

コンクリート自碇式吊床版橋の架設時における構造特性と試設計

Structural Characteristics of Self-Anchored Stress Ribbon Bridge under Election

中村一史*, 近藤真一**, 羽根 航***, 前田研一*****

Hitoshi Nakamura, Shinichi Kondoh, Wataru Hane and Ken-ichi Maeda

*工修 首都大学東京助手 都市環境学部都市基盤環境コース (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

**工博 三井住友建設株式会社 技術研究所 (〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

***工修 株式会社建設技術研究所 東京本社 構造部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町 3-21-1)

****工博 首都大学東京教授 都市環境学部都市基盤環境コース (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

In this study, the trial design of the concrete self-anchored stress ribbon bridge with a span of 80m was carried out. The structural characteristics of the bridge under erection were investigated analytically considering the erection steps and the geometrical non-linearity. As a result, it was found that the geometrical non-linearity of the concrete slab deck could not be disregarded under the cable election and the stress resultant could be evaluated by the sum total of the stress resultant in the each erection step. Moreover, the rationality of the erection method and the validity of the design procedure were confirmed.

Key Words: Self-anchored Stress Ribbon Bridge, Prestressed Concrete, Election, Structural Characteristics

キーワード: 自碇式吊床版橋, プレストレストコンクリート, 架設, 構造特性

1. 緒言

コンクリート自碇式吊床版橋は、コンクリート曲弦トラス橋と同様に、コンクリート上路式吊床版橋の架設工法を応用し、支保工を用いずに他碇構造として懸垂架設した吊床版と鋼製の鉛直材の上にコンクリート主桁を構築してから、構造系を自碇構造に変換することによって完成させることができる合理的な複合橋梁の形式の一つである。急峻な渓谷などに単径間の橋梁を建設するような場合に、特に優位性を発揮するものと考えられる。

著者ら¹⁾は、既にこれらの形式について、支間 100m の道路橋として試設計を行い、微小変位解析により完成系の構造特性を把握するとともに、構造解析モデルと解析手法の妥当性を確かめている。さらに、車両走行時の動的な面から振動使用性を照査した後、弾塑性有限変位解析による破壊時の挙動や、終局耐力を検討している。

その結果、両形式ともに、車両走行時の振動使用性の点で特に問題を生じないこと、および、所要の終局耐力を確保できることが解った。しかしながら、設計上の課題として、コンクリート自碇式吊床版橋の場合には、主桁端部に大きな負の曲げモーメントを生じること、また、コンクリート曲弦トラス橋の場合には、鉛直材に比べ大きな軸力が斜材に発生し

て断面設計や格点構造に影響を及ぼすことが確かめられた。

したがって、短い支間では、コンクリート自碇式吊床版橋の方が、コンクリート曲弦トラス橋よりも設計上有利となる可能性も十分にあることが解ったが、歩道橋を含めて実橋の建設は未だない。

一方、この形式特有の他碇構造から自碇構造への構造系変換の基本的なメカニズムについては、コンクリート曲弦トラス橋を対象とした模型実験により具体的に検証され²⁾、既に、歩道橋の実橋へ適用されている³⁾。この技術はコンクリート自碇式吊床版橋に対しても十分に適用可能であるが、大規模な道路橋を対象とした具体的な検討は行われていない。

また、架設時には、基本構造が、フリーケーブルの状態から吊床版、桁構造へと架設の進捗に応じて変化するため、幾何学的な非線形性を考慮した架設時挙動の検討も不可欠となるが、これらについてもほとんど明らかにされていない。

そこで、本研究では、支間 80m の道路橋としてコンクリート自碇式吊床版橋の試設計を行い、試設計結果を基に作成した構造解析モデルを用いて、微小変位解析および有限変位解析を行うことにより、架設時挙動を明らかにすることを目的としたものである。具体的には、フリーケーブル状態から始まって構造系を他碇構造から自碇構造に変換した後、完成

に至るまでの各架設ステップを順に追うことで、架設時の挙動を解析的に検討し、架設工法の合理性とともに設計手法の妥当性を検討する。

2. 自碇式吊床版橋の試設計

対象としたコンクリート自碇式吊床版橋は、図-1、2に示すように、支間 80m、有効幅員 8.0m の道路橋である。この橋の構造は、コンクリート主桁、放物線形状のコンクリート吊床版および鋼製の鉛直材などの主要部材で構成されている。ここでは、吊床版と主桁を両端部で接合しているコンクリート躯体を端部セグメントと呼ぶこととする。

また、主桁図心と吊床版図心の距離（構造高）は、支間中央において 6.4m とした。構造高を支間で除した構造高の比は 1/12.5 である。

コンクリートの設計基準強度は、 40N/mm^2 とし、

PC 鋼材の材質は、すべて SWPR7B とした。

試設計は、コンクリート標準示方書⁴⁾に準拠し、限界状態設計法により行った。構造解析には、微小変位理論に基づく骨組構造解析の適用を基本としたが、後述するように、懸垂架設の段階では、ケーブル、吊床版の幾何学的非線形性が大きくなることから、有限変位理論に基づく骨組構造解析⁵⁾を適用して、設計時における断面力を算出した。

試設計の結果として、表-1に、各部材の断面諸元を示す。支間中央部付近の主桁については、図-2に示すような桁高 800mm の断面（標準部）とし、両端部に向かって負の曲げモーメントが卓越することから、断面を変化させることで対応し、端部における桁高は 1,400mm とした。

また、決定された主桁、吊床版における PC 鋼材の配置を図-3に示す。吊床版には、2種類の PC 鋼材が配置されるが、初めに張り渡す懸垂架設用の PC

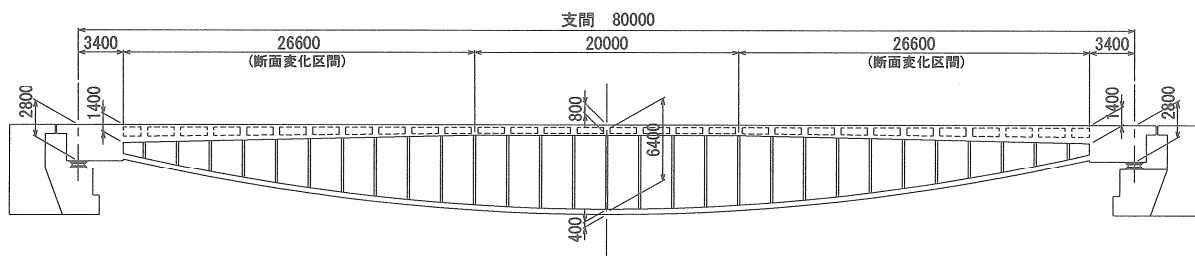


図-1 一般図

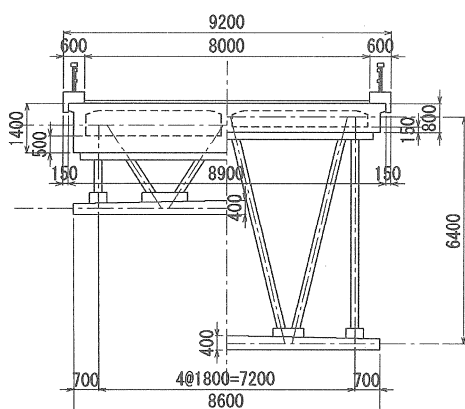


図-2 断面形状

表-1 断面諸元

部 材	断面積 $A(\text{m}^2)$	断面二次モーメント $I_y(\text{m}^4)$	ヤング係数 $E(\text{kN/m}^2)$
端部セグメント	24.92	16.2817	3.1×10^7
主 桁	端 部	6.8475	1.5883
	標 準 部	3.5875	0.3110
吊 床 版	3.0702	0.0336	3.1×10^7
鉛 直 材	0.0487	0.00025	2.0×10^8

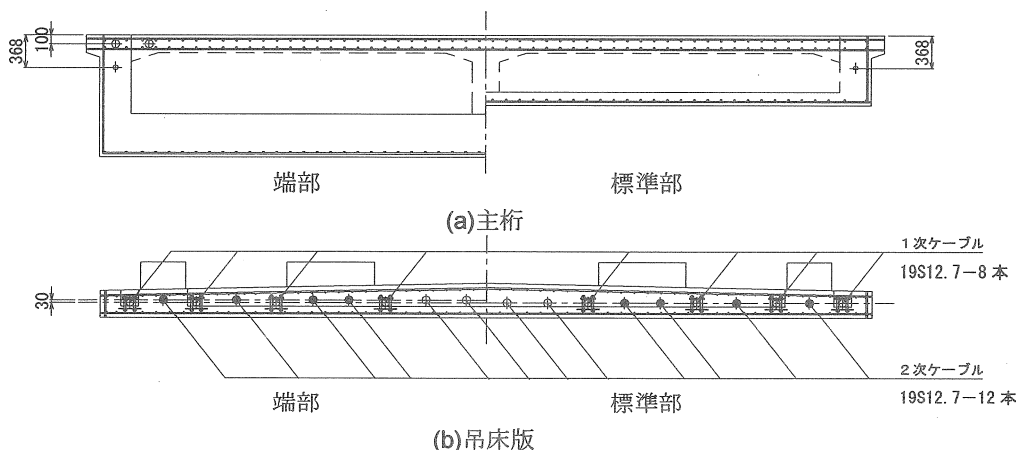


図-3 主桁、吊床版における PC 鋼材の配置

鋼材を1次ケーブルと呼び、吊床版にプレストレスを与えるためのPC鋼材を2次ケーブルと呼ぶこととする。吊床版PC鋼材の必要本数は、永久荷重作用時においてコンクリート断面に引張応力を生じさせず、また、変動荷重作用時においてはコンクリートのひび割れ幅を許容ひび割れ幅⁴⁾以下とするように設定した。なお、想定される上部構造の工期は2～3ヶ月であることから、クリープ等の影響はここでは無視することとした。

3. 架設方法と解析条件

3.1 架設ステップ

コンクリート自碇式吊床版橋の架設ステップと荷重条件を図-4に示す。各ステップにおいて、下段には構造の概略図を、上段には、骨組構造のスケルトン図と対応する荷重の載荷状態を示している。

まず、グラウンドアンカーで固定された橋台上に支保工を組んで端部セグメントを設け、橋台間に1次ケーブルを張り渡す。この時、1次ケーブルを背後の橋台に定着するため他碇構造が成立する。次に、吊床版セグメントを順次送り出しながら懸垂架設し、鋼管の鉛直材を設置する(Step-1)。

吊床版と鉛直材の構築後、吊床版2次ケーブルを緊張し、吊床版にプレストレスを導入する(Step-2)。

そして、鉛直材の上に、主桁セグメントを送り出し架設し、所定の位置で主桁を鉛直材と固定する(Step-3)。続いて、主桁セグメントの後打ち部にコンクリートを打ち込む。ここまでについては、吊床版が両端部に定着された他碇構造である。

次に、コンクリートが硬化して、主桁が完成した後、他碇構造から自碇構造へ構造系を変換するため、吊床版の1次ケーブルの定着位置を、橋台から端部セグメントに盛り替える(Step-4)。この時、図-5に示した他碇構造から自碇構造への構造系変換の概念図から解るように、橋台と端部セグメント間で1次ケーブルの定着が解放されるが、この張力の解放に伴って、Step-1～3までに累積された反力が、逆方向の外力として定着を解放した位置に作用する。この構造系変換荷重の作用により、主桁にプレストレスが合理的に導入される。

引き続き、端部セグメントを仮固定していた支保工などを解放するため、端部セグメントの位置に、その自重と端部セグメントが負担する主桁自重分を荷重として作用させる(Step-5)。

さらに、主桁にプレストレスを導入し(Step-6)、最後に、橋面工を施工して(Step-7)、完成となる。

3.2 解析モデルと荷重条件

解析においては、前述の架設ステップに応じて、図-5に示すような構造解析モデルをそれぞれ作成した。表-2に架設ステップと解析条件を示す。

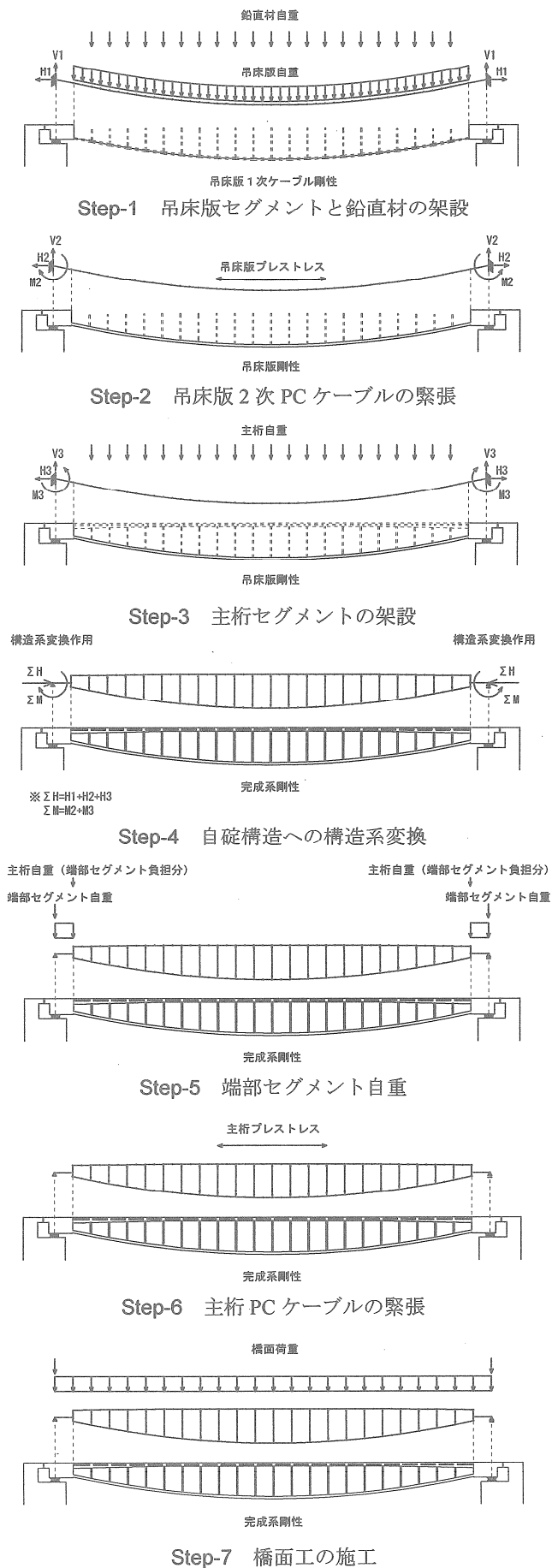


図-4 架設ステップと荷重条件

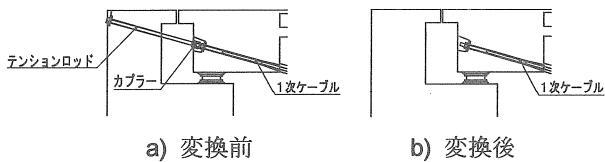


図-5 他碇構造から自碇構造への構造系変換

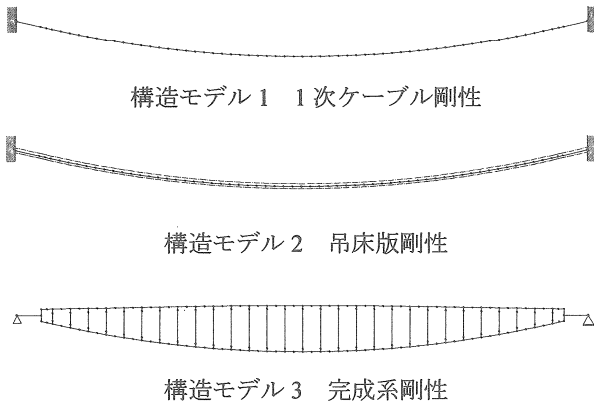


図-6 構造解析モデル

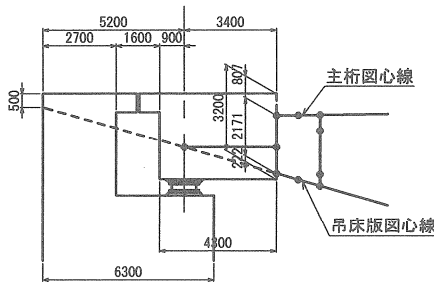


図-7 主桁端部におけるモデル化の詳細図

表-2 架設ステップと解析条件

架設ステップ	荷重条件	構造モデル
Step-1	吊床版, 鉛直材自重	構造モデル1
Step-2	吊床版プレストレス	構造モデル2
Step-3	主桁自重	
Step-4	構造系変換荷重	構造モデル3
Step-5	端部セグメント自重	
Step-6	主桁プレストレス	
Step-7	橋面荷重	

構造モデル1は、吊床版の1次ケーブルの断面諸元を有する1本のケーブル構造とした。このケーブル構造のモデル化については、吊橋主ケーブルの初期形状決定の方法⁶⁾を準用して、水平反力および所定のケーブル軸力を算定した。ここに、1次ケーブルの総断面積は 0.015004m^2 である。

また、構造モデル2については、表-1に示した吊床版の断面諸元を有する梁構造として、平面骨組構造解析モデルを作成した。両端部の境界条件については、吊床版が端部セグメントの躯体に接合されることから完全固定とした。

さらに、構造モデル3は、表-1に示した自碇式吊床版橋の各部の断面諸元を有する完成系の平面骨組構造解析モデルであり、支点の境界条件については

単純支持としている。主桁端部の取り合いについては、Step-4における他碇構造から自碇構造への構造系変換の取扱いを考慮して、図-7に示すように、主桁の支承位置を吊床版図心線の延長線上に設定した。なお、本研究では、鉛直材の曲げ剛性が全体系に及ぼす影響や、鉛直材の結合構造については検討の対象としていないことから、モデルを単純化するために、鉛直材の両端部では、ピン結合とした。また、主桁および吊床版との接合部には、剛域を設けた。

モデル形状については、幾何学的非線形性の影響を厳密に考慮する場合には、ステップごとに架設の順を追って算出された変位の合計値に基づいて初期形状決定を行う必要がある。しかしながら、本研究では、各架設ステップの荷重作用による相対的な挙動を明らかにすることを目的としていることから、モデル形状は全て目標とする完成系の形状とした。

荷重条件については、各架設ステップにおいて所要の荷重作用、プレストレスを考慮することとした。

Step-2では、吊床版の2次ケーブルに与えたプレストレスは、試設計結果より $24,000\text{kN}$ となった。

Step-4における自碇構造から他碇構造への構造系変換の作用荷重については、前述のように、Step-1~3で生じた水平反力および曲げモーメント反力の合計値を、等価な外力として逆向きに作用させることで考慮した。

骨組構造解析では、各架設ステップに対して微小変位解析および有限変位解析を適用し、幾何学的な非線形性の影響について検討することとした。

さらに、設計時の断面力は、各架設ステップの解析結果を合計することで算出できるが、一般には煩雑さを伴う。例えば、全体構造の完成系モデルを対象に、各架設ステップの作用荷重を一括して載荷することで概略的な断面力を把握することができれば、設計の上では非常に有用である。そこで、完成系の構造モデル3に対して、Step-4の構造系変換荷重を除く、Step-1~7までの作用荷重を一括して載荷した解析結果を、各架設ステップの解析結果の合計で評価した場合と比較することで、その有用性について検討することとした。この解析方法を、ここでは「完成系一括載荷」と呼ぶこととする。

4. 架設時挙動

4.1 架設に伴う各部の断面力と鉛直変位

Step-1~7の各架設ステップにおける吊床版の断面力を図-8に、同様に、Step-4~7の主桁の断面力を図-9に、微小変位解析結果および有限変位解析結果についてそれぞれ示す。なお、軸力については、引張力を負で表示している。

まず、図-8の吊床版の軸力図からは、Step-1で約 $-13,000\text{kN}$ (1次ケーブル)、Step-3で約 $-20,000\text{kN}$ 、Step-4で約 $7,000\text{kN}$ 、Step-7で約 $-3,000\text{kN}$ の軸力が、

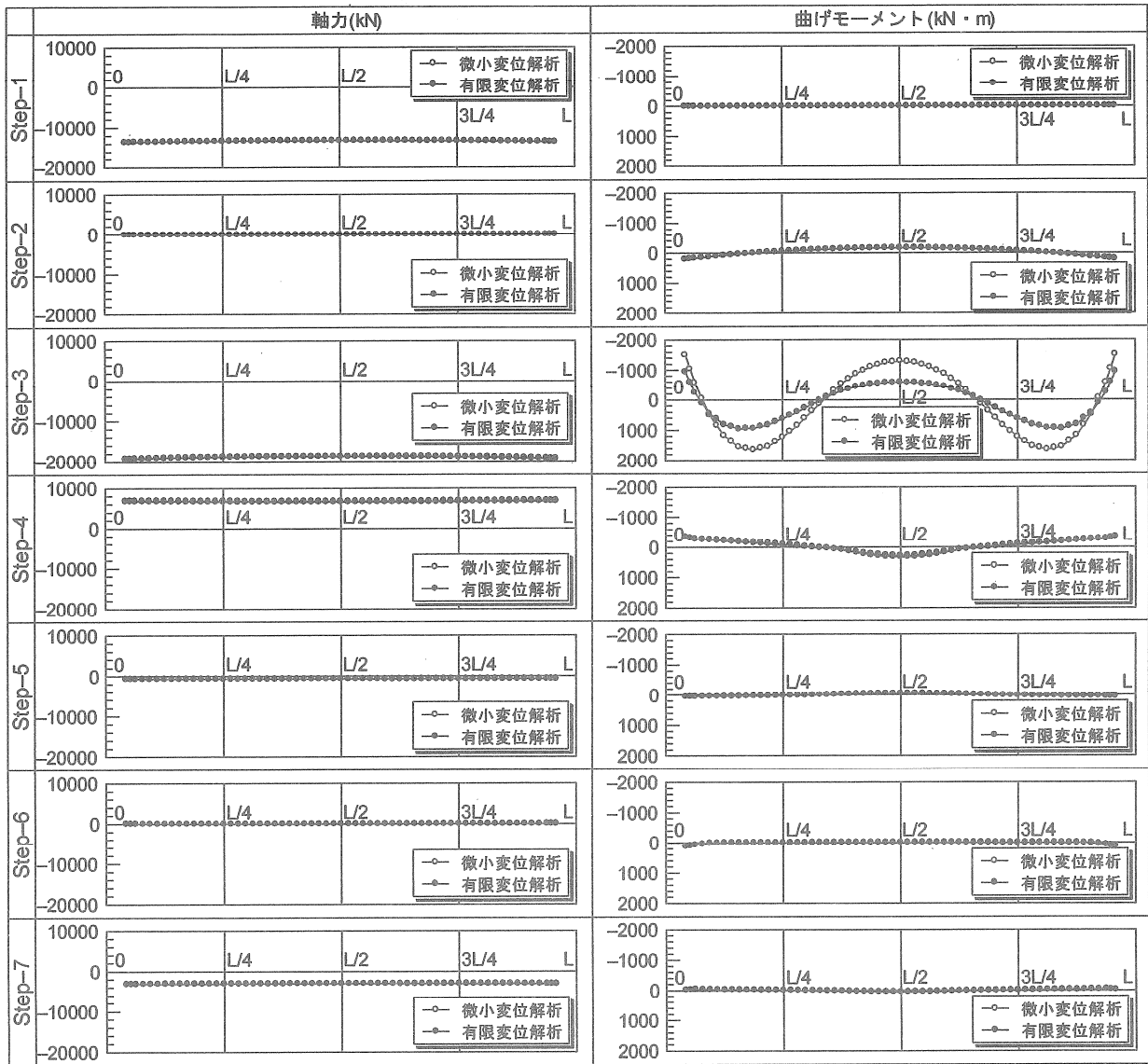


図-8 各架設ステップにおける吊床版の断面力

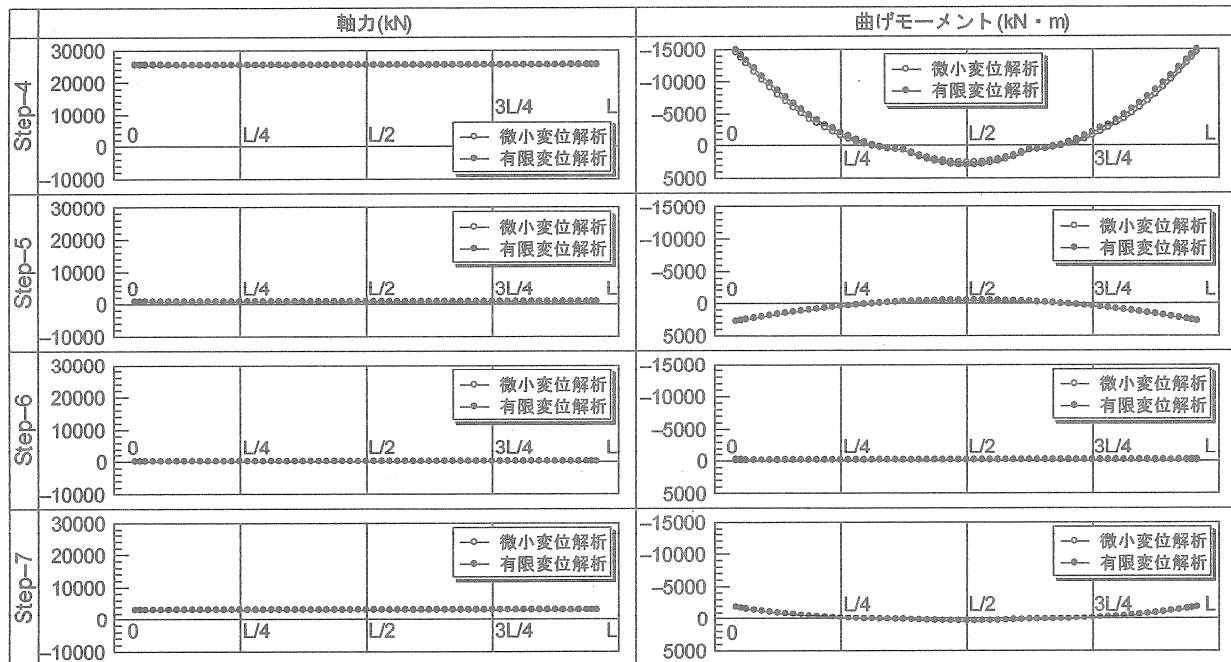


図-9 各架設ステップにおける主桁の断面力

それぞれほぼ一様に生じ、それ以外の架設ステップでは軸力の絶対値はかなり小さいことが解る。

また、吊床版の曲げモーメントは、Step-3 以外は小さいことが解る。この Step-3 では、解析方法による差異も大きく、微小変位解析結果の方が発生する曲げモーメントを過大に評価していることが解る。したがって、曲げ剛性の低い吊床版の架設時の断面力を評価する上では、幾何学的な非線形性を考慮した有限変位解析を行う必要があるといえる。その他の断面力については、微小変位解析結果および有限変位解析結果でほぼ一致していることから、幾何学的非線形性の影響はほとんどないことが解る。

図-9 に示した主桁の軸力図からは、Step-4 で約 25,000kN の軸力がほぼ一様に生じ、それ以外の架設ステップでは、発生する軸力の絶対値はかなり小さいことが解る。また、主桁の曲げモーメントについても、架設ステップの中で、Step-4 の曲げモーメントが最も支配的であることが解る。主桁の断面力については、両解析結果でほぼ一致し、幾何学的非線形性は小さいことが解る。これは、構造系が自旋構造となった後は、吊構造としての構造特性ではなく、主桁と吊床版が一体化され、全体として桁構造として機能するためである。

表-3 には、Step-1~3 における支点反力を、解析

表-3 Step-1~3 における支点反力

	水平反力(kN)		モーメント反力(kN・m)	
	微小変位解析	有限変位解析	微小変位解析	有限変位解析
Step-1	-13240.9	-13240.9	0.0	0.0
Step-2	-86.0	-88.1	-273.5	-277.3
Step-3	-18661.8	-18728.7	3472.2	2631.3
合計	-31988.7	-32057.7	3198.7	2354.0

方法ごとにそれぞれ示す。Step-4 では、構造系変換荷重として、表中の合計値と等価な外力を逆向きに作用させるが、解析方法により反力が異なる。これは、前述の通り、Step-3 の両解析において吊床版の曲げモーメントの差異が大きくなるためである。ここでは、各架設ステップにおいて、同じ荷重条件の下での相対的な議論を行うため、Step-4 の構造系変換荷重は、有限変位解析結果の方を採用した。この Step-4 の荷重の作用により、水平力約 32,000kN のうち、主桁に約 25,000kN、および、吊床版に約 7,000kN の圧縮軸力がそれぞれ発生していることが図-8, 9 から解る。また、主桁端部において卓越した負の曲げモーメントが発生するが、これは、Step-4 の構造系変換において、1 次ケーブルの定着の解放によって、偏心した位置で大きな水平力が作用したことによるものである。

図-10 には、各架設ステップにおける吊床版および主桁の鉛直変位を示す。まず、Step-3 の懸垂架設

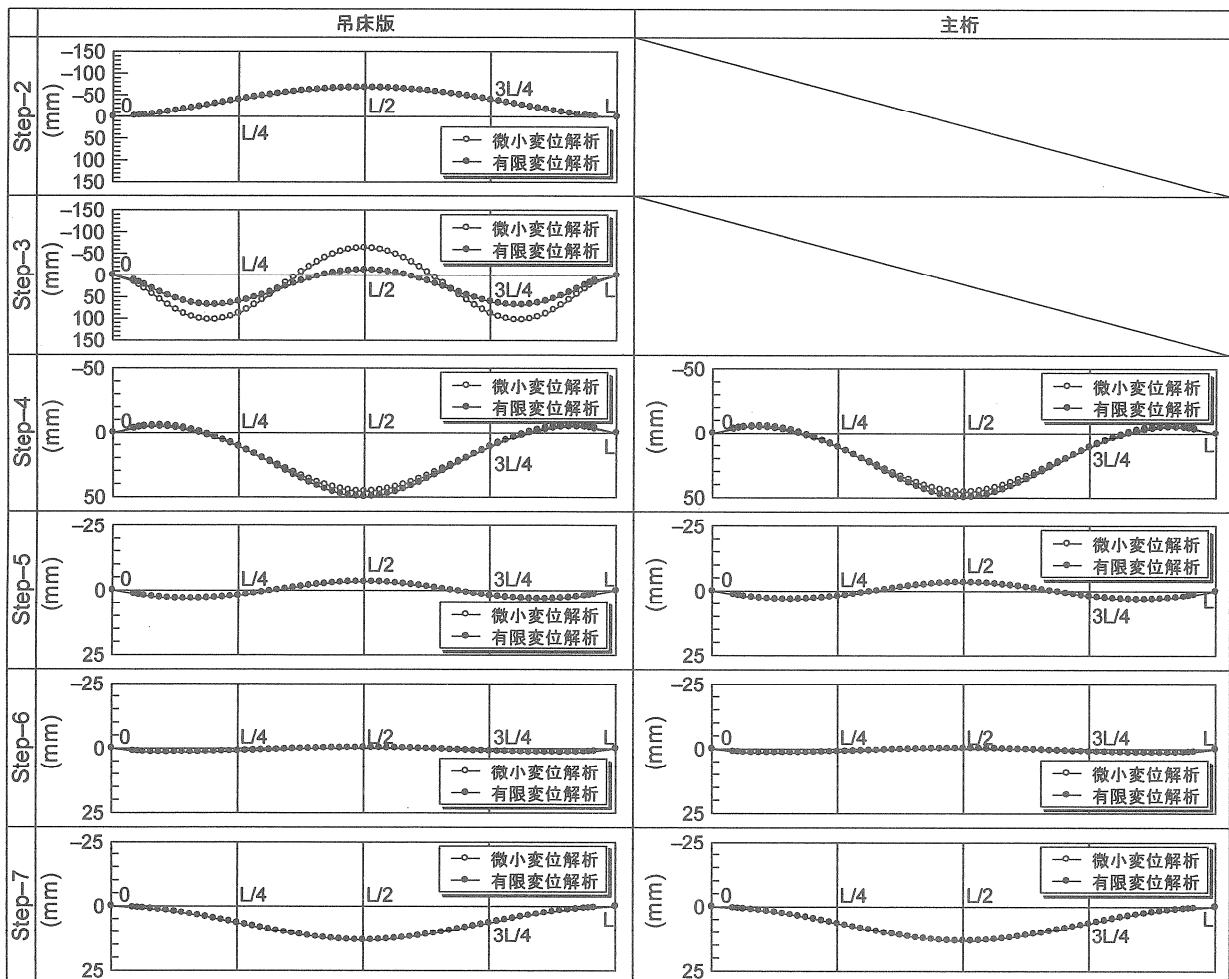


図-10 吊床版および主桁における各架設ステップの鉛直変位

時には鉛直変位が大きいこと、また、両解析結果で差異が見られ、微小変位解析結果では、変位を過大に評価することが解る。これは、Step-3で吊床版に生じた曲げモーメントと同じ傾向を示しており、鉛直変位は曲げモーメント分布と相似形であることも解る。

完成系の剛性を発揮する Step-4 以降では、主桁と吊床版が一体となって挙動すること、また、Step-4で最大約 47mm の鉛直変位を生じるものの、Step-5 以降の鉛直変位は小さいことが解る。したがって、架設時における形状管理については、懸垂架設時には、幾何学的非線形性を十分に考慮する必要があるといえる。

さらに、Step-7 の橋面工のような等分布荷重と見なせる荷重作用に対しては、主桁では圧縮軸力が、また、吊床版では引張軸力が、それぞれ絶対値が等しく発生しており、通常の桁構造と同様の挙動を示すことが解る。

4.2 架設ステップの重ね合わせによる評価

設計時の永久荷重作用時の断面力については、これらの一連の架設によって生じた断面力を重ね合わせることで評価される。各架設ステップの断面力を合計した結果について、それぞれの解析方法を対比して、図-11 に示す。図中には、完成系一括載荷による解析結果も併記している。

図より、架設ステップを合計した吊床版および主桁の軸力は、解析方法において差異はなく、絶対値が等しく、それぞれ引張および圧縮方向に生じていることが解る。

架設ステップを合計した吊床版の曲げモーメントについては、前節で述べたとおり、Step-3 で生じた曲げモーメントが支配的であり、両解析結果で大きな差異が見られる。微小変位解析では曲げモーメントが過大に評価されることになる。また、架設ステップを合計した主桁の曲げモーメントについては、微小変位解析では曲げモーメントが若干小さく評価される傾向にあるが、その差異はかなり小さいとい

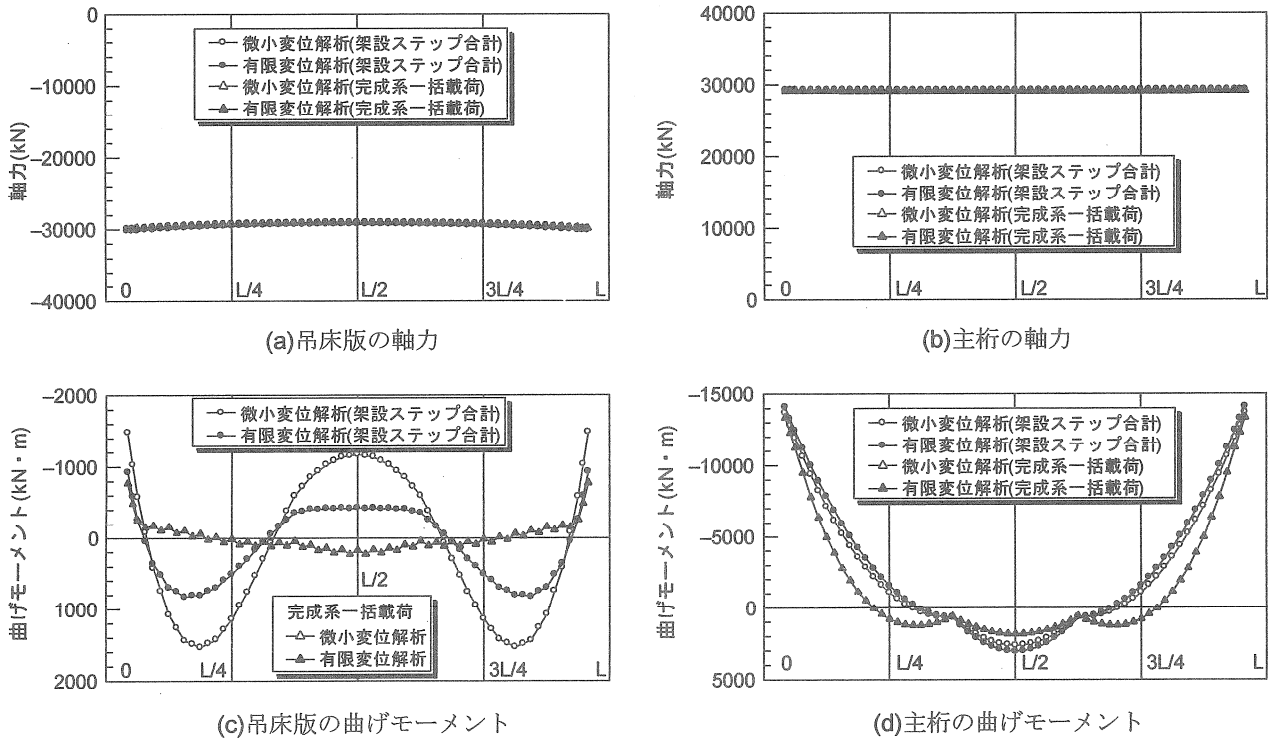


図-11 吊床版および主桁における各架設ステップを合計した断面力の比較

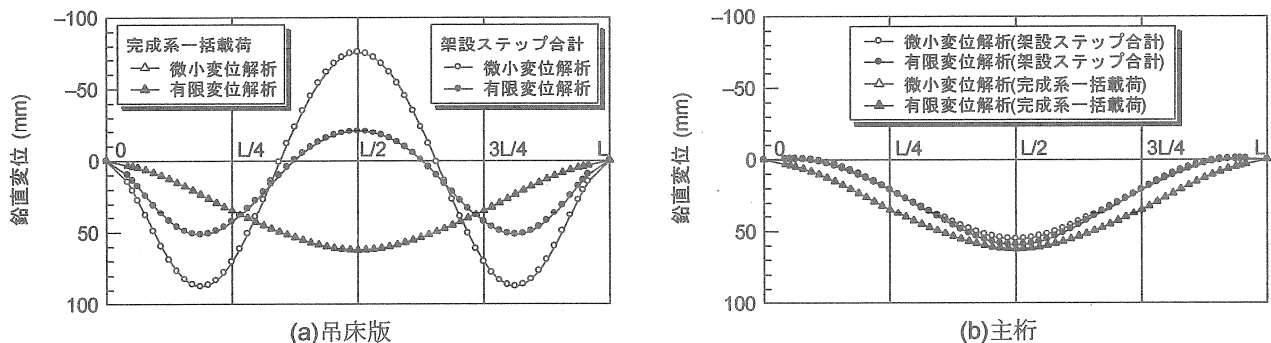


図-12 吊床版および主桁における各架設ステップを合計した鉛直変位の比較

表-4 吊床版および主桁における架設ステップの断面力と永久荷重作用時の断面力

(a) 吊床版

解析方法	微小変位解析						有限変位解析						
	端部		3L/16点		L/2点		端部		3L/16点		L/2点		
着目位置	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	
架設ステップ	Step-1	-13592.8	0.0	-13399.3	0.0	-13241.0	0.0	-13592.8	0.0	-13399.3	0.0	-13241.0	0.0
	Step-2	-83.8	206.4	-85.0	9.3	-86.0	-162.9	-85.9	208.7	-87.1	9.1	-88.1	-163.8
	Step-3	-19276.5	-1502.9	-18869.6	1639.3	-18662.3	-1294.7	-19344.8	-944.5	-18935.8	939.2	-18729.2	-595.4
	Step-4	6895.7	-341.8	6806.1	-145.4	6731.2	286.8	6714.3	-347.9	6629.2	-168.8	6554.0	331.1
	Step-5	-707.9	60.9	-698.5	38.1	-691.0	-42.6	-707.9	60.9	-698.5	38.1	-691.0	-42.6
	Step-6	-8.2	112.7	-13.6	7.1	-13.5	-8.4	-8.2	112.7	-13.6	7.1	-13.5	-8.4
	Step-7	-3127.5	-18.0	-3086.3	-15.6	-3051.0	50.1	-3127.6	-18.0	-3086.5	-15.7	-3051.0	50.2
プレストレス	24000.0	720.0	24000.0	0.0	24000.0	0.0	24000.0	720.0	24000.0	0.0	24000.0	0.0	
主桁架設時	4639.6	-576.5	5045.3	1648.6	5251.7	-1457.7	4569.3	-15.8	4977.1	948.2	5182.7	-759.2	
完成時	7691.7	-762.7	8053.0	1532.8	8227.4	-1171.8	7439.9	-208.1	7807.7	809.0	7981.3	-428.9	

(b) 主桁

解析方法	微小変位解析						有限変位解析						
	端部		L/4点		L/2点		端部		L/4点		L/2点		
着目位置	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	
架設ステップ	Step-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Step-2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Step-3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Step-4	25348.0	-14506.7	25338.1	-2048.9	25326.7	2649.9	25524.4	-14914.9	25513.7	-2598.2	25503.8	3066.3
	Step-5	688.3	2772.6	689.3	666.2	690.9	-394.2	688.3	2772.6	689.3	666.2	690.9	-394.1
	Step-6	13.9	-135.2	13.5	-70.0	13.5	-78.0	13.9	-135.2	13.5	-70.0	13.5	-78.1
	Step-7	3054.2	-1806.1	3058.7	-139.5	3061.9	458.6	3054.2	-1806.1	3058.6	-139.6	3061.9	458.7
プレストレス	7934.3	5329.8	1043.9	0.0	1043.9	0.0	7934.3	5329.8	1043.9	0.0	1043.9	0.0	
完成時	37038.7	-8345.5	30143.5	-1592.3	30136.9	2636.3	37215.1	-8753.8	30319.1	-2141.6	30314.0	3052.7	

える。

また、完成系一括載荷の解析結果からは、微小変位解析結果と有限変位解析結果の両者に差異はないことが解る。さらに、架設ステップを合計した断面力と比較した場合、吊床版と主桁の軸力は良い一致を示していること、また、主桁の曲げモーメントについては、端部で良い一致を示し、全体的な傾向も両者で良好に合っていることが解る。したがって、このような完成系の構造モデルに自重を一括して載荷した簡便な方法であっても、概略検討の際には、実用上、十分な精度を有しているといえる。一方、吊床版の曲げモーメントについては、端部において有限変位解析結果と良い一致を示すが、完成系モデルでは、架設時の幾何学的非線形性が考慮されないため、端部以外では曲げモーメントが過小に評価されることが解る。

図-12 に、主桁および吊床版について、各架設ステップにおける鉛直変位を重ね合わせた結果を示す。鉛直変位の分布の傾向は、前述の曲げモーメントで示した傾向と同様であり、特に、吊床版においては、たわみ特性の把握や、形状管理などにおいて、懸垂架設時における幾何学的非線形性を考慮する必要があるといえる。

最後に、吊床版および主桁における架設ステップの断面力と永久荷重作用時（完成時）の断面力を、表-4 に示す。なお、吊床版においては、Step-3 の主桁架設時における断面力も併記している。

まず、吊床版においては、主桁架設時および完成時に、十分な圧縮軸力が作用していること、また、有限変位解析結果による曲げモーメントは、微小変位解析結果によるものよりも、かなり低減されるこ

とが解る。一方、主桁においては、若干、有限変位解析結果の方が、断面力を大きく評価しているものの、その差異は小さいことが解る。

5. 結言

これまで述べてきたように、支間 80m のコンクリート自旋式吊床版橋の試設計を行い、架設時における構造特性について解析的な検討を行った結果からは、次のことがいえた。

- (1) 設計時の断面力を算定する上で、全体構造の完成系を対象に自重を一括して載荷した場合と、各架設ステップの断面力の重ね合わせによる場合を比較した結果、吊床版の曲げモーメントのみに差異が見られたものの、設計上、吊床版の基本構造に影響を及ぼすことはないことが解った。このような簡便な解析方法によっても概略的な断面力の算出が可能であることから、設計時における有用性が示された。
- (2) 懸垂架設時には、吊構造特有の幾何学的な非線形性を有することから、有限変位解析を適用して吊床版の構造特性を把握することが必要であること、また、曲げ剛性の低い吊床版にとって最も厳しい主桁の架設時であっても軸力が支配的なケーブル構造と同様の特徴を示すことが確かめられた。
- (3) 懸垂架設時に幾何学的な非線形性を考慮し、適切な断面力に基づいた試設計を行えば、吊床版に作用する曲げモーメントを過大に評価することなく、吊床版の基本構造は、軸力が支配的な

部材として合理的な設計ができることが解った。

- (4) たわみ特性については、懸垂架設の際には、有限変位解析を適用し、架設ステップを考慮して吊床版の変形挙動を検討する必要があること、また、自碇構造となった以降では、所要の荷重作用の下で通常の微小変位解析を適用すれば実用上十分な精度で把握できることが確かめられた。

謝辞

当時、東京都立大学の卒業研究生であった松中 渉君（現 首都大学東京大学院）による解析データの作成・整理などへの協力に対して、心より謝意を表したい。

参考文献

- 1) 近藤真一，梶川康男，深田宰史，前田研一：コンクリート曲弦トラス橋の構造特性と道路橋への適用，土木学会論文集，No.753/V-62，pp.107-126，2004.

- 2) 熊谷紳一郎，近藤真一，池田尚治：吊床版構造を応用した新しい PC 複合トラス橋に関する研究，プレストレストコンクリート，pp.73-82，Vol.44，No.1，2002.
- 3) 熊谷紳一郎，近藤真一，梅津健司，加藤幸則，小松原隆之：吊床版構造を応用した新しい PC 複合トラス橋の設計と施工，プレストレストコンクリート，pp.128-136，Vol.44，No.6，2002.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，pp.148-172，2002.
- 5) 前田幸雄，林 正：立体骨組構造物の有限変位解析，土木学会論文報告集，No.253，1976.
- 6) 林 正，前田研一，増井由春，内海 靖，山野長弘：長径間吊橋の立体有限変位解析，構造工学論文集，Vol.37，pp.329-342，1991.

(2005年9月10日受付)