

コンパクト断面を導入した鋼連続合成 2 主 I 桁橋の設計と整合照査について

DESIGN AND VERIFICATION OF CONTINUOUS STEEL-CONCRETE COMPOSITE GIRDERS WITH COMPACT SECTION

高久英彰*，藤野和雄**

Hideaki TAKAKU and Kazuo FUJINO

ABSTRACT In this paper, we explain the design concept and design method which were applied to the Kanayagou Viaduct. Furthermore, According to the tests and analyses, verification to demand performances (the validity of design method and the safety of this bridge) are reported. Specifically, the result of fatigue, vibration characteristics, wind tunnel test, and finite element analysis about load carrying capacity are shown.

KEYWORDS: 合成桁, コンパクト断面

Steel-concrete composite girder, compact section

1. はじめに

昭和 30 年代後半から建設が始まった連続合成桁橋は、昭和 50 年頃に多発した RC 床版のひび割れ損傷事故が引き金となり、以降 1990 年代後半の JH (現 NEXCO3 社) により、高速道路の鋼橋の建設における PC 床版を採用した少数主桁橋の登場まで採用が控えられた。しかし、日本が採用を控えたこの空白の時期に、海外では連続合成桁橋について多くの検討が重ねられ、部材ごとに限界状態を設定し、終局限界状態においては鋼材の降伏域まで考える設計手法が米国の AASHTO LRFD¹⁾や EU の Eurocode²⁾において採用される状況まで発展を遂げている。

一方、国内では PC 床版を有する少数主桁、連続合成桁など構造合理化を積極的に図り、鋼橋の構造形式の発展を実現してきたが、その帰着点である PC 床版を有する鋼連続合成 2 主 I 桁橋³⁾は非常にシンプルな形式であり、構造形式という面では、これ以上の合理化は困難な状況であると言える。

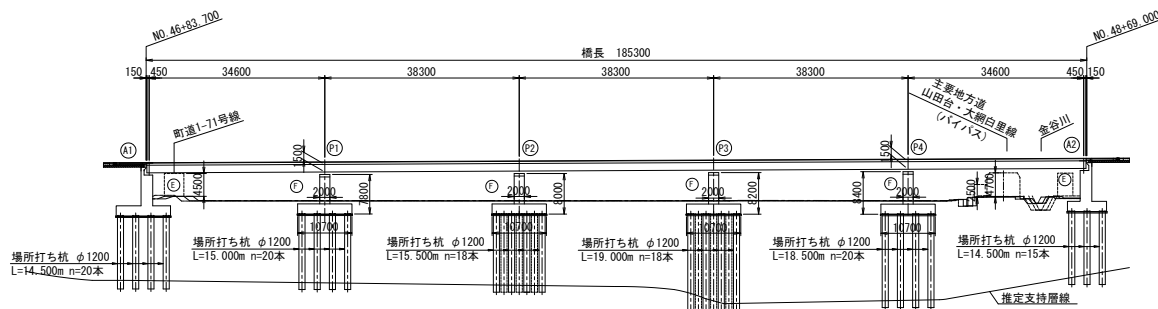
このような現状において、更なる構造合理化の可能性は、米国の高速道路の規格に関する基準設定機関である AASHTO などの海外基準にみられる設計思想の導入、限界状態設計法 (部分係数設計法 (LRFD)) の採用による詳細な設計照査によって見出せると思われる。現在、土木学会において鋼・合成構造標準示方書^{4), 5)}が整備されてきているが、道路橋示方書⁶⁾における許容応力度設計法を基本とする考え方とは異なる設計体系である。

NEXCO 東日本ではこのような着想のもと、AASHTO や EU の設計基準を研究することにより、限界状態設計法に基づき構築した独自の設計体系を、千葉県大網白里町に位置する首都圏中央連絡自動車道 金谷郷高架橋において国内で初めて適用し、これを実現している (図-1)。

本稿は、設計思想や設計手法を紹介するとともに、金谷郷高架橋実現の過程において確認した、新

*東日本高速道路株式会社 関東支社 高崎管理事務所 (〒370-0015 群馬県高崎市島野町 831)

**東日本高速道路株式会社 関東支社 建設事業部 建設課 課長代理 (〒110-0014 東京都台東区北上野 1-10-14 住友不動産上野ビル 5 号館)



図ー1 金谷郷高架橋の全体一般図

たな設計思想を導入した実橋梁の安全性や設計照査の妥当性等，要求性能に対する整合照査の結果について報告するものである。

2. 技術的特徴

2. 1 断面区分

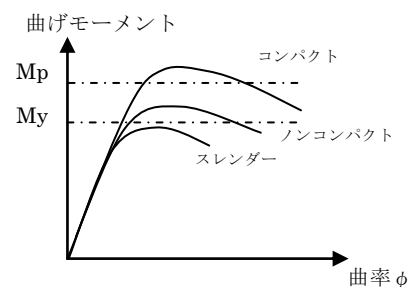
断面区分の定義と判定は AASHTO に準じた。ここで AASHTO の断面区分を図ー2に示す。

部材の断面は，圧縮または曲げ，あるいはその両者を受ける断面要素の局部座屈に対する抵抗能力によって，以下のよう

- (1) コンパクト断面：断面の最大曲げモーメントが全塑性モーメント(M_p)に達することができる断面
- (2) ノンコンパクト断面：圧縮域の最縁端で降伏ひずみに達し，断面の最大曲げモーメントは降伏モーメント(M_y)には到達するが，局部座屈の発生により全塑性モーメントまで達しない断面
- (3) スレンダー断面：圧縮状態で局部座屈により降伏に至らない断面

鋼材は薄くても引張に対しては強度を発揮できる反面，座屈という不安定現象が生じるため圧縮に弱い。従来の許容応力度設計法においては，この観点から軸圧縮・曲げ圧縮を受ける部材は，座屈を考慮した許容応力度の低減や，幅厚比の制限などを設けている。

一方，海外基準にみられる限界状態を設定して鋼材の降伏域まで用いる設計法においては，鋼材の材料強度を存分に活かすことで効率的な設計ができるものと考えられる。



図ー2 断面分類と曲げ耐力

2. 2 鋼連続合成2主桁橋へのコンパクト断面の採用

旧 JH より実現してきた PC 床版を有する鋼連続合成2主 I 桁橋に至る構造の合理化は，簡単に言えば「PC 床版と鋼桁との合成効果を考慮して鋼桁を合理的に設計する」ということである。すなわち，合成桁化したことで床版も抵抗断面となり，正曲げが卓越する支間中央部において中立軸は床版に近い位置にあり，腹板のほとんどが引張領域となる特徴を持つことになる。

この時，弾性域のみの議論に止めず，終局時に支間中央部の断面が局部座屈を腹板に生じることなく全塑性状態に達することが出来れば，圧縮をほぼ床版で受け持ち，引張を鋼材が受け持つ状態となり，鋼構造とコンクリート構造の特徴を生かした急激な崩壊のない合理的な断面が実現する。このような性能を有する断面が，まさに AASHTO の断面区分における合成桁のコンパクト断面であり，鋼連続合成2主 I 桁橋の更なる構造合理化としてコンパクト断面の導入は極めて自然の流れであることが理解頂けるのではないと思う。

一方，従来の許容応力度設計法で求められる断面は，設計体系が異なるため一概には言えないが，AASHTO の断面区分に当てはめるとノンコンパクト断面もしくはスレンダー断面であると考えられており，この側面からもコンパクト断面を導入することで，よりリダンダンシーのある構造の創出が可能であることが分かる。

2. 3 設計手法

次に設計手法について述べ

表－1 金谷郷高架橋の設計条件

る。コンパクト断面の設計では、終局時において鋼桁の塑性状態を検討する必要があるため弾塑性設計が必要となる。したがって、従来の弾性設計を前提とした許容応力度設計法は使用できない。以上のこ

項目	従来設計法	金谷郷高架橋に使用した限界状態設計法
荷重	D+L	使用限界状態 : D+L 終局限界状態 : 1.3D+2.0L
抵抗	$\sigma_y/1.7$	使用限界状態 : $\sigma_y/1.15$ 終局限界状態 : M_u ※ただし、1.3Myを制限値とする。
設計	弾性設計	終局時は弾塑性設計

とから架設時・使用限界状態・終局限界状態を設定し、各限界状態での要求性能もあわせて定義する限界状態設計法を採用した。本設計における設計条件を表－1に示す。

3. 橋梁概要

コンパクト断面の考え方を設計に採用した首都圏中央連絡自動車道 金谷郷高架橋は千葉県大網白里町に位置する鋼5径間連続合成2主桁橋である。

主桁断面を図－3に示す。また本橋梁の諸元を表－2に示す。

まず、本橋梁にコンパクト断面の考え方を採用した理由について述べる。当初計画において中央3径間の主桁高は2500mmであったが、両側径間においては交差道路である町道、主要地方道の建築限界の制限により桁高を低く抑える必要があり、特にA1～P1間については1500mmまで桁高を低くさせていた。この桁高制限によりバランスのとれていない断面構成が求められていたが、コンパクト断面を適用することにより、桁高の抑制のみならず、リダンダンシーのある構造の実現が期待された。幸い、既報の検討結果⁷⁾によるとコンパクト断面を適用した場合の最適な桁高スパン比の目安は約1/25程度になると想定されており、この時の桁高は1500mmとなる。交差道路の建築限界の影響を勘案しても等桁高として構造を成立させることが十分可能となった。さらに、本橋梁の平面曲線半径が約1400mとほぼ直橋であり、斜角もないこと等から試験施工に適していると判断し、本橋梁にコンパクト断面の考え方を採用することとした。

表－2 橋梁諸元

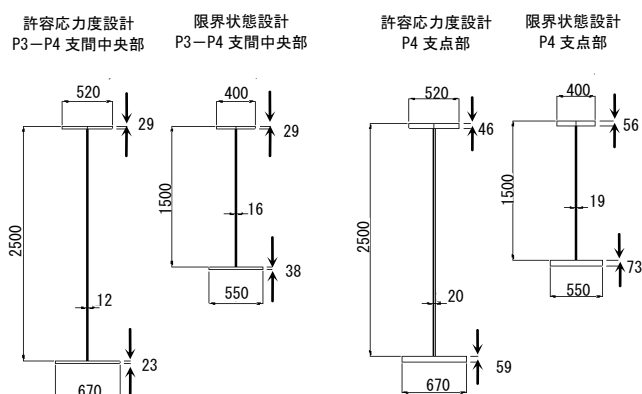
道路規格	第1種2級 B規格
上部工形式	鋼5径間連続合成2主桁橋
橋長	185.3m
支間長	34.6m + 3@38.3m + 34.6m
有効幅員	10.310m
平面線形	R=1400m～A=700m
斜角	90° 00' 00"

4. 設計概要

4. 1 断面構成

金谷郷高架橋では設計条件として、正曲げが卓越する支間中央部は全塑性モーメントに到達しても十分な変形性能を有するコンパクト断面とし、支点部は負曲げを受けており抵抗断面として床版コンクリートを考慮しないことから、経済性を考慮してノンコンパクト断面とした。

限界状態設計法による断面構成のうちP3-P4の支間中央断面（コンパクト断面）およびP4支点上の断面（ノンコンパクト断



図－3 金谷郷高架橋の断面構成比較

面)を取り出し、比較のため許容応力度設計法による断面構成も併せて図－3に示すとおりである。

断面構成にあたって桁高およびフランジ幅は全橋にわたって一定とした。また、フランジ幅は局部座屈の防止に配慮して従来の許容応力度設計法による断面構成より幅を細くしている。

支間中央断面（コンパクト断面）では、塑性中立軸に近い上フランジは全塑性モーメントへの寄与率が小さいため、終局時よりも架設時で断面が決定される。このため、許容応力度設計法で設計された断面より、上フランジ断面が小さくなる。一方、下フランジは塑性中立軸からの距離が大きく、全塑性モーメントへの寄与率が高いため、終局時で断面を決定している。このため、下フランジは許容応力度設計法で設計された断面より断面が大きくなる傾向となった。

中間支点断面（ノンコンパクト断面）の設計法は従来の許容応力度設計法と比較し、使用時の照査における制限値は違うものの、終局時における照査は大きな違いがない。このため、桁高を低くしたことが大きく影響し、従来の許容応力度設計法で設計された断面に比べ、材質のランクアップやフランジ断面の増大が生じた。

継手構造は、終局限界状態において塑性化領域での部材の継手挙動が明確な溶接接合を採用した。なお、隣接する断面の最大板厚差は20mm以下と制限を設けた。

横桁間隔は6m程度を基本とし、中間支点付近は横倒れ座屈による許容応力度の低減を考慮して3m程度と密な配置となるよう検討し、支間部6400mm、中間支点付近3150mmとした。

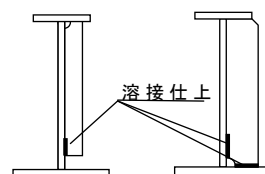
鋼重を比較すると、主桁重量のみの比較ではあるがコンパクト断面を適用した断面は従来の許容応力度設計法の18%減となっている。

また、本設計法の採用により桁高を抑えているため、活荷重たわみは大きくなるものの、道路橋示方書($L/(20,000/L)$ L :支間長(m))及びAASHTOで規定している径間部のたわみの許容値($L/800$)は満足している。

4. 2 疲労設計

疲労限界状態の照査は、「鋼道路橋の疲労設計指針（日本道路協会）」に従って行い、安全性を確認した。具体的には打切り限界の照査を実施しており、打切り限界の照査を満足しない箇所については、累積損傷度の照査を行っている。

また、一部の累積損傷度の照査を満足しない箇所については図－4に示すような溶接仕上げにより疲労等級を上げることで疲労耐久性を満足している。



図－4 疲労照査による溶接仕上げ箇所

5. 整合検証

5. 1 使用限界状態に関する検証

5. 1. 1 概説

金谷郷高架橋はコンパクト断面を導入したことにより、桁高を許容応力度設計法による既往の2主I桁橋に比べ小さく構成したことから、辺長比（桁幅／桁高）が既往の2主I桁橋とは異なる。これに伴って振動特性や空力特性が異なることが予想された。そこで、振動特性の把握や耐風安定性の検証を目的に起振機による振動試験、固有値解析、超小型多目的簡易風洞試験を実施した。

本章では、それらの検証結果および既往の2主I桁橋との比較検証について述べる。

5. 1. 2 振動特性に関する検証

（1）試験における橋梁概要

はじめに本橋の支点条件を示す。支点は全てゴム支承により支持されているが、サイドブロックの設置により両橋台部を橋軸方向可動、橋軸直角方向固定、P1～P4橋脚部を橋軸方向・橋軸直角方向ともに固定されている。なお、実橋試験時は未舗装状態である。

(2) 起振機による振動試験の概要

起振機を用いた強制振動試験を行い、固有振動数、構造減衰の評価を行った。

使用した起振機は、ウェイト(50kN)の上下運動によって発生する慣性力を用いて橋梁を加振する方式のものであり、最大加振力 30kN、最大ストローク $\pm 20\text{cm}$ 、加振周波数 0~10Hz の性能を有している。写真-1 に橋上での装置設置状況写真を示す。起振機は、橋梁中央(P2~P3 中央)の G1 桁上に設置し、鉛直 1 次、ねじれ 1 次の 2 つの振動モードを同一位置で加振した。また、計測器はサーボ型加速度計を鉛直方向 6 箇所を設置している。



写真-1 起振機設置状況

加振試験としては、まず、固有値解析より得られた鉛直 1 次、ねじれ 1 次の固有振動数を中心とした周辺の振動数範囲で正弦波加振試験を実施して、共振点(固有振動数)を再評価した。次に、再評価した固有振動数で、加振レベルを大きくした場合の自由減衰試験を実施して、構造減衰の振幅依存性などに関する評価を実施した。

(3) 起振機による振動試験結果

1) 正弦波加振試験結果

正弦波加振結果のうち、鉛直 1 次、ねじれ 1 次の共振曲線、位相曲線を図-5 に示す。位相差が 90 度となる加振振動数から、固有振動数は鉛直 1 次で 2.42Hz、ねじれ 1 次で 3.25Hz と評価された。

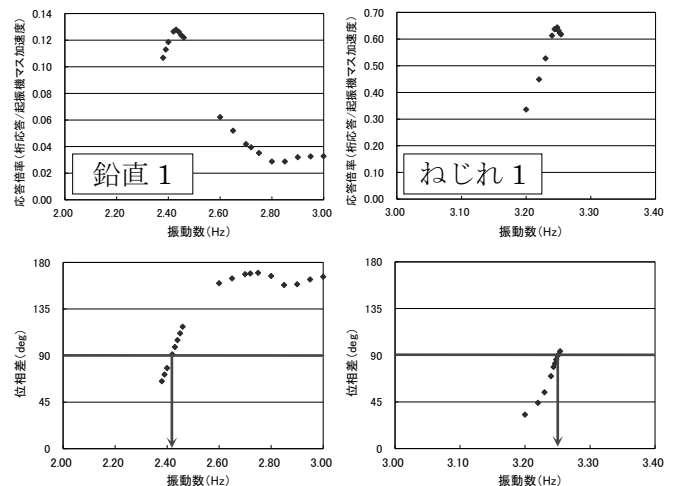


図-5 正弦波加振実験での共振曲線, 位相曲

2) 自由減衰試験結果

自由減衰試験は、それぞれの振動モードに対して 3 回ずつ実施した。減衰評価としては、減衰に振幅依存性があると推察されたため、①自由振動の全範囲、②最大振幅から最大の 1/2 に低減するまでの大振幅領域、③加速度振幅 5~1Gal の小振幅領域にわけて評価を実施するものとした。

鉛直 1 次については、大振幅範囲での平均値評価で構造減衰 $\delta=0.22$ (減衰定数 $h=3.5\%$)、小振幅範囲の評価では $\delta=0.35$ ($h=5.5\%$) となり、振幅が小さい方が減衰が大きくなる傾向の振幅依存性があることがわかった。

また、ねじれ 1 次については、大振幅範囲の評価では $\delta=0.12$ ($h=1.9\%$)、小振幅範囲の評価では $\delta=0.09$ ($h=1.4\%$) となり、鉛直 1 次の傾向とは逆に、振幅が小さい方が減衰が小さくなる傾向の振幅依存性があることがわかったが、鉛直 1 次と比較すると振幅依存性は小さい結果となった。

5. 1. 3 耐風安定性に関する検証

(1) 耐風性調査の概要

金谷郷高架橋は、過去に風洞試験により耐風性を調査した既往 2 主 I 桁橋^{8),9)}の断面形状よりも扁平であり、断面高さに占める高欄の割合が増加する特徴がある。この特徴により、既往 2 主 I 桁橋と空力特性が異なり既存の推定式を使用できない可能性が考えられたが、本橋架設位置の風環境は、桁架設高度が約 5m と低く、乱れの強い風が作用することが想定され、振動振幅の低減効果が期待できた。

そこで、既存の試験結果^{8),9),10)}を参考として、上記の空力特性の変化を目処付けし詳細なる確認・対策などの要否を見極めるために、三菱重工業(株)長崎研究所が所有する超小型多目的簡易風速試験ツール（以下、S-VFD）^{11), 12), 13)}を用いて、振動の発生無次元風速（以下、 U/fB ）の調査を行った。さらに、先述した実橋振動試験より得られた固有振動数および構造減衰を反映させることで、実橋において発生する振動現象の推定を行った。

（２）試験方法の概要

S-VFD 装置を使用し、模型縮尺 1/100 の模型を用いて、鉛直曲げ・ねじれ各 1 自由度のバネ支持応答試験を実施した。なお事前に、過去に大型模型試験を実施した既往 2 主 I 桁橋断面で S-VFD バネ支持試験を実施し、S-VFD により 2 主 I 桁橋の振動発生風速を鉛直曲げ渦励振：+1%，ギャロッピング：+2～8%，ねじれ渦励振：+3～10%，フラッター：+5～8%の誤差で予測可能であることを確認している。

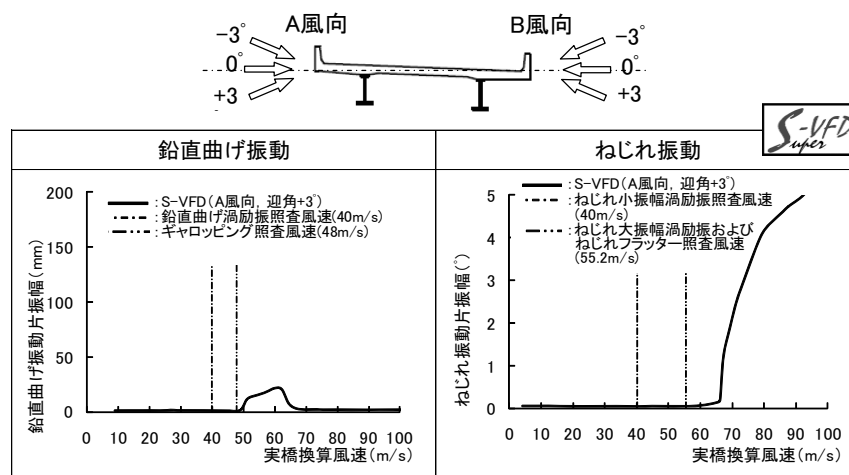
（３）耐風性の評価

１）照査風速

照査風速は、旧日本道路公団の 2 主 I 桁橋を対象とした耐風設計指針¹⁰⁾（以下、指針）の方法に則って設定した。これより、金谷郷高架橋で発生する可能性のある鉛直曲げ渦励振に対しては 40.0m/s、ねじれの発散的な振動に対しては 55.2m/s をそれぞれの発生風速が上回っていれば、耐風性を満足していると判断する。

２）耐風性の評価

図－６に金谷郷高架橋の風速－応答振幅図を既往 2 主 I 桁橋の机上推定式（便覧推定式および指針推定式）と併せて示す。ここで、耐風性の評価は、最も不安定な、A 風向、迎角+3°の結果を用いた。なお、風速の実橋換算で使用する実橋の固有振動数および対数構造減衰率については前述した起振機による振動試験結果を反映した。



図－６ 金谷郷高架橋の風速－応答振幅図

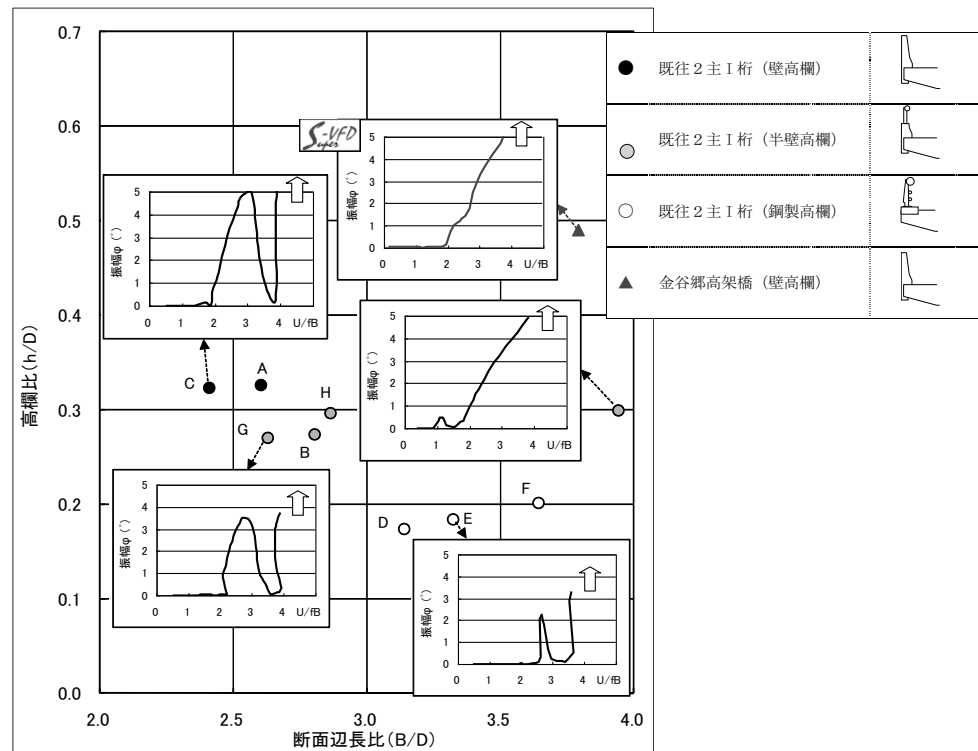
その結果より、渦励振、ねじれフラッター、ギャロッピングとも発生風速は照査風速以上と推定され、耐風安定性を確保していることが確認された。

（５）既往の 2 主 I 桁橋との空力特性比較

図－７に金谷郷高架橋と既往の 2 主 I 桁橋のねじれ振動の応答と断面辺長比 B/D 、高欄比 h/D の関係を示す。

ここで、既往 2 主 I 桁橋の応答図は大型模型試験の結果である。これより、2 主 I 桁橋では無次元風速 $U/fB=2$ 付近で大振幅の渦励振が発生後、 $U/fB=3.5\sim 4$ 付近でねじれフラッターが発生するのに対し、金谷郷高架橋では $U/fB=2$ 付近で発散的な振動が発生しており、空力特性に断面形状の差の影響が現れているものと考えられる。

以上より、コンパクト断面を導入した 2 主 I 桁橋では空力特性が既往 2 主 I 桁橋断面とは異なる傾向が示唆されたことから、今後、コンパクト断面を導入を検討する場合には、断面形状、支間長を鑑みて、耐風性検証の実施を判断する必要があると思慮される。



図－7 既往2主I桁橋と金谷郷高架橋のねじれ応答比較

5. 2 終局限界状態に関する検証

5. 2. 1 概説

コンパクト断面の考え方を採用した断面構成に対して、弾塑性解析を用いた構造解析を行い、鋼桁が降伏した後の非線形挙動や床版にひび割れを生じた後の断面力の変化を把握することで、終局限界状態時の安全性および設計照査方法の妥当性を検証した。

5. 2. 2 FEM 解析モデルによる弾塑性解析の目的

本設計では終局限界状態時の照査荷重を、死荷重 (D) の 1.3 倍と衝撃を含む活荷重 (L) の 2.0 倍の和 ($1.3 D + 2.0 L$) としている。設計において設定している終局時の照査荷重に対して橋の終局限界状態がどの程度余裕を持っているか検討するため、 β ($1.3 D + 2.0 L$) として β を増加させた。なお、解析は FEM 解析モデルを用いた非線形弾塑性解析である。

5. 2. 3 FEM 解析モデルによる弾塑性解析の条件

FEM モデルを用いた弾塑性解析の条件を以下に示す。

- ① 全径間 (5 径間) を解析対象とする。
- ② 横断勾配、縦断勾配は無視する。
- ③ 平面線形については無視し、直線橋とする。
- ④ 支間長については G1 桁の実寸法とする。
- ⑤ 橋脚はモデル化しない。主桁の各橋脚位置に支点 (固定、可動) を設けるが、各橋脚の支点条件は図-5 のとおりである。

対象橋梁は多脚固定を採用しているため、A1 および A2 橋台の橋軸方向変位のみ自由としている。

5. 2. 4 解析モデル

本解析では、はり要素を用いた弾塑性有限変位解析を行う。

(1) モデル化

モデル化を行うにあたっては、構造の特性に影響がでない箇所については簡素化を図った。

これに伴い、許容応力度設計法、限界状態設計法における橋梁のモデル化の際に、解析の便宜上、実際の構造から意図的に変更させたものがある。

主な変更点：

- ・コンクリート内の鉄筋は考慮しない。
- ・橋梁は橋軸直角方向に傾斜が存在するが、それらを水平とみなし、それに伴い、中間横桁および中間支点横桁の位置は G1 の鋼桁に合わせた。
- ・鋼桁のウェブの高さはすべて P1 から P4 区間と同じとし、それに伴い、端支点横桁の位置は両方とも A1 の横桁に合わせた。



図－8 解析モデル

(2) 解析概要

解析ソフト : Diana
 解析方法 : 静的非線形解析
 使用要素 : 4 節点曲面シェル要素 “Q20SH”
 8 節点ソリッド要素 “HX24L”
 2 節点ビーム要素 “L12BE”
 総要素数 : 許容応力度設計法 117843,
 限界状態設計法 117688
 降伏条件 : von Mises
 収束計算方法 : 修正 Newton-Raphson 法、収束基準はエネルギー比を用いた。

5. 2. 5 要素特性

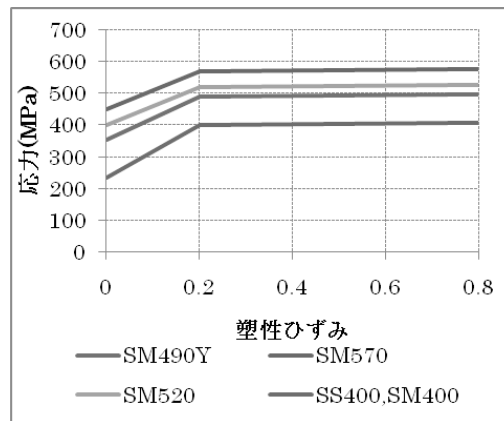
以下に、解析モデルに入力した要素特性を示す。

(1) 鋼

使用した鋼材を表－3 に示す。

表－3 鋼材の材料特性

鋼材種類		SM490Y	SM570	SD345
弾性係数	E	2 0 0 GPa		
降伏点強度	σ_y	3 3 5 MPa	4 3 0 MPa	3 4 5 MPa
引張強度	σ_u	4 9 0 MPa	5 7 0 MPa	4 9 0 MPa
破断ひずみ	ε_u	0. 2 1 0	0. 2 0 0	0. 2 0 0



図－ 9 鋼材の応力－ひずみ曲線

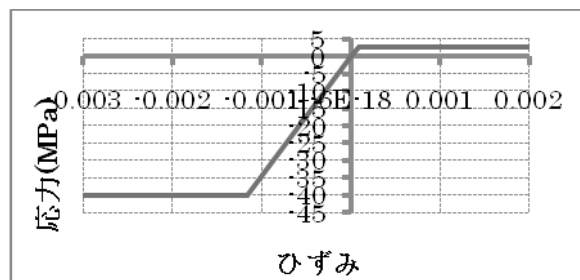
また、鋼材のヤング係数、ポアソン比、密度は共通して以下の数値を採用した。

ヤング係数：2.1E+05 (N/mm²)

ポアソン比：0.3

密度：7.85E-06(kg/mm³)

(2) コンクリート



図－ 1 0 鉄筋コンクリート床版の応力－ひずみ曲線

圧縮強度は、設計基準強度を適用した。また引張強度は以下の式から求め、適用した。

$$f_{ck} = 0.23 f_{ck}'^{2/3}$$

f_{ck} : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

f_{ck}' : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

また、コンクリートのヤング係数、ポアソン比、密度は以下の数値を採用した。

ヤング係数：3.43E+04 (N/mm²)

ポアソン比：0.224

密度：2.40E-06(kg/mm³)

(3) ゴム支承

縦弾性係数：A1 および A2 橋台 283 (N/mm²)

P2, P3 および P4 橋脚 383 (N/mm²)

P1 橋脚 408 (N/mm²)

ポアソン比：0.46

密度：1.1E-06(kg/mm³)

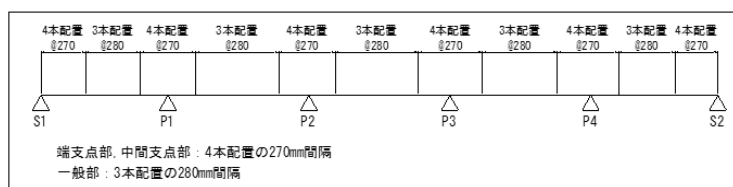
許容応力度設計におけるモデルでは、ゴム支承をシェル要素およびソリッド要素を組み合わせて再現しているため、ゴムの縦弾性係数をヤング係数のかわりに適用した。

(4) スタッドジベル

スタッドジベルのずれ止め強度は、スタッドジベル1本当りのせん断力—相対ずれ量の関係を非線形バネとしてモデル化した。なお、スタッドジベルの配置は、はり要素の橋軸方向の要素分割と一致していないため、各節点の負担長さ当りのスタッドジベル本数を算出している。

表－4 せん断力—相対ずれ量関係

せん断力 (kN/本)	相 対 ず れ 量 (mm)
100	0.30
130	0.72
160	2.10
190	5.00
210	10.00



図－11 スタッドジベル配置概念図

5. 2. 6 荷重載荷

FEM 解析モデルを用いた本解析では、荷重の載荷方法を下記のように定めた。

$$W = \beta (1.3 D + 2.0 L)$$

ここに、D は死荷重、L は活荷重（衝撃含む）である。

a) 死荷重時完成系の再現方法

死荷重時完成系を再現するために、床版コンクリートの打設ステップを考慮した段階施工解析を行った。床版コンクリートの打設を行う前に、主桁重量のみを載荷するステップ（STEP 0）を行い、その後、以下に記述する打設ステップの載荷を行った。

STEP 1： 主桁上に床版重量（型枠重量含む）を載荷する。

STEP 2： 床版と主桁をスタッドジベル（バネ要素）で連結し、主桁上に載荷した床版重量を除荷すると同時に、床版上に床版重量（型枠重量なし）を載荷する。

ここで、STEP 1 および STEP 2 を繰返し、全径間の打設ステップが終了した段階で、後死荷重の載荷（STEP 3）を行う。

STEP 3： 後死荷重を床版上に載荷する。

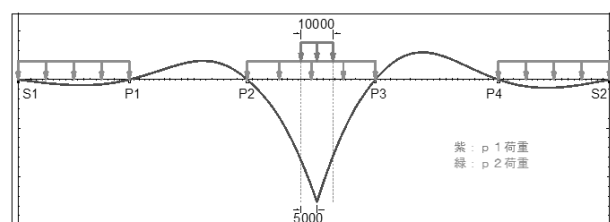
STEP 3 までの作業により死荷重時完成系（ $W=D$ ）が再現される。

また、この段階で荷重漸増解析を行い、死荷重時完成系が作用している状態にしてから活荷重の載荷を行った。

b) 活荷重の載荷

活荷重の載荷として、正曲げモーメントが最大となる支間中央に着目した場合とする。

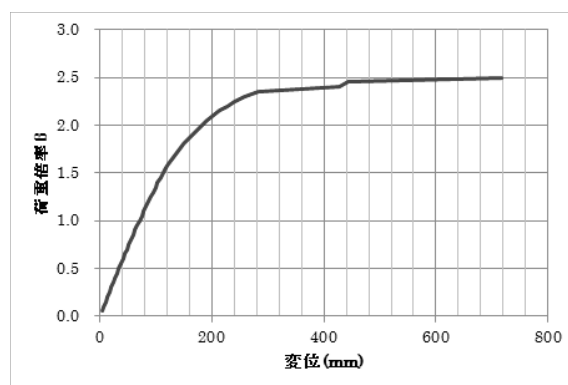
活荷重の載荷範囲は、着目点における影響線解析を実施し、曲げモーメントの影響線図より決定した。



図－12 支間中央着目（正曲げモーメント最大）の活荷重載荷範囲

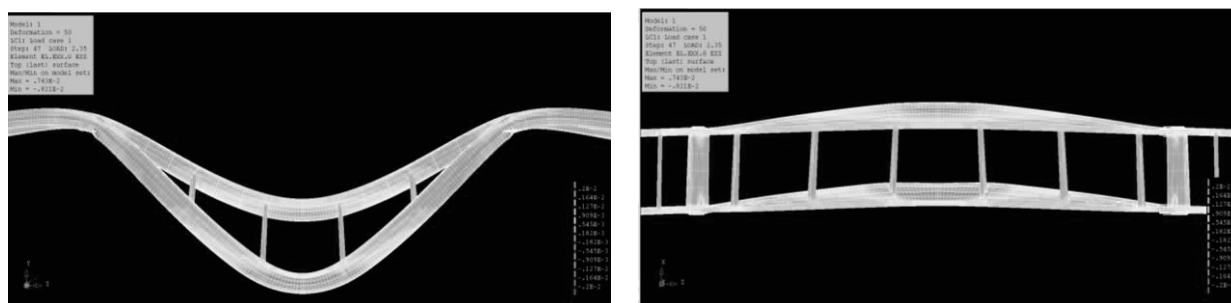
5. 2. 7 解析結果

正曲げモーメント最大の場合で、支間中央着目の荷重－変位曲線を求めた。 $\beta = 1.0$ が設計上の終局限界状態である。安全性については十分満足されている。



図－１３ 荷重－変位曲線 ($W = \beta (1.3 D + 2.0 L)$)

解析において、著しい変位が発生する直前の形状を、図－１４に示す（変位の表示倍率は50倍）。応力については、赤い部分が引張応力の大きい部分であり、青い部分が圧縮応力の大きい部分である。



図－１４ 限界状態設計法における終局限界状態時の変形と応力

以上の解析結果から、限界状態設計法で設計された合成桁は設計で意図した通り、中間支点近傍で座屈を生じることなく、支間中央部で全塑性に達することが確認できる。

6. おわりに

今回、構造合理化されたシンプルな形式である鋼連続合成2主桁橋に対し、さらなる鋼橋の合理化として海外基準にみるコンパクト断面の思想を国内で初めて導入した高速道路橋の詳細設計とその過程での検証内容について報告を行った。

本橋梁の実現は、海外の鋼橋と競争できる構造物の実現であり、その意義は日本の鋼橋における次なる可能性の扉を開く一助となる橋梁の創出であると自負している。

本検討にあたっては、早稲田大学 依田照彦教授、長岡技術科学大学 長井正嗣名誉教授、埼玉大学 奥井義昭教授、埼玉大学 松本泰尚教授ならびに東京大学 藤野陽三特任教授にご指導いただいた。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) AASHTO : LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, Third Edition・2004
- 2) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, 1994-1-1, 2002

- 3) 東日本高速道路㈱：設計要領, 第二集, 橋梁建設編, 2009
- 4) 土木学会鋼構造委員会：鋼・合成構造標準示方書, 総則・構造計画編・設計編, 2007. 3
- 5) 土木学会鋼構造委員会：鋼・合成構造標準示方書に基づく新たな設計（鋼構造委員会 合成桁の限界状態に関する調査検討小委員会報告書）, 2009. 9
- 6) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 日本道路協会
- 7) 鈴木永之, 本間英貴, 酒井修平, 福永靖雄, 鈴木英二, 春日井俊博：鋼連続合成桁の合理的な設計の適用性に関する検討, 平成 18 年度全国大会第 61 回年次学術講演会, 2006. 9
- 8) 芦塚憲一郎・斎藤通・本田明弘・平井滋登：PC 床版少数主桁橋の耐風安定性について, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 2005. 9
- 9) 東田典雅・中村元・本田明弘・所伸介：PC 床版 2 主桁断面の空力特性について, 土木学会第 57 回年次学術講演会, 2002. 9
- 10) 日本道路公団：PC 床版鋼二主桁橋に関する耐風設計指針（案）, 平成 14 年 3 月
- 11) 斎藤通・岸明信・本田明弘・杉山貞人・四條利久磨・岩下誠：超小型多目的簡易風洞試験ツール（S-VFD）開発の試み, 土木学会第 61 回年次学術講演会, 2006. 9
- 12) 四條利久磨・本田明弘・平井滋登・杉山貞人・古田大介・斎藤通・山下博：超小型多目的簡易風洞試験ツール（S-VFD）開発, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 2008. 9
- 13) 四條利久磨・本田明弘・平井滋登・杉山貞人・古田大介・斎藤通・岩下誠：超小型多目的簡易風洞試験ツール（S-VFD）開発の試み（その 3）, 土木学会第 64 回年次学術講演会, 2009. 9