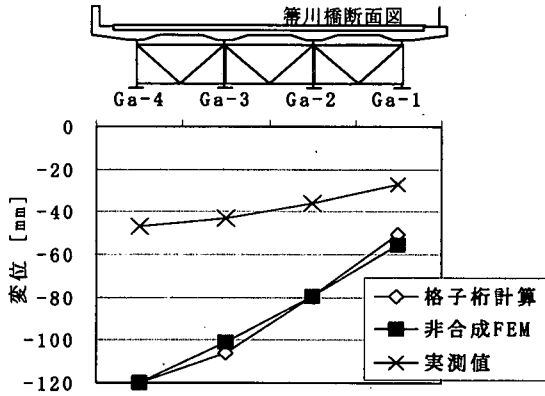
4. FEMシェル解析による検討

(1) 解析モデル

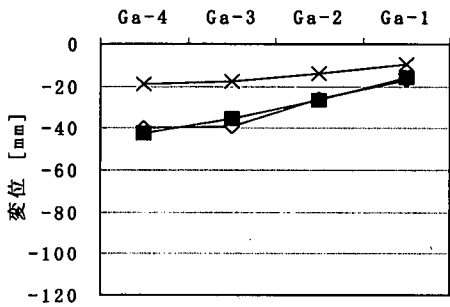
以下では対象橋梁を床版、主桁とも詳細にシェル要素でFEMモデル化し、格子桁モデルでは考慮できない種々のパラメータを変化させることにより、既設非合成橋梁の挙動を検討する。ここでは汎用FEM解析プログラムMARC, K6. 2²²⁾を用いて床版と主桁上フランジとの合成作用の有無を表すことができるモデルを構築した。RC床版と主桁間の合成作用の解析的表現は様々なものがあるが^{23)～25)}、本研究では図-11に示すようにRC床版と上フランジを表現するシェル要素間をビーム要素で接合し、この結合要素の断面2次モーメントを0から無限大に変化させることにより表現する。事前解析によりこの表現の妥当性を検討し、結合要素の断面2次モーメント等を決定した。

FEMモデルの要素数は箒川橋で14,027、坂部高架橋で8,209である。各主桁はフランジ幅、厚さ、断面変化を実物に則して詳細に再現している。また対傾構、下横構、支点部垂直補剛材等の主な2次部材もモデル化を行った。これらに加えて全体の挙動に影響を及ぼすと考えられる地覆および壁高欄もFEMモデルに取込んだ。

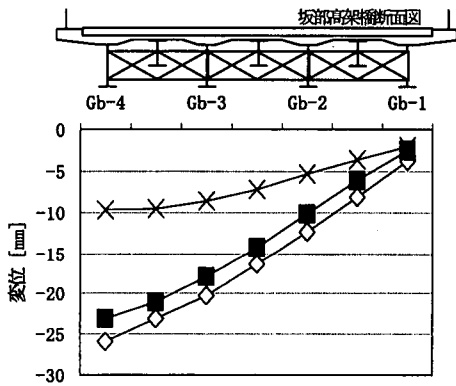
2次部材のモデル化では対傾構等の偏心の表現が



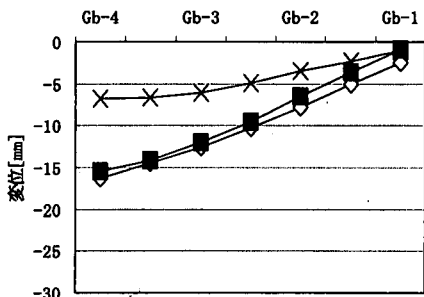
(a) 载荷パターン3 篠川橋トック4台



(b) 载荷パターン4 篠川橋トック4台(負曲げ着目)

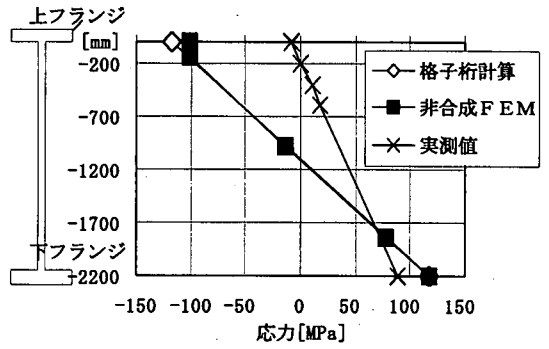


(c) 载荷パターン7 坂部橋トック4台

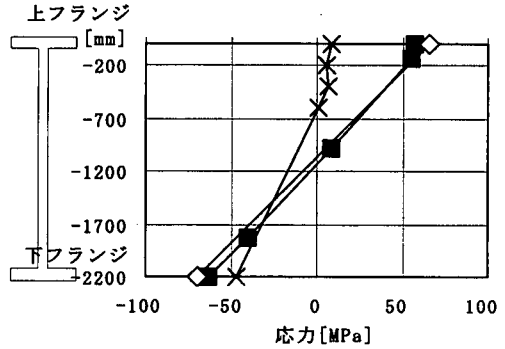


(d) 载荷パターン9 坂部橋トック4台(負曲げ着目)

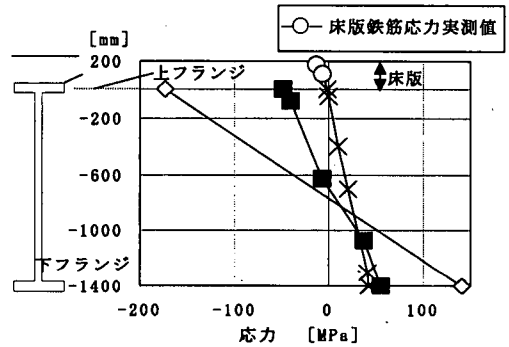
図-12 径間中央活荷重たわみと解析値



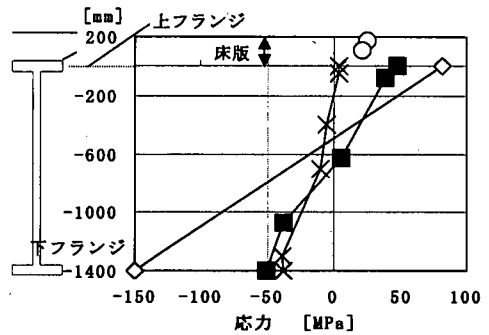
(a) 载荷パターン3 篠川橋径間P3-A2中央



(b) 载荷パターン4 篠川橋支点P3付近



(c) 载荷パターン7 坂部高架橋径間P7-P8中央



(d) 载荷パターン9 坂部高架橋支点P7付近

図-13 主桁着目断面活荷重応力分布

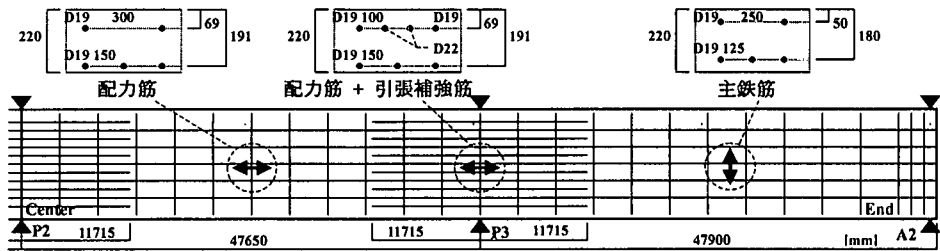


図-14 箒川橋床版配筋図

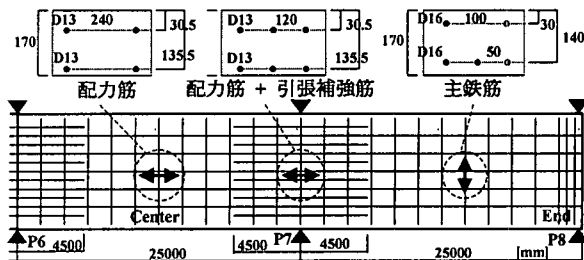


図-15 坂部高架橋床版配筋図

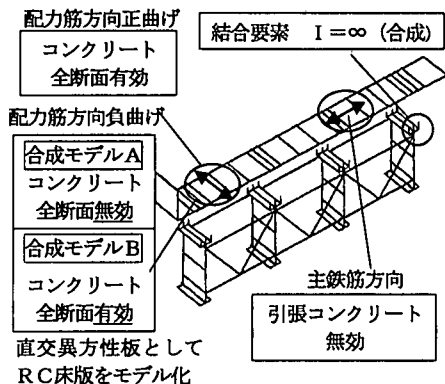


図-16 床版を直交異方性板とした合成 FEM モデル A, B

重要とされている²⁶⁾が、ここでは道路橋示方書²⁰⁾に基づいて有効断面を減ずる補正を行った。支承については本研究では支承ローラーの動きおよびヒンジの回転に対して抵抗を付加するなどの設定は行っていない。

(2) RC床版を非合成と仮定したFEMモデルによる解析

ここでは設計計算の仮定を検討する目的で、対象橋梁を非合成桁としてFEMモデル化を行った。このモデルを非合成FEMモデルと称する。床版は荷重の横分配が設計計算と等しくなるよう引張コンクリートを無視した主鉄筋方向（橋軸直角方向）の床版断面の剛性EIを求め、これと等しい剛性EIを持つシェル要素としてモデル化した。アスファルト舗装は床版の剛性に対して影響は少ないとの結果から²⁷⁾ここでは考慮していない。RC床版厚は220mmであり、100mmのハンチがあることから、結合要素の長さは床版厚さの半分にハンチ分を加えた210mmとした。結合材の長さは合成モデルの解析で影響があると考えられるため、長さを床版上面から上フランジ面までの距離の半分の160mmとして解析を行ったがその差はわずかであった。また、荷重分配に対する横断面勾配の影響を考慮して解析を行ったが、その差は無視できる程度であったため無視した。

図-12(a)～(d)に径間中央たわみ、図-13(a)～(d)に着目断面の主桁ウェブ応力の実測値および解析結果を、両橋について正曲げ、負曲げが最大となる荷重パターン3, 4, 7, 9で示す。

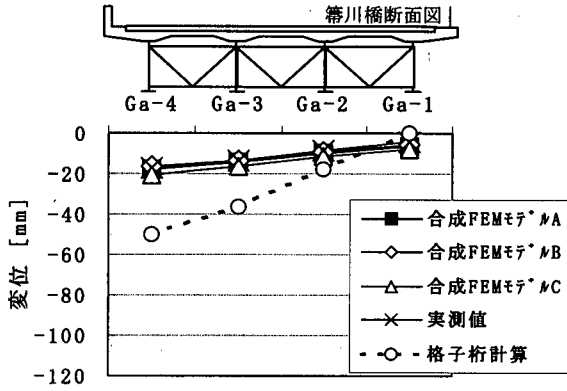
図-12のたわみの実測値は両橋で格子桁モデルによる値および非合成FEMモデルから求められる解析値の半分以下であった。

図-13の各荷重パターンにおける着目断面の主桁ウェブの活荷重応力分布は格子桁計算、非合成FEMモデルによる分布と非常に異なる。径間中央、中間支点部ともに実橋の主桁中立軸は非合成FEMモデルから求められた値よりはるかに上方に位置しており、合作用が生じていることがわかる。下フランジで比較すると径間中央、支点付近とも発生する応力の実測値は従来から言われるよう格子桁計算値の7割程度であった。

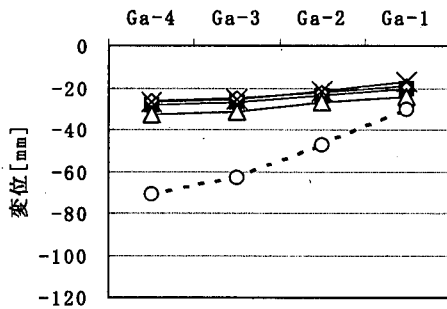
格子桁計算と非合成FEMモデルの比較では箒川橋では非合成FEMモデルによるたわみ、応力の解析値は格子桁計算とほぼ一致しており、設計計算の仮定を解析上でよく表せているといえる。坂部高架橋では格子桁計算で補剛縦桁が考慮できていないため非合成FEMモデルの方が剛であるが、橋軸直角方向のたわみの分布は格子桁計算とほぼ等しいとみなせる。

(3) 床版剛性の検討

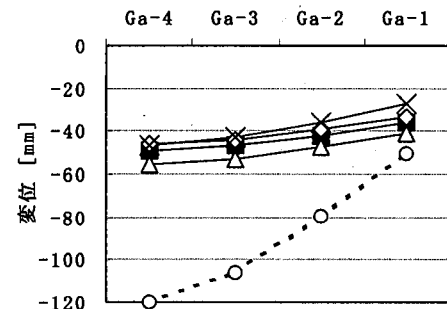
実橋荷重試験では両橋ともいずれの荷重パターンにおいても床版と主桁、補剛桁とのずれは測定されなかった。また、坂部高架橋において床版配力筋が



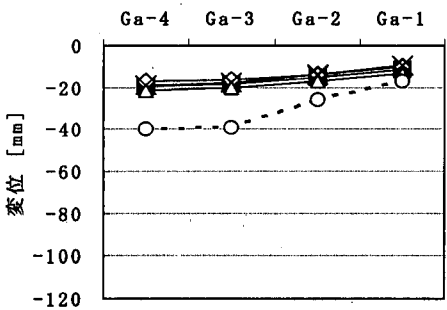
(a) 载荷パターン1 篠川橋トック1台



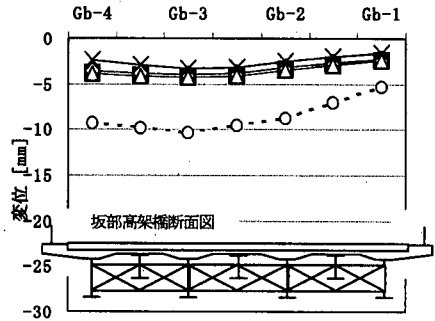
(b) 载荷パターン2 篠川橋トック2台



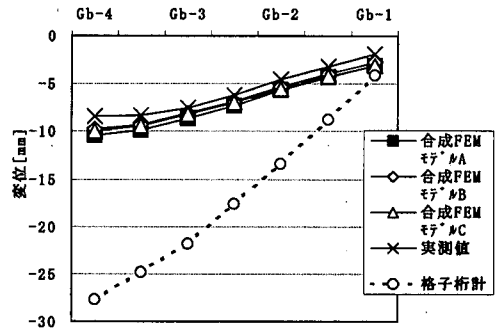
(c) 载荷パターン3 篠川橋トック4台



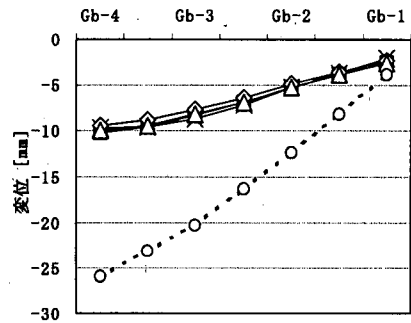
(d) 载荷パターン4 篠川橋トック4台
(中間支点負曲げ着目)



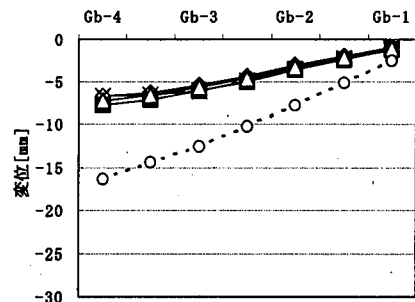
(e) 载荷パターン5 坂部橋トック1台



(f) 载荷パターン6 坂部橋トック2台



(g) 载荷パターン7 坂部橋トック4台



(h) 载荷パターン9 坂部橋トック4台(負曲げ着目)

図-17 径間中央活荷重たわみと解析値 その2

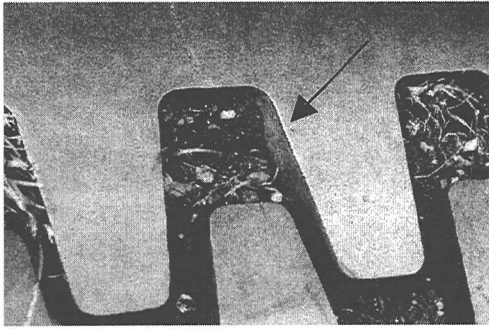
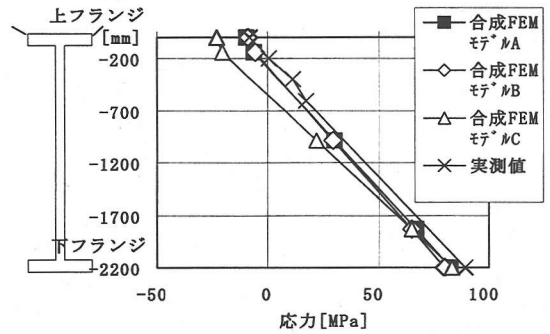


図-18 坂部高架橋 P8 エクステンションジョイント

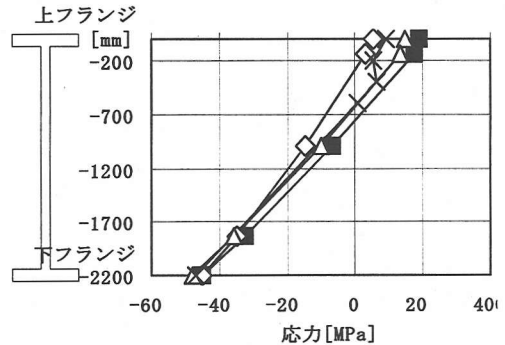
ら実測された床版の応力を図-13(c), (d)に同時に示したが、ここでは径間中央ではRC床版全断面に圧縮応力が生じており、また中間支点上では全断面に引張応力が生じている。対象橋梁ではこのような設計荷重に相当する荷重に対しても床版が主桁断面の一部として挙動しており、床版と桁との合成作用が生じていることは明らかである。そこでFEMモデルの結合要素の剛性を無限大として完全合成桁として解析を行い、実測値と比較し合成効果の有無による挙動の違いを検討した。

本研究では合成桁と仮定したFEMモデルにおいてRC床版を2方向の直交異方性板として扱うことを試みた。RC床版の主桁上フランジの一部としての挙動を考えるにあたり、配筋の違い、ひび割れ進展の違い等による床版自体の変形特性の異方性を考慮する²⁸⁾ことはもちろんのこと、橋梁全体の挙動の結果生じる変形特性の異方性も同時に考える必要がある。すなわち、合成挙動をしている配筋方向(橋軸方向)のRC床版断面では、正曲げ区間ではRC床版全断面に圧縮応力が、負曲げ区間では全断面に引張応力が生じており、設計計算による引張を受けるコンクリートを無視した断面計算と異なる扱いが必要となる。

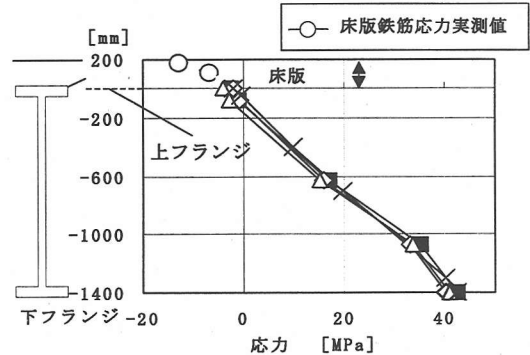
図-14, 15に両橋梁のRC床版配筋を示す。主鉄筋方向では格子桁計算と非合成FEMモデルの荷重分配がよく一致したことから、以下の全てのFEMモデルで設計計算の仮定と等しく、引張を受けるコンクリート断面を無効として剛性を求めた。配筋方向は道路橋示方書²⁰⁾により主桁断面の一部として合成効果を見込める床版の有効幅を計算したところ、各主桁間全断面が有効となる結果を得たことから正曲げ区間では全横断面でコンクリートを有効として剛性を計算した。負曲げ区間では全横断面で引張りとなるためコンクリートを断面計算に取り入れるか否かが問題となる。中間支点付近のRC床版に顕著なひび割れ等の損傷が観察されなかったことから、本



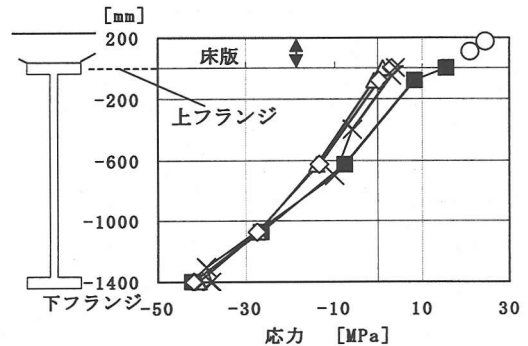
(a) 载荷パターン3 筈川橋径間 P3-A2 中央



(b) 载荷パターン4 筈川橋径間 P3-A2 中央



(c) 载荷パターン7 坂部高架橋 P7-P8 中央



(d) 载荷パターン7 坂部高架橋 P7-P8 中央

図-19 主桁着目断面応力

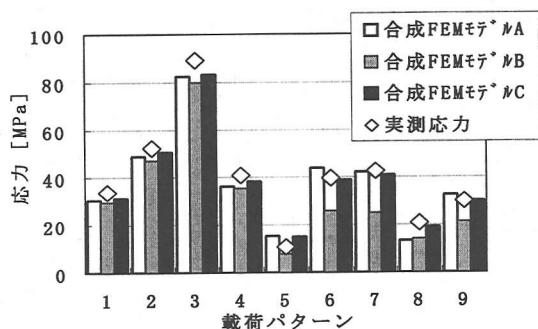


図-20 径間中央主桁下フランジ応力解析値

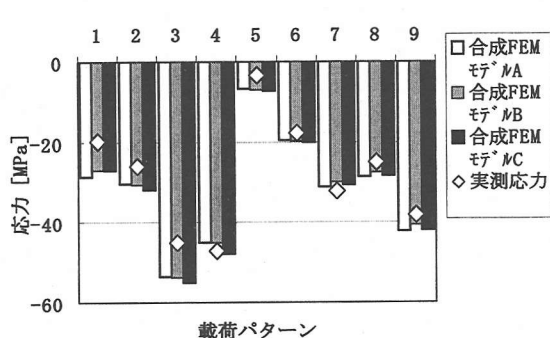


図-21 中間支点上主桁下フランジ応力解析値

研究では道路橋示方書に示されるコンクリートを無効とし配筋筋、引張補強筋のみを有効とする方法と、コンクリート全面を有効とする方法の双方で解析を行った。ここでは前者を合成FEMモデルA（引張コンクリート無効直交異方性床版）、後者を合成FEMモデルB（引張コンクリート有効直交異方性床版）と称する。図-16に床版を直交異方性板として扱ったモデルの概要を示す。なお、正曲げ負曲げ区間の境界は正確には荷重パターンにより異なるが、簡単のため本研究では配筋の境界に一致させた。

また比較のため、前述の非合成FEMモデルの接合要素を剛性無限大としたのみで、RC床版を等方性板とした解析も行った。このモデルを合成FEMモデルC（等方性床版）と称する。

(4) 解析結果と考察

a) 径間中央たわみ

解析から求めた活荷重たわみと実測値を図-17(a)~(h)に示す。床版の合成効果を考慮したことでたわみが大幅に減り、実測値に近づいた。合成FEMモデルCは床版の異方性を考慮していないため橋軸直角方向のたわみの分布は実橋とほぼ一致するものたわみは大きく、実橋の方が剛であるといえる。RC床版を直交異方性板としてモデル化した合成FEMモデルA、Bでは橋軸方向の剛性が合成FEMモデルCより増加しほぼ実測値と一致する。しかし合成FEMモデルAとBとでの中間支点上の引張コンクリートの有効、無効の違いによるたわみの差はほとんど生じず、またこの傾向は径間中央に着目した載荷パターン1~3、5~7、中間支点上負曲げに着目した載荷パターン4、8、9において同様である。

筈川橋のたわみでは径間中央に着目した一連の載荷パターンで実橋のほうが合成FEMモデルに比較してわずかに小さい傾向が見られるが、ほぼ一致している。また、荷重を段階的に増やしているパターン1~3においてこの傾向は一致している。

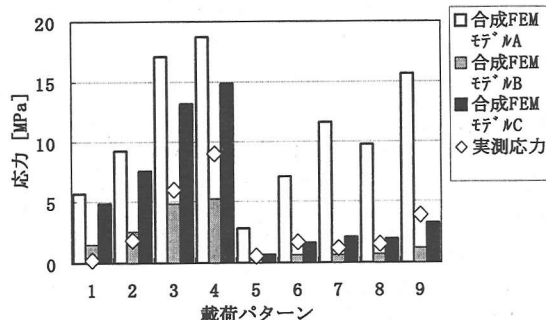


図-22 中間支点上主桁上フランジ応力解析値

表-3 死荷重応力を含めた載荷試験の評価

荷重	着目点	径間中央	中間支点上	中間支点上
		下フランジ応力	上フランジ応力	下フランジ応力
[MPa]				
筈川橋				
許容応力		210	210	-194
前死荷重		78.7	87.8	-81.8
後死荷重		24.8	6.2	-32.8
パターン1+死荷重		137.4		
パターン2+死荷重		155.7		
パターン3+死荷重		192.6		
パターン4+死荷重			103	-162
坂部高架橋				
許容応力		190	190	-157
前死荷重		30.9	53.1	-63.8
後死荷重		12.0	-0.6	-20.2
パターン5+死荷重		53.6		
パターン6+死荷重		82.8		
パターン7+死荷重		85.4		
パターン8+死荷重			54.4	-109.0
パターン9+死荷重			57.4	-121.9

*死荷重は合成FEMモデルによる解析値、活荷重は実測値

しかし坂部高架橋では載荷荷重が小さいパターン5、6では実橋は解析値より剛であるが、設計荷重に近いパターン7で両者はほぼ一致しており、荷重に対して非線形挙動が見られる。坂部高架橋では支承の機能に非線形性が生じており、エクステンションジョイントの間に載荷により図-18に示すように新たに隙間が生じ、除荷しても戻り切っていない。比較的小さい載荷では可動支承が機能せず、設計荷重に近い載荷になって支承が機能したのと思われる。

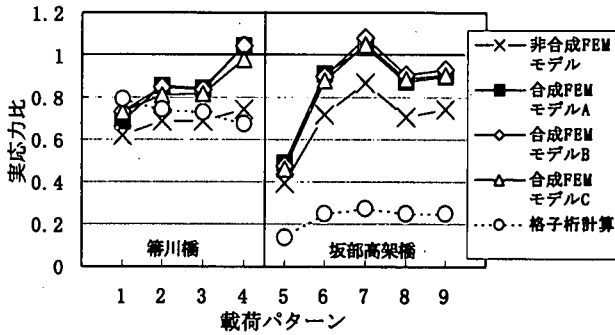


図-24 各計算方法による中間支点下フランジ実応力比

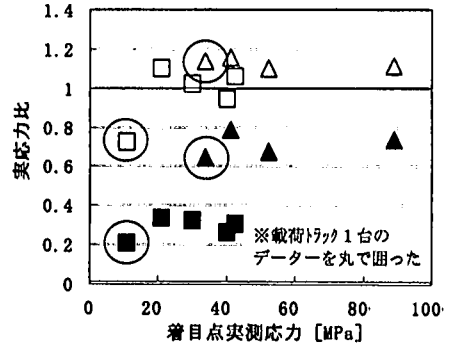


図-25 径間中央主桁下フランジ実応力比

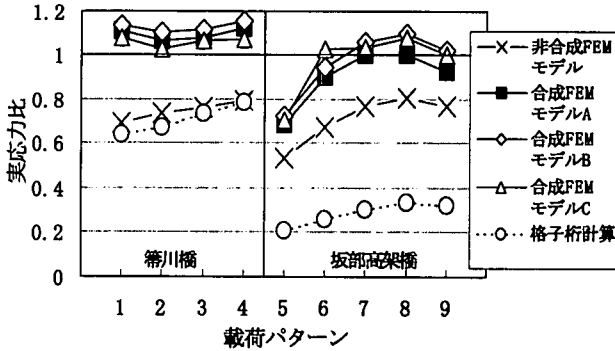


図-23 各計算方法による径間中央下フランジ実応力比

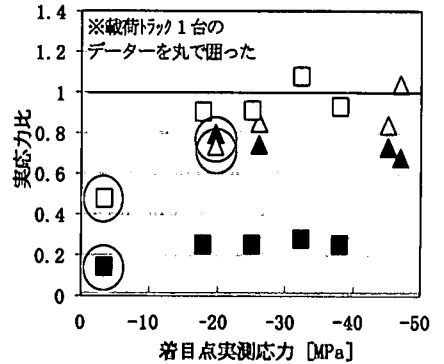


図-26 中間支点下フランジ実応力比

る。従来の実橋載荷試験では設計荷重レベルの載荷を行うことは稀であり、約20tfの示方荷重で行われている。これらは本研究の箒川橋で用いたトラック一台の3分の1、坂部高架橋では2分の1の重量に過ぎず、設計荷重レベルの挙動と線形性が保たれないケースが生じることが考えられる。このような載荷実験の結果では可動支承のヒステリシス等に注意する必要があると思われる。

b) 径間中央および中間支点の主桁応力

図-19に各载荷パターンにおける着目断面の主桁ウェブの応力分布を示した。床版の合成効果を考慮することにより中立軸が上昇し応力分布は実測値とほぼ一致するが、床版のモデル化の違いにより、径間中央、中間支点付近ともに上フランジでの値が若干異なっている。図-20, 21, 22に各载荷パターンでの径間中央および中間支点での応力の実測値と解析値を示す。図-20, 21に示す径間中央下フランジおよび中間支点下フランジの応力の解析値は3モデルとも実測値とほぼ一致する。しかし図-22に示す中間支点上フランジで実測された応力は小さく、RC床版がかなりの引張力を負担していると思われる。解析値と比較すると引張コンクリートを有効とした合成FEMモデルBの値が、両橋で実測される応力と近いといえる。

(5) 実橋載荷試験の評価

ここでは、本研究で取り扱った载荷パターンが設計的には無く、合成桁橋梁とみなした場合に、実際にどの程度の载荷であったかを、上述の合成FEMモデルBにより検証した。死荷重応力の解析では設計と同様に施工手順を考えた。前死荷重の解析では床版をモデル化せず、各主桁に均等に分配し、後死荷重の解析では壁高欄等の2次部材をモデル化していない。

求めた死荷重を実測値に加えた結果を表-3に示す。すべての载荷パターンで発生した応力は許容応力以下であり、本研究での載荷試験によりL25載荷を保証したといえる。また、このことにより本研究で示した合成桁とみなした実応力の解析モデルは設計荷重レベルの載荷まで有効であるといえる。

5. 各計算方法による実応力比 α の評価

図-23, 24に径間中央下フランジおよび中間支点下

フランジにおいて本研究で扱った計算方法で求めた着目断面の実応力比 α を示す。発生する応力が比較的小さい中間支点上フランジは疲労を評価する上では重要とならないので検討からはずす。ここで実応力比 α は

$$\alpha = \sigma_{\text{measured}} / \sigma_{\text{calc}} \quad (1)$$

α : 実応力比

σ_{calc} : 着目点で計算される応力

σ_{measured} : 着目点で発生する応力

とする。また、実応力比に対する荷重、载荷パターンの影響を見るために、格子桁計算および合成FEMモデルBによる径間中央下フランジと中間支下フランジの実応力比を実測応力で整理したものを図-25, 26に示す。

格子桁計算による実応力比では篠川橋の径間中央下フランジでの値に着目すると比較的一定しており、実際に測定される応力は従来から指摘されているように格子桁計算のおよそ6~8割程度であった。坂部高架橋では実際に発生する応力は格子桁計算より遥かに小さく、実応力比は0.3程度となっている。これは床版の補強縦桁が荷重を分担していることによると考える。

合成FEMモデルによる実応力比に着目すると求められた実応力比は1より若干大きい、スティーナーやガセット等のFEMモデル化していない2次部材の影響であると考え。実応力比は径間中央下フランジ、中間支下フランジの双方において3つのFEMモデル間で大きな差は見られない。中立軸より離れた位置で実応力比はRC床版のモデル化によって大きな差は生じず、疲労照査の上では大きな影響は無いといえる。

図-25, 26で载荷車両1台のパターン1, 5を丸で囲ったが、坂部高架橋では比較的低レベルの载荷で径間中央、中間支点ともに格子桁モデル、合成FEMモデルBで実応力比が小さめに求められていることがわかる。これは4章に述べた支承等のヒステリシスの影響と考えられる。载荷荷重レベルが高くなると荷重への依存は見られず、特にFEMによるものでは値がほぼ1前後となり実応力の正確な把握が期待できる。格子桁モデルによるものは値がばらついており判断が難しいが、明確な荷重への依存性は見られない。

6. 結論

本研究は既設非合成橋梁への载荷試験を行い、そ

の結果を設計に基づいた計算、詳細なFEMより検討し、実際の挙動および実応力比を評価した。また本研究で载荷した自動車荷重は格子桁計算で照査するとB活荷重よりも十分に大きいものである。

得られた成果を要約すると以下ようになる。

(1) 対象とした既設非合成橋梁は合成桁として挙動していることを実橋载荷試験およびFEM解析より確認した。

(2) この非合成桁の合成効果は示方書で規定されている自動車荷重の大きさのレベルまで同様に発揮される。また、両橋でFEM解析により求めた死荷重応力を実測応力に加え、いずれの载荷パターンでも許容応力以下であり、安全であることを確認した。

(3) この自動車荷重に対する応答はFEMシェル解析において対象橋梁を完全合成桁橋とみなし、RC床版を直交異方性版として扱うことにより挙動を表せた。

(4) FEM解析を実応力の算出に用いることにより精度の高い実応力の把握が可能であると考え。また、疲労照査に用いる場合、床版のモデル化の方法によってさほど大きな差は無い。

(5) 実応力比は载荷パターンによらずほぼ一定となるが比較的低レベルの载荷では支承の機能不全等の影響を受け易く、実応力比が小さくなる傾向がある。

謝辞：本研究は文部省科学研究費補助金（基盤研究

(A) (1) 代表：三木千壽)の補助を受けて実施されたことをここに記して謝意といたします。また、篠川橋の実橋測定を担当していただいた(株)フジエンジニアリングの関係者各位、坂部高架橋の実橋測定を担当していただいた(社)建設機械化研究所の関係者各位に深謝致します。

参考文献

- 1) 多田安夫, 中村正平, 篠原洋司: 活荷重合成ゲタ橋の大型模型実験, 土木研究所報告, No. 116, Vol. 4, 1962. 1.
- 2) 藤原 稔, 村越 潤, 鹿嶋久義: 鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1181-1188, 1991. 3.
- 3) 新延泰生, 矢島基臣, 菅原 莊: 実測たわみに基づく橋桁の剛性評価に関する研究, 土木学会論文集, No. 435/VI-15 pp. 35-41, 1991. 9.
- 4) 高橋昭一, 志村 勉, 橋 吉宏, 小西哲司: PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討, 橋梁と基礎, pp. 23-30, 1994. 2.
- 5) 三木千壽: 鋼橋の技術開発, 橋梁と基礎, 1997. 8.
- 6) 高幡智孝: 上面増厚工法により床版を補強した既存橋

- の補強効果, 長大技報, No. 6, pp. 20-33, 1997. 9.
- 7) Miki, C., Toyofuku, T., Yoshimura, Y. and Murakoshi, J.: *Stress Reduction Factor for Fatigue Assessment of Highway Bridges*, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., No. 386/1-8, pp. 341s-349s, 1987. 10.
- 8) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 9章疲労限界状態の照査, pp. 155-172, 1992. 10.
- 9) 社団法人日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 疲労設計指針 5. 2応力, pp. 13, 1993. 4.
- 10) 西川和廣: ライフサイクルコストを最小にするミニマムメンテナンス橋の提案, 橋梁と基礎, 97-8, pp. 64-72, 1997. 8.
- 11) 財団法人高速道路調査会: 高速道路統計月報, 高速道路と自動車, 第4 1巻, 第1号, pp. 68-76, 1998. 1.
- 12) Moss, M., Lebet, J.P. and Bez, R.: *Application of Field Testing to Bridge Evaluation*, J.Struct. Engrg., ASCE, Vol. 120, No. 6, pp. 1745-1762 1994. 6.
- 13) Azizinamini, A. and Choobineh, F.: *Rating Concrete Slab Bridges*, IABSE Report, Vol. 73 pp. 805-810, 1995.
- 14) Fu, G. and Tang, J.: *Risk-Based Proof-Load Requirements for Bridge Evaluation*, J.Struct. Engrg., ASCE, Vol. 121, No. 3, 1995. 3.
- 15) Nowak, A.S. and Saraf, V.K.: *Verification of Capacity by Proof Loading, Evaluation of Existing Steel and Composite Bridges*, IABSE Report, Vol. 76 pp. 121-127, 1997.
- 16) Bahkt, B. and Jaeeger, L.G.: *Bridge Testing-A Surprise Everytime*, J.Struct. Engrg., ASCE, Vol. 116, No. 5, pp. 1370-1383, 1990. 5.
- 17) Hassan, M., Burdet, O. and Favre, R.: *Interpretation of 200 Load Tests of Swiss Bridges*, IABSE Report, Vol. 67, pp. 319-326, 1993.
- 18) 竹之内博行, 谷倉 泉, 高倉 敏, 三木千壽: 実交通荷重による鋼桁橋の応力変形挙動, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 361-371, 1987. 3.
- 19) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 1980.
- 20) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 1996.
- 21) 高島春生: 道路橋の横分配実用計算法-前編-, 現代社, 1965
- 22) 渡辺 昇: 格子げたの理論と計算, 技報堂, 1965.
- 23) 榊横河技術情報: COSMOS/M マニュアル Ver. 1. 71, 1994
- 24) MARC Analysis Research Corporation: *Rev. 6. 0 VOLUME A~E*, 1994.
- 25) Newmark, N.M., Siess, C.P. and Viest, I.M.: *Test and analysis of composite beams with incomplete interaction*, Proceedings of Society for Experimental Stress Analysis, Vol. 9, No. 1, pp. 75-92, 1951.
- 26) 黒田充紀, 永井真嗣, 藤野陽三, 柄川伸一, 川井 豊: 並列 I 桁橋の有限要素モデル化に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 1073-1080, 1996. 3.
- 27) 日本道路公団東京第一管理局, 建設機械化研究所: 平成 9 年度東京第一管内鋼橋の補修・補強に関する検討報告書, 1998. 3.
- 28) 前田幸雄, 松井繁之: 道路橋 RC 床版の設計曲げモーメント式に関する一考察, 土木学会論文報告集, No. 252, pp. 11-22, 1976. 8.

(1999. 6. 15 受付)

THE LIVE LOAD RESPONSE OF CONTINUOUS NON-COMPOSITE PLATE GIRDER BRIDGES

Chitoshi MIKI, Masaki YAMADA, Susumu NAGAE and Koji NISHI

The non-composite plate girder bridge has no shear connectors between the slab and upper flange. But practically, it behaves as the composite plate girder bridge because of adhesion between slab and upper flange and so on. And, measured stress values are much different from calculated values from conventional code.

For that reason, it is very important to evaluate the stress reduction factor ' α ' in view of fatigue assessment. In this study, we carried out proof loading tests on two highway bridges and evaluate the live load response by FEM analysis and the conventional code. And we propose an FEM model that can be used in fatigue assessment and reinforcement work.