

合成 2 主桁橋の立体挙動特性に関する研究

A STUDY ON THREE-DIMENSIONAL CHARACTERISTICS OF COMPOSITE BRIDGES WITH TWO PLATE GIRDERS

坂井 藤一* 八部 順一** 大垣 賀津雄*** 橋本 靖智**** 友田富雄*****

Fujikazu SAKAI, Jun-ichi YABE, Kazuo OHGAKI, Yasusato HASHIMOTO and Tomio TOMODA

- * 工博 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 部長 (〒136 東京都江東区南砂2-11-1)
 ** 工修 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 課長 (〒136 東京都江東区南砂2-11-1)
 *** 工修 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 係長 (〒136 東京都江東区南砂2-11-1)
 **** 工修 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 (〒136 東京都江東区南砂2-11-1)
 ***** 工修 川重工事(株) 東部支社 橋梁工事業部 課長補佐 (〒278 千葉県野田市二ツ塚118)

This paper describes the three-dimensional characteristics of composite bridges with two steel plate girders and prestressed concrete slab. This type of bridges have possibilities to realize good cost-performances, speedy construction, on-site labor-saving and easy maintenance.

As well known, this type of bridges have been constructed in Europe during past decades, but their structural characteristics have not been so clear yet. The authors conducted F.E.M. analysis with a three-span continuous composite bridge model, to grasp the characteristics and present some new points through the comparison with the conventionally designed values.

Key Words: two plate girders bridge, composite bridge, prestressed concrete slab, finite element method, three-dimensional analysis

1. まえがき

21世紀を間近にして、第二東名・名神道路プロジェクト等、大規模な道路整備計画が進められている。これらのプロジェクト実施に当たっては、コスト・工期短縮・現場の機械化・耐久性などの諸点が、技術上必須の課題となっている。このような要件を満たす橋梁構造には、設計条件に応じていろいろなものが考えられるが、PC床版を有する少数主桁（2主桁、3主桁）鋼橋は、構造の簡略化・施工の機械化・維持補修の容易さなどの点から、かなり一般性のある標準化橋梁方式として、現在関係各所において計画・検討が行われている¹⁾。

この種の合理化構造は、ドイツ、フランス、スイス等のヨーロッパ諸国において、すでに実績のある橋梁構造形式として、定着しつつあるように見受けられ²⁾、たとえば、図-1に示すような2主桁橋梁も、最近見られるようになってきている^{3)・4)}。しかしながら、この種橋梁は、わが国においては事例に乏しく、また諸外国などにおいて工事報告は多々見受けられるものの、その構造特性を詳しく解析し、報告した文献はあまり見当たらないようである。

筆者らは、以前に広幅員の鋼床版2主桁橋の施工を担当する機会があり、当該少本数主桁の構造特性に関して

若干の検討を行っている^{5)・6)}。その際には、2主桁橋の立体挙動特性を究明するために、ブロック有限要素法⁹⁾による解析なども実施している。

最近PC床版を用いた鋼2主桁橋について、従来の多主桁橋との比較などが報告されるようになった¹⁰⁾。このような構造の特徴の一つは、図-1に見られるように、対傾構・横構が省略され、非常にスレンダーな横桁のみで両主桁が結合されていることである。

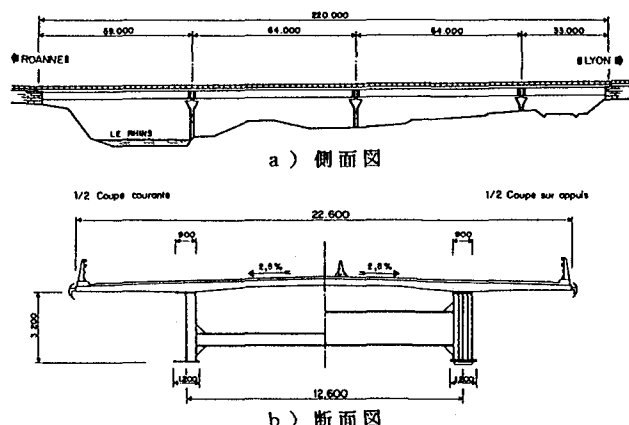
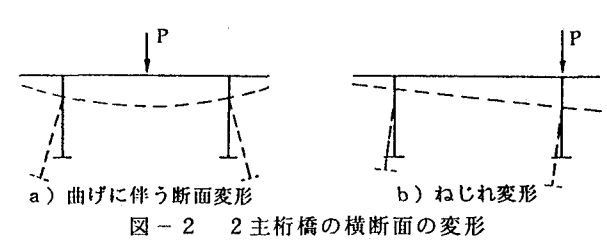


図-1 合成2主桁の例（フランス、オピタル橋）

そのため、図－2．a)に示すように、場合によっては断面形状の保持が十分でなくなり、各部材に断面変形に伴う2次的影響の発生が予想される。また、ねじれ変形（同図b)）に関しても、多主桁・箱桁に比べて大きくなるので、これに伴う影響も無視できなくなることが考えられる。さらに、通常の床版と比較して幅が広く、厚い床版を用いることなどから、床版と主桁の相関挙動や、ジベルに作用する力を含む床版－ジベル－上フランジ結合部の設計問題なども詳細に調べる必要がある。

このような観点から、ここでは、標準的と思われる3径間連続橋について、P C床版を有する広幅員の合成2主桁橋モデルを想定し、F E M解析によりその立体挙動を詳細に解明して、各構造部材に発生する付加応力等の性状およびその度合いを明らかにするとともに、慣用解析法（1－0法）計算との比較を行い、結果として、2主桁橋の構造特性の把握、およびこの種橋梁の設計法に関する有用な資料の取得を目的に、本研究を実施したものである。



2. 解析内容

2.1 解析モデル

(1) 対象橋梁

一般に、国内既設の連続鉄桁橋の適用最大支間が約60 m程度であること、および3径間以上あれば、それ以上の径間でも同様の挙動を呈すること、および単純桁橋としての挙動も把握し得ることなどから、本F E M解析の対象とする橋梁は、図－3に示す3径間（3@60m）連続合成2主桁構造とした。その他の構造条件は、以下の通りである。

- ①第2東名・名神プロジェクト等で計画されている広幅員橋梁を対象として、横断面形状は主桁間隔12m、総幅員18mとした。
- ②主桁は、別途設計計算の結果、高さ2.9m（一定）のI型断面とし、主桁断面等は、事前検討段階における1－0法を用いた試設計算により求めた。
- ③床版は、厚さ32cmの縦横締めP C床版を想定し、曲げモーメントによる引張応力に対して全断面有効とした。またアスファルト舗装は75mmとした。
- ④横桁は現状の慣用的な間隔6 mで配置し、対傾構や下横構を省略した。

(2) F E M解析モデル

F E M解析モデルは、対象橋梁全体に対して、図－4

に示すような立体F E M解析モデルを作成した。主桁腹板と床版を板曲げ要素で、その他部材を梁要素でモデル化した。

a) 主 桁

主桁の断面とこれに対するモデルを、表－1および図－5に示す。上下フランジは梁要素として、その断面剛性を与えている。

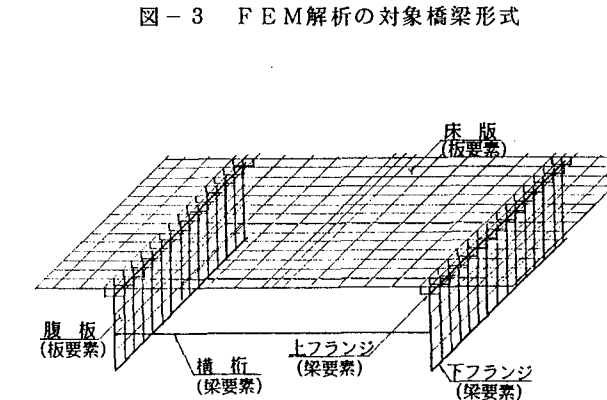
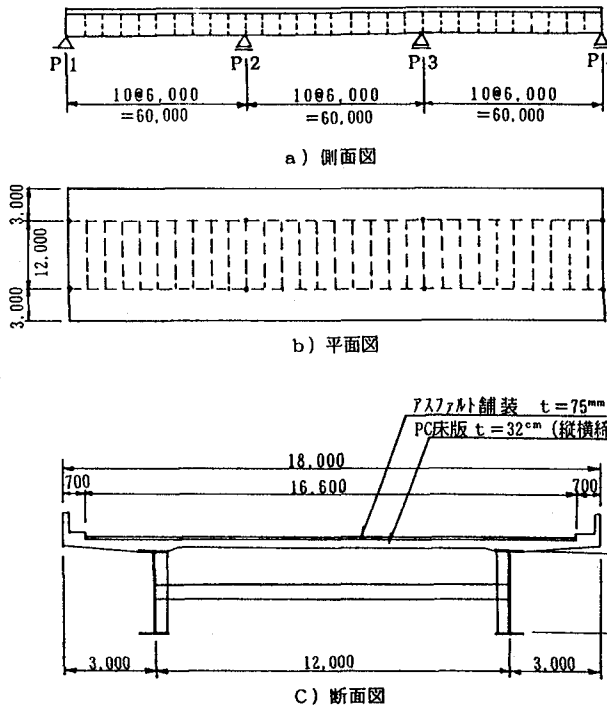


図-4 FEM解析全体モデル

表-1 主桁断面諸元

主 桁 断 面			断面積	断面2次モーメント		ねじり
			A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	J c
上フランジ	断面1	890×41	365	511	240,900	1,
	断面2	960×65	624	2,197	479,200	8,
	断面3	400×19	76	23	10,130	
下フランジ	断面1	960×75	720	3,375	553,000	12,
	断面2	960×110	1,056	10,650	811,000	39,
	断面3	900×29	261	183	176,200	
腹 板		2,900×24	-----	-----	-----	-----

b) 主桁と床版の結合部

主桁上フランジと床版を結合するジベル部材は、床版厚の1/2+ハンチ高さの長さを持つ、曲げに對し剛な部材でモデル化し、図-6に示すように、上フランジをモデル化したダミー部材と結合した。

c) 横桁と横桁位置垂直補剛材

横桁および横桁位置垂直補剛材の断面を、表-2に示す。支点上横桁は、中間横桁よりも剛な梁部材(腹板高1,400mmのI断面)を配置した。垂直材と横桁の結合点近傍については、図-7に示すように、橋軸直角方向曲げに對して剛域を考えた。

(3) 支点条件

支点条件としては、P1支点において、橋軸方向の移動を固定した。この場合、偏載荷重により生じるソリねじりに對し、この支点は拘束効果を及ぼす。したがって、このソリを解除する意味で橋軸方向可動としたケースとの比較・検討を行った。

また、橋軸直角方向は全支点(8箇所)固定、回転については全方向自由とした。

2.2 荷 重

解析に適用した荷重は、合成前後の死荷重および対称載荷と偏載荷の活荷重(L-20)である。

(1) 死荷重

以下の死荷重強度を全橋長に對して載荷した。これらの載荷状態を図-8に示す。

床版の施工は場所打ちとし、合成前死荷重としては、鋼桁、硬化前の床版およびハンチの重量を載荷した。

- ① 鋼 桁 (1主桁当たり) : 0.484tf/m²
- ② 床版硬化前載荷 (") : 7.200tf/m
- ②' ハンチ (") : 0.446tf/m

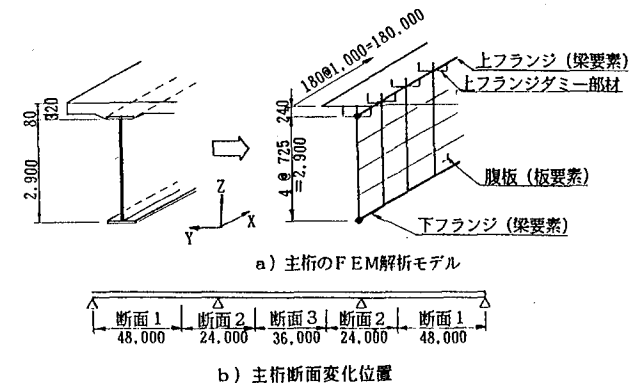


図-5 主桁FEMモデルと断面変化位置

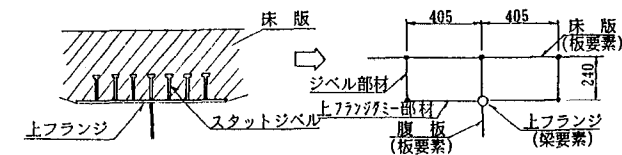


図-6 主桁床版結合部のFEMモデル

合成後死荷重としては、床版型枠の撤去後の床版の曲げ変形の影響を考慮するため、床版荷重を等分布面荷重として載荷する反面、合成前死荷重として載荷されていた床版荷重相当分を逆載荷している。その他の荷重としては、舗装、高欄および地覆である。

- ③ 床版硬化後載荷(等分布面荷重) : 0.800tf/m²
- ④ 床版硬化前除荷(1主桁当たり) : -7.200tf/m
- ⑤ 舗 装 (等分布面荷重) : 0.173tf/m²
- ⑥ 高 欄 (1主桁当たり) : 0.503tf/m
- ⑦ 地 覆 (等分布面荷重) : 0.488tf/m²

表-2 横桁と垂直補剛材の断面諸元

横桁, 垂直材断面	断面積 A cm ²	断面2次モーメント		ねじり定数 J cm ⁴
		I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	
横桁位置	一般部	133	173,900	13,680
垂 直 材	支点上	368	506,200	50,030
横 桁	一般部	219	66,600	22,400
	支点上	422	1,367,000	33,460

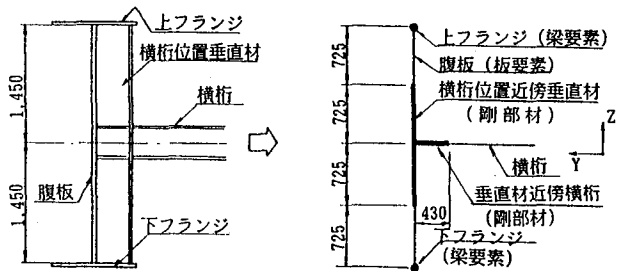


図-7 横桁と垂直補剛材のFEMモデル

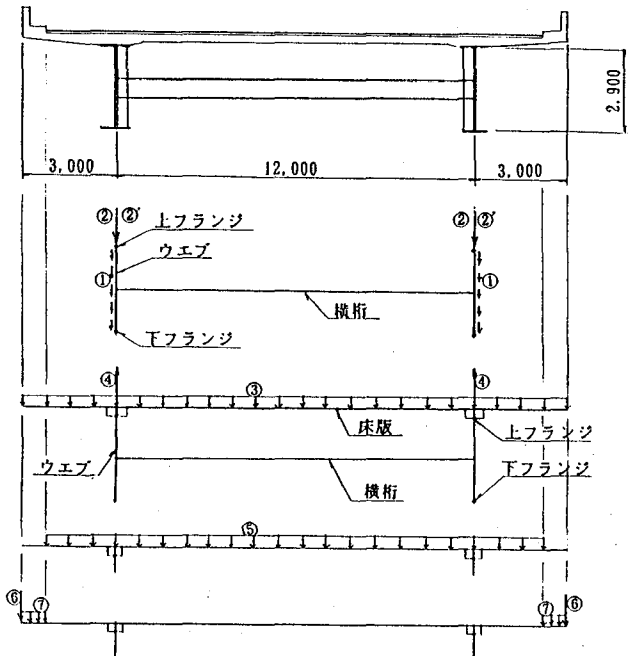


図-8 死荷重載荷状態

(2) 活荷重

a) 橋軸直角方向荷重状態

活荷重 (L-20) の等分布荷重と線荷重に対して、それぞれ対称荷重と偏荷重を考えた。これらの荷重強度は以下の通りであり、荷重状態を図-9に示す。

・等分布荷重

① 主荷重: 0.413 tf/m^2 , ② 従荷重: 0.207 tf/m^2

・線荷重

① 主荷重: 5.905 tf/m , ② 従荷重: 2.953 tf/m

b) 橋軸方向荷重状態

橋軸方向の活荷重荷重は、実設計においては影響線荷重が行われるが、ここでは簡便のため図-10に示す側径間と中央径間に着目した基本荷重の固定荷重を考え、設

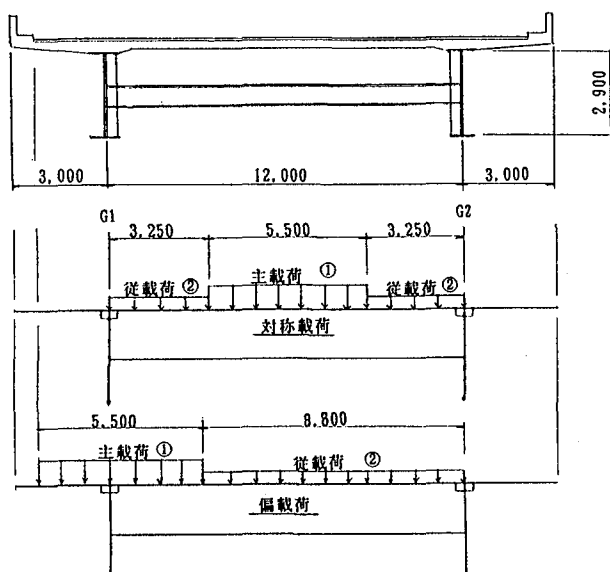


図-9 活荷重荷重状態 (橋軸直角方向)

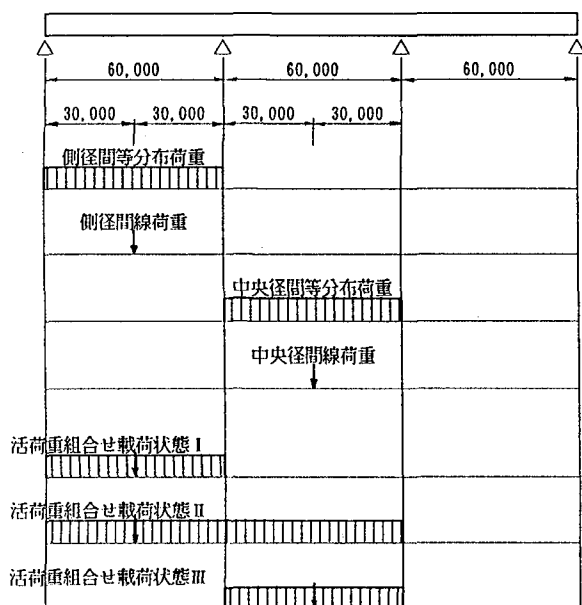


図-10 活荷重荷重状態 (橋軸方向)

計荷重に相当する活荷重の荷重状態Ⅰ～Ⅲに対する組合せ計算を実施した。

(3) 基本荷重

上述の死荷重および活荷重を整理すると、FEM解析を実施した基本荷重は、表-3に示す通りである。

表-3 FEM解析を実施した荷重の種類

NO.	荷重種類		参照図
1-1	死荷重	合成前	鋼桁重量
1-2		合成前	床版線荷重荷重
1-3		合成前	ハンチ重量
2-1		合成後	床版面荷重荷重
2-2		合成後	床版線荷重除荷
3		合成後	舗装重量
4-1	活荷重	合成後	高欄重量
4-2		合成後	地覆重量
5		側径間	対称荷重 等分布荷重
6			線荷重
7			偏荷重 等分布荷重
8			線荷重
9		中央径間	対称荷重 等分布荷重
10			線荷重
11			偏荷重 等分布荷重
12			線荷重

3. 予備解析

まずモデルの細部条件設定および妥当性検討のため、以下の3項目に着目した予備解析を実施した。

- ① 鋼桁モデルに対する検証
- ② 合成桁モデルに対する検証
- ③ 断面変形の影響検討

3.1 鋼桁モデルに対する検証

合成桁断面として計算を行う前に、鋼桁モデルの妥当性を検証するためのFEM解析を行い、慣用計算値と比較した。荷重としては、合成前の床版荷重 (NO.1-2) を上フランジに線荷重として与え、せん断変形を無視した場合と考慮した場合の変断面連続梁に対する慣用計算との比較を行った。これらの結果を表-4に示す。

表-4 鋼桁モデルの妥当性検討結果

構造部位 着目位置	計算方法	鋼桁応力度 Kgf/cm^2		鉛直変位 $\delta \text{ mm}$
		上フランジ	下フランジ	
側径間中央	FEM解析	-1204	811	113
	梁理論	A -1194	801	107
		B -1193	800	113
中間支点上	FEM解析	1226	-834	0
	梁理論	A 1228	-854	0
		B 1225	-852	0
中央径間中央	FEM解析	-628	437	11
	梁理論	A -614	429	4
		B -625	436	11

注) A: せん断変形無視, B: せん断変形考慮

同表から、上下フランジ垂直応力および鉛直変位については、FEMと慣用計算結果とがよく一致しており、特にせん断変形を考慮した梁理論の結果（B）はFEM解析とほとんど差がない。

一方、下フランジの応力については、FEM解析における支点集中荷重の影響で、鋼桁応力分布に乱れがあるため、中間支点上でFEM解析と梁理論の結果に差が生じている。

3.2 合成桁モデルに関する検証

次に、合成桁モデルのFEM解析を行い、慣用計算値と比較した。2主桁間の分配効果を調べるため、側径間等分布活荷重偏載荷（NO.7）の解析を行い、床版の有効幅を考えた変断面梁による1-0法慣用計算結果と比較した。

床版上下面、鋼桁上下フランジ垂直応力および鉛直たわみの結果を表-5に示す。FEM解析の結果は慣用計算の結果と全体的によく対応しているが、特にFEM解析において、全支承橋軸方向可動とした値は、慣用計算による結果とはよく一致していることがわかる。これより、中間横桁の分配作用はほとんどなく、1-0法により偏載荷重に対する評価を行ってよいと考えられる。

3.3 断面変形の影響検討

2主桁橋に特徴的な、断面変形の影響を調べるため、横桁ありモデルと横桁なしモデルによるFEM解析を実施した。横桁なしモデルは、支点上における側方拘束をなくするため、橋軸直角方向支点条件をG2桁で可動とし

た。荷重としては、合成後の床版自重に対する等分布面荷重（NO.2-1）を載荷した。

これら両モデルによるFEM解析結果を、床版の鉛直変位と橋軸直角方向応力、および下フランジの水平変位（2主桁間の開き量）と水平曲げモーメントについて、表-6および図-11に示した。ここで、床版の変位および応力については、主桁位置で床版を単純支持した場合と固定支持した場合の慣用計算値と比較を行っている。

鋼桁に対する着目点床版の相対変位と床版支間中央の橋軸直角方向上下面応力について、横桁ありモデルは鋼桁位置で固定支持した場合の慣用計算値とほぼ一致し、横桁なしモデルは単純支持の計算値と一致する。また、横桁なしモデルは、床版の変形が抑えきれず、横桁ありモデルの2.2倍程度の鉛直変位が発生し、下フランジ間隔の開きも床版重量のみで30mm程度発生していることがわかる。

したがって、2主桁橋においては、横桁や支承による橋軸直角方向拘束が、ハの字に開くような断面変形を抑えるのに有効に働き、横桁の床版挙動に与える影響が大きいことが伺える。

さらに、FEM解析の結果から、横桁ありモデルと横桁なしモデルの下フランジ水平曲げモーメント分布に大きな差が見られる。特に、中間支点上では両モデルにお

表-5 合成桁モデルの妥当性検討結果

構造部位 着目位置	計算方法	床版応力Kgf/cm ²		鋼桁応力Kgf/cm ²		鉛直変位 δ mm
		上面	下面	上フランジ	下フランジ	
側径間 中央	FEM解析	-15.2	-9.6	-55	288	21
		-15.0	-9.0	-51	320	23
		-14.6	-8.0	-54	325	21
	梁理論 A	-14.8	-8.1	-54	329	23
		-5.8	-2.7	-13	182	13
		-6.0	-3.2	-18	151	11
	FEM解析	-6.4	-3.5	-23	141	9
		-6.4	-3.5	-24	143	10
		-6.4	-3.5	-24	143	10
	梁理論 B	-6.4	-3.5	-24	143	10
中間 支点上	FEM解析	13.8	5.9	27	-147	0
		15.1	6.6	31	-159	0
		10.8	7.5	50	-161	0
	梁理論 A	10.5	7.2	48	-156	0
		7.5	3.3	15	-82	0
		6.2	2.5	11	-70	0
	FEM解析	4.7	3.2	22	-70	0
		4.6	3.1	21	-68	0
		4.6	3.1	21	-68	0
	梁理論 B	4.6	3.1	21	-68	0
中央径 間中央	FEM解析	3.6	1.7	8	-119	9
		4.0	1.9	9	-126	9
		4.2	1.5	10	-132	9
	梁理論 A	4.1	1.5	10	-131	9
		1.9	0.7	3	-72	5
		1.6	0.5	1	-64	4
	FEM解析	1.8	0.7	4	-57	4
		1.8	0.7	4	-57	4
		1.8	0.7	4	-57	4
	梁理論 B	1.8	0.7	4	-57	4

注1) 表中、下線は活荷重偏載荷に対するFEM解析において、全支承橋軸方向可動とした値である。

2) A: せん断変形無視。B: せん断変形考慮

表-6 断面変形の影響検討結果

項 目		FEM解析		慣用計算		
床	計算モデル	横桁あり	横桁なし			
版	鉛直変位	張出先端 δ1	1.2	12.4	-1.0	11.9
	mm	支間中央 δ2	-5.9	-17.4	-5.2	-18.0
	床版応力	支間中央上面	-33.0	-63.9	-28.0	-63.2
		Kgf/cm2	支間中央下面	28.8	61.7	28.0
下フランジ	間隔変化量	端支点 P 1	0.0	28.4	—	—
		中間支点 P 2	0.0	28.6		
	mm	側径間中央	0.5	27.0		
		中央径間中央	0.6	27.2		

注) 床版のFEM解析値は、側径間中央の値である。

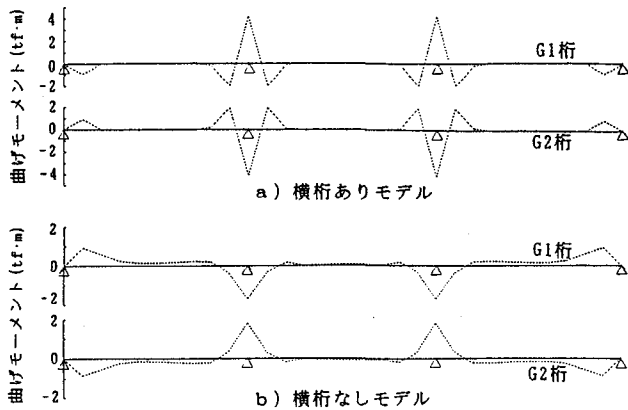


図-11 断面変形による下フランジ水平曲げモーメント

いて逆符号となり、オーダーが2倍程度異なること、横桁を配置しても中間支点近傍で水平曲げが発生することなどがわかる。

4. 各部構造特性の比較・考察

図-8~10のような各種の設計荷重に対する解析を実施し、主桁、横桁、ジベル、支承等に生じる部材力およびたわみに関する各着目点の結果を整理した。これらの調査項目、着目点、載荷状態の関係を表-7に示す。

4.1 主 桁

床版および鋼桁の上下フランジの橋軸方向垂直応力について、梁理論による慣用計算との比較を表-8に示した。ここで、慣用計算とは、載荷荷重を1-0法により分配し、道路橋示方書に示される床版有効幅を用いた合成断面梁に対し、せん断変形を考慮して求める方法である。また、参考として、活荷重偏載荷の場合、橋軸方向固定支承のソリ拘束の影響を解除した、全支承可動のモデルの結果も同表中にアンダーラインを付して記載している。

なお、同表中の応力度の記号は、図-12に示すような床版および鋼桁の垂直応力度であり、 σ_B は下フランジの水平曲げによる応力度である。

これらの図表より、次のようなことがわかる。

- ①集中荷重作用点でFEM解析の応力のみだれが若干現れているが、全体的には1-0法を用いた慣用計算とよく対応していることがわかる。
- ②端部支承のソリ拘束の影響が最大40kgf/cm²程度現れる。しかし、全応力1,700kgf/cm²の約2.5%である。
- ③表-8に示す応力 σ_B は、断面変形およびねじりに伴う付加応力を示すもので、以下のような特性を示している。

表-7 着目項目と活荷重載荷状態

項 目	着 目 点	略 称	活荷重載荷状態
主桁応力	側径間中央	1/2・L	I
	中間支点	L	II
	中央径間中央	3/2・L	III
横桁応力	端 支 点	0	I
	側径間中央	1/2・L	I
	中間支点	L	II
ジベル作用力	端 支 点	0	I
	側径間中央	1/2・L	I
	中間支点	L	II
支承反力	端 支 点	0	I
	中間支点	L	II
		2 L	III
たわみ	側径間中央	1/2・L	I
	中央径間中央	3/2・L	III

表-8 主桁応力のFEM解析と慣用計算の比較

着目点		荷 重 項 目		床版応力度		鋼桁応力度		
				σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}	σ_B
				(単位:kgf/cm ²)				
1/2 L	死荷重	合成前	慣用	0.0	0.0	-1497	1006	0
			FEM	0.0	0.0	-1520	1016	0
		合成後	慣用	-9.0	-5.0	-33	201	0
			FEM	-9.0	-5.2	-30	200	0
	活荷重	等分布荷重	対称 慣用	-9.4	-5.1	-34	208	0
			FEM	-9.3	-5.4	-30	208	0
			偏載 慣用	-14.8	-8.1	-54	329	0
			FEM	-15.2	-9.6	-55	288	10
		線荷重	対称 慣用	-4.8	-2.7	-18	107	0
			FEM	-5.6	-2.6	-15	101	10
			偏載 慣用	-7.6	-4.2	-28	168	0
			FEM	-10.5	-4.5	-30	149	3
L	死荷重	合成前	慣用	0.0	0.0	1543	-1073	0
			FEM	0.0	0.0	1568	-1085	0
		合成後	慣用	14.7	10.1	68	-218	0
			FEM	20.4	8.9	40	-221	-14
	活荷重	等分布荷重	対称 慣用	13.9	9.6	64	-206	0
			FEM	18.7	8.2	39	-209	-14
			偏載 慣用	21.9	15.1	101	-325	0
			FEM	28.7	12.7	60	-320	-16
		線荷重	対称 慣用	2.4	1.6	11	-36	0
			FEM	3.0	1.4	7	-36	0
			偏載 慣用	3.8	2.6	17	-56	0
			FEM	4.5	2.1	10	-53	-7
3/2 L	死荷重	合成前	慣用	0.0	0.0	-771	538	0
			FEM	0.0	0.0	-792	553	0
		合成後	慣用	-3.3	-1.2	-8	106	0
			FEM	-3.2	-1.5	-7	102	0
	活荷重	等分布荷重	対称 慣用	-7.9	-2.9	-20	249	0
			FEM	-7.5	-3.3	-16	250	0
			偏載 慣用	-12.4	-4.6	-31	393	0
			FEM	-12.4	-5.9	-30	380	10
		線荷重	対称 慣用	-12.5	-6.0	-29	381	10
			FEM	-4.7	-1.7	-11	148	0
			偏載 慣用	-5.6	-1.8	-11	146	13
			FEM	-7.4	-2.7	-18	234	0
合計	合計	対称	慣用	-15.9	-5.8	-810	1041	0
			FEM	-16.3	-6.6	-826	1051	13
		偏載	慣用	-23.1	-8.5	-828	1271	0
			FEM	-25.7	-10.2	-850	1255	15

注) 表中、下線は活荷重偏載荷に対するFEM解析において、全支承橋軸方向可動とした値である。

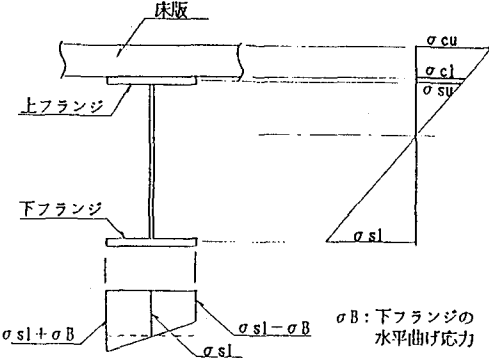


図-12 主桁垂直応力度の記号

- ・支間中央においては、死荷重および等分布対称活荷重による応力 σ_a は、発生しない。
- ・一方、等分布活荷重偏載荷では、若干の応力が発生するが、これはねじりに伴う付加応力と考えられる。
- ・線荷重に対しては、荷重集中点で若干の応力 σ_a が発生し、特に対称載荷の場合が大きくなっている。対称載荷の場合は、断面変形のみによる応力であり、偏載荷による応力には、断面変形とねじりに伴う付加応力の両方が混在している。
- ・中間支点においては、合成前を除く全荷重に対して付加応力が発生し、その度合いは合計で40kgf/cm²程度であり、全応力度の2.5%程度である。

4.2 横 桁

FEM解析結果から得られた横桁の応力を、表-9に示す。これより、以下のことがいえる。

- ①支点上横桁については、曲げ応力が大きいが、最大180kgf/cm²程度であり、試設計計算値より大幅に下回っている。
- ②中間横桁は、軸引張応力がほとんどであり、対称載荷で最大206kgf/cm²生じているが、試設計で細長比から決定した断面は十分な余裕がある。

また、横桁軸力の橋軸方向の分布を調べるため、側径間活荷重等分布対称載荷および線荷重対称載荷（N0.5および6）の場合の横桁軸力を図-13に示す。同図から、等分布荷重の載荷区間で横桁軸力はほぼ一定であること、線荷重載荷状態の場合には、線荷重直下の横桁とその両隣の横桁にのみ軸力が作用すること、および両者の比率はほぼ1：0.5となることがわかる。

4.3 ジベル

ジベルに発生する橋軸方向せん断力は、FEM解析と慣用計算における合成断面梁のせん断力がほぼ一致しており、通常の設計法を適用すればよい。

一方、今回の立体FEM解析から求まる橋軸直角方向

せん断力および偶力について調べる。これらのジベル作用力は、通常の設計では考慮していないものであるが、FEM解析結果を示すと表-10のようになる。

橋軸直角方向ジベルせん断力は、中間支点で最大となり、48.3tf/m発生する。この値は、試設計計算の橋軸方向せん断力153tf/mの32%であり、合成応力に換算すれば約5%程度の増加となる。

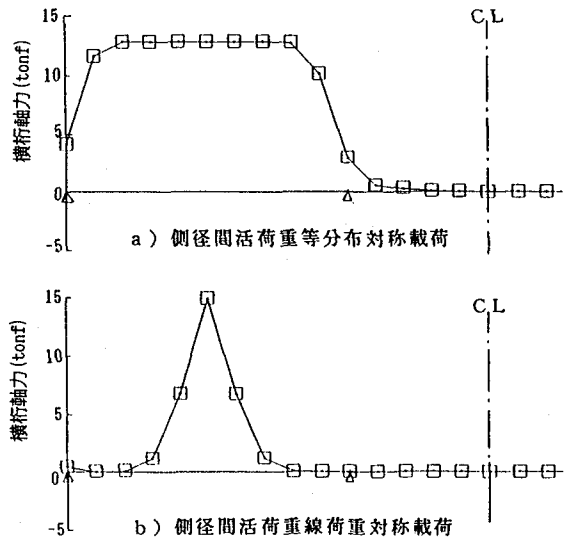


図-13 横桁軸力の橋軸方向分布

表-10 ジベル部材発生断面力

断面力	着目点		載荷状態	死荷重	活荷重				合 計
					等分布	線荷重	小 計		
せん断力 tf/m	支点上	0	対称載荷	10.5	7.6	-0.1	7.5	18.0	
			偏載荷 G1	10.5	-2.8	-2.5	-5.3	5.2	
			G2	10.5	11.4	2.2	13.6	24.1	
		L	対称載荷	27.6	20.5	0.2	20.7	48.3	
			偏載荷 G1	27.6	10.6	0.4	11.0	38.6	
			G2	27.6	14.9	0.1	15.0	42.6	
	支 間 中 央	1/2・L	対称載荷	10.2	7.4	4.9	12.3	22.5	
			偏載荷 G1	10.2	4.4	3.6	8.0	18.2	
			G2	10.2	4.2	2.3	6.5	16.7	
		3/2・L	対称載荷	-13.4	-9.7	-13.6	-23.3	-36.7	
			偏載荷 G1	-13.4	-5.7	-7.3	-13.0	-26.4	
			G2	-13.4	-4.1	-7.9	-12.0	-25.4	
偶 力 tf・m/m	支点上	0	対称載荷	6.0	4.4	0.0	4.4	10.4	
			偏載荷 G1	6.0	2.9	0.1	3.0	9.0	
			G2	6.0	2.6	-0.1	2.5	8.5	
		L	対称載荷	11.6	8.6	0.1	8.7	20.3	
			偏載荷 G1	11.6	4.1	-0.3	3.8	15.4	
			G2	11.6	6.4	0.4	6.8	18.4	
	支 間 中 央	1/2・L	対称載荷	9.0	6.6	8.5	15.1	24.1	
			偏載荷 G1	9.0	3.8	4.5	8.3	17.3	
			G2	9.0	3.9	5.8	9.7	18.7	
		3/2・L	対称載荷	9.0	6.6	9.4	16.0	25.0	
			偏載荷 G1	9.0	3.8	4.8	8.6	17.6	
			G2	9.0	3.9	5.6	9.5	18.5	

注) 表中、偶力はジベルに作用する軸力から換算した値である。
また、活荷重偏載荷時のG1は主載荷側を、G2は従載荷側を示す。

表-9 横桁発生応力度

(単位:kgf/cm²)

項 目	着 目 点		載荷状態	死荷重	活 荷 重				合 計
					等分布線荷重小 計				
軸引張 応力度	支点上 横 桁	0	対称載荷	12	10	1	11	23	
			偏載荷	12	8	1	9	21	
		L	対称載荷	19	14	0	14	32	
			偏載荷	19	7	0	7	26	
	中 間 横 桁	1/2・L	対称載荷	80	59	68	126	206	
			偏載荷	80	34	40	74	154	
		3/2・L	対称載荷	70	57	33	91	160	
			偏載荷	70	33	42	75	145	
曲 げ 応力度	支点上 横 桁	0	対称載荷	6	5	1	5	11	
			偏載荷	6	130	44	174	180	
		L	対称載荷	8	8	0	8	16	
			偏載荷	8	89	27	116	124	
	中 間 横 桁	1/2・L	対称載荷	0	0	0	0	0	
			偏載荷	0	3	3	7	7	
		3/2・L	対称載荷	3	0	0	0	3	
			偏載荷	3	3	7	10	13	

また、偶力については支間中央の値が中間支点上よりも若干大きくなり、最大25tf・m/m発生している。いま、この発生偶力から、橋軸方向ジベル間隔を60cmとして、図-14に示すような、スタッドジベルの最縁端引抜き力を求め、コンクリートの引抜きせん断応力を検討すると以下ようになる。

引抜き力

$$q_d = (M_Q / I_d) \times (y_d A_d L) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

- M_Q : ジベルに発生する偶力
- I_d : ジベルの断面2次モーメント
- y_d : 外側ジベルまでの距離
- A_d : ジベルの断面積
- L : 橋軸方向ジベル間隔

コンクリート引抜きせん断応力

$$\tau_d = q_d / S \dots\dots\dots (2)$$

ここに、コンクリートのせん断断面積 S を下式で表す。

$$S = \sqrt{2} \pi h_d^2 \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 h_d : ジベル高さ

上記、(1)～(3)式より、 $h_d=15\text{cm}$ とすると、ジベルの引抜きせん断応力は $\tau=20\text{kgf/cm}^2$ となり、コンクリートの許容せん断応力度を大きく上回ることになる。この結果から見て、支間中央部においても、橋軸方向間隔を密にするなど、設計上の配慮が必要になるものと思われる。

4.4 支 承

支点反力の集計を表-11に示す。同表から、以下のことがいえる。

- ① 死荷重および活荷重線荷重に対する鉛直反力は、慣用計算とFEM解析ではほぼ一致している。
- ② 0 支点での活荷重偏載荷による鉛直反力は、慣用計算と比べて若干差が出ている。これは、偏載荷荷重によるねじりモーメントによって発生するソリが端支点で拘束されることによる結果であり、全支承橋軸方向可動とした場合の鉛直反力は、慣用計算とほぼ一致している。
- ③ 活荷重偏載荷時、0 支点におけるソリ拘束により、G1 桁、G2 桁に逆符号で同一の大きさの橋軸方向水平反力が発生し、その値は110tf程度と高いオーダーになる。
- ④ 橋軸直角方向の水平反力は最大で22.5tfであり、断面変形を拘束することにより発生するものと考えられる。

4.5 たわみ

支間中央における鉛直方向および橋軸直角方向の水平変位を表-12に示す。鉛直変位の慣用計算については、せん断変形を考慮した場合と考慮しない場合について比

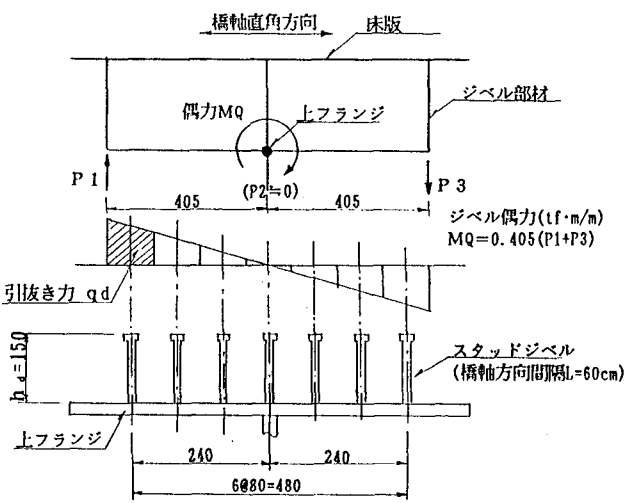


図-14 ジベル偶力による引抜き力

表-11 支点反力集計

(単位: tf)

反力 方向	着目 点	載荷状態	計算 法	死荷重	活荷重			合 計
					等分布	線荷重	小 計	
鉛直 反力	0	対称載荷	慣用	266.2	47.8	10.6	58.4	324.6
			FEM	266.2	47.6	10.5	58.1	324.3
		偏載荷	慣用	266.2	75.3	16.7	92.0	358.2
			G1 FEM	266.2	84.0	19.7	103.7	369.9
				266.2	75.1	16.6	91.7	357.9
			慣用	266.2	32.8	7.2	40.0	306.2
			G2 FEM	266.2	23.7	3.9	27.6	293.8
				266.2	32.6	7.1	39.7	305.9
	2 L	対称載荷	慣用	753.5	130.9	18.3	149.2	902.7
			FEM	753.4	131.1	18.5	149.6	903.0
		偏載荷	慣用	753.4	206.4	28.9	235.3	988.7
			G1 FEM	753.4	200.2	25.8	226.0	979.4
				753.4	206.1	28.8	234.9	988.3
			慣用	753.4	89.8	12.5	102.3	855.7
			G2 FEM	753.4	96.7	15.9	112.6	866.0
				753.4	90.7	13.0	103.7	857.1
橋軸 方向 水平 反力	0	対称載荷	慣用	753.5	61.4	15.5	76.9	830.4
			FEM	753.4	61.3	16.3	77.6	831.0
		偏載荷	慣用	753.4	96.8	24.4	121.2	874.6
			G1 FEM	753.4	97.2	24.6	121.8	875.2
				753.4	97.2	24.6	121.8	875.2
			慣用	753.4	42.1	10.5	52.6	806.0
			G2 FEM	753.4	41.7	10.4	52.1	805.5
				753.4	41.6	10.3	51.9	805.3
	L	対称載荷	慣用	0.0	82.3	29.3	111.6	111.6
			FEM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		偏載荷	慣用	0.0	-82.3	-29.3	-111.6	-111.6
			G1 FEM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			慣用	3.8	2.8	-0.2	2.6	6.4
			G1 FEM	3.8	9.2	2.6	11.8	15.6
			G2 FEM	3.8	6.6	3.0	9.6	13.4
橋軸 直角 方向 水平 反力	L	対称載荷	慣用	10.7	8.0	0.1	8.1	18.8
			FEM	10.7	0.8	-2.3	-1.5	9.2
		偏載荷	慣用	10.7	9.3	2.5	11.8	22.5
			FEM	10.7	4.0	0.1	4.1	14.8
	2 L	対称載荷	慣用	10.7	4.0	0.7	4.7	15.4
			FEM	10.7	1.1	-0.4	0.7	11.4
		偏載荷	慣用	10.7	1.1	-0.4	0.7	11.4
			FEM	10.7	1.1	-0.4	0.7	11.4

注) 表中、下線は活荷重偏載荷に対するFEM解析において、全支承橋軸方向可動とした値である。

較した。同表から以下のことがいえる。

- ①鉛直変位の死荷重と活荷重対象載荷については、せん断変形を考慮した慣用計算とよく一致する。
- ②活荷重偏載荷の場合も、ソリ拘束をしない全支承橋軸方向可動としたFEM解析モデルの値と、せん断変形を考慮した慣用計算とはよく一致する。
- ③橋軸直角方向水平変位は、活荷重偏載荷の従載荷側のG2桁で最大値5mmであり、今回の解析で採用したような中間横桁を用いれば、水平変位は拘束されるといえる。

5. まとめ

上述の解析結果に基づき、PC床版を用いた広幅員の合成2主桁橋の設計上の留意点、および今後の検討課題を以下にまとめる。

5.1 設計上の留意点

(1) 主桁

- ①主桁の応力および鉛直たわみについては、基本的に1-0分配による変断面梁理論の慣用計算によって問題はない。

表-12 鉛直変位および橋軸直角方向水平変位 (単位:mm)

変位 方向	着目点	載荷状態	計算法	死荷重	活荷重				合 計	
					等分布	線荷重	小	計		
鉛直 変位	1/2・L	対称載荷	慣用計算	A	144	13	5	18	162	
			B	151	15	6	21	172		
			FEM	156	15	6	21	177		
		偏載荷	G1	慣用計算	A	144	21	8	29	172
				B	151	23	9	33	184	
				FEM	156	21	9	30	186	
			G2	慣用計算	A	144	9	4	13	156
				B	151	10	4	14	165	
				FEM	156	13	5	18	173	
		3/2・L	対称載荷	慣用計算	A	5	13	5	18	23
				B	16	14	6	20	36	
				FEM	17	14	6	20	37	
	偏載荷		G1	慣用計算	A	5	20	9	30	35
				B	16	23	8	31	47	
				FEM	17	22	9	31	48	
		G2	慣用計算	A	5	9	4	12	17	
			B	16	10	4	14	30		
			FEM	17	10	4	15	31		
水平 変位	1/2・L	対称載荷		0	0	0	0	-1		
		偏載荷	G1	FEM	0	3	1	4	4	
				G2	0	3	1	4	4	
	3/2・L	対称載荷		0	0	0	0	-1		
		偏載荷	G1	FEM	0	3	1	5	4	
				G2	0	4	2	5	5	

注1) 慣用計算A：せん断変形を考慮しない変断面梁理論による値
慣用計算B：せん断変形を考慮した変断面梁理論による値
2) 表中、下線は活荷重偏載荷に対するFEM解析において、全支承橋軸方向可動とした値である。

- ②ねじれ変形に伴い発生するソリが、固定支承により拘束される。この拘束力による主桁応力は、40kgf/cm²程度である。
- ③断面変形およびねじりに伴う付加応力は、40kgf/cm²程度と小さい。しかしながら、この値は、横桁の上下方向の配置や橋軸方向間隔等、設計の考え方によって異なってくることがあるので注意が必要である。

(2) 横桁

- ①支点上横桁に関しては、常時荷重に対する断面力は、それほど大きなものではないので、地震・地震等の横荷重に対して設計すればよいと考えられる。
- ②中間横桁は、床版とともに、2主桁構造の断面形状を保持する重要な部材である。常時荷重に対する部材力はそれほど大きな値にならないので、部材そのものは大きな断面を必要とするほどではないが、鋼桁架設時やコンクリート床版施工時の断面形状保持のためにも必要な部材である。

また、活荷重載荷時に引張軸力が作用することから、鉛直補剛材との取合部において、疲労を考慮する必要も考えられる。

(3) 床版およびジベル

- ①床版は主桁により橋軸直角方向に回転拘束を受け、固定支持した場合の慣用計算値とほぼ一致する。ただし、この拘束度合いは主桁および横桁配置の影響を受けるため、詳細な検討が必要となる。
- ②ジベルには、橋軸方向・橋軸直角方向のせん断力のほかに、引抜き力が発生する。この値は、橋軸方向せん断力のみを考慮して慣用的設計されたジベルにおいては、非常に大きな値となる。したがって、広幅員合成2主桁橋のジベルは、次のような設計上の注意が肝要である。
 - ・スタッドジベル配置間隔を密にすること。
 - ・スタッドジベル埋込み長を大きくすること。
 - ・偶力に抗するようなジベル構造を検討すること。

(4) 支承部

- ①偏載荷を受けてねじり変形を生じる際、ソリ拘束により発生する橋軸方向水平反力は、設計上留意が必要である。
- ②主桁の断面変形を拘束することにより、支承に橋軸直角方向の水平反力が生じるが、この値は小さいので無視してよい。

5.2 今後の課題

合成2主桁橋の詳細な立体解析を行い、その構造特性と設計上の留意点をまとめたが、ここで示したものは2主桁構造特性研究の第一段階のものであり、今後解明すべき課題としては、以下の諸点が考えられる。

(1) 横桁の設計法

- ・横桁位置（腹板の上方、中央または下方）
- ・横桁配置間隔
- ・横桁軸力の簡易計算法

(2) 床版およびジベルの設計法

- ・床版の支持条件
- ・ジベルの簡易計算法と構造

(3) 細部構造の設計法

- ・垂直補剛材および主桁・横桁との取合部

(4) 面外水平荷重の影響検討

- ・風、地震等水平荷重の伝達機構
- ・風、地震等水平荷重による横桁、ジベル作用力

このうち、すでに一部結果を得ているものがあるが、紙面の都合もあり、別の機会に譲りたい。

以上、合理化構造を前提とした広幅員合成2主桁橋の構造特性について述べた。広幅員であるため、橋軸直角方向の床版プレストレスの必要性が大きい、橋軸方向については、近年ドイツ、フランスなどで見られるように、プレストレスしない連続合成構造が普及する傾向も見られる。このような橋梁の設計に際しても、中間支点部の換算剛性を評価すれば、同じような考え方が適用できるので、本報告内容は参考になるものと思われる。

謝 辞：最後に、本研究を遂行するに当たり、種々ご指導頂いた埼玉大学・伊藤学教授、日本大学・星埜正明教授、ならびに長岡技術科学大学・長井正嗣助教授に心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山縣敬二：省力化に対応した橋梁構造，JSSC No. 13, pp. 2～11, 1994. 7
- 2) (財)高速道路調査会：橋梁の単純化に関する調査検

討報告書，pp. 95～119, 1993. 10

- 3) Michel VIRLOGEUX : ASSOCIATION OF PRESTRESSED CONCRETE AND STEEL FOR BRIDGE CONSTRUCTION, Association Francaise pour la Construction, Contributions for the Symp. of IABSE, Leningrad, USSR, pp. 57～90, Sept., 1991
- 4) Service d'Etudes Techniques des Routes et Auto-
-routes : Ponts mixtes acier-beton bipoutres, Guide de conception, mars, 1990
- 5) 加藤隆夫，石岡英男，中西正昭，赤尾宏，土谷忠温，八部順一：2主桁橋の設計に関する2，3の問題，土木学会関西支部年次講演会，I-58, 1978. 6
- 6) 丸山忠明，加藤隆夫，八部順一：二主桁橋の載荷実験について，土木学会第34回年次学術講演会，I-131, 1979. 10
- 7) 加藤隆夫，赤尾宏，土谷忠温，八部順一：横リブの変形に伴う二主桁橋の応力度について，土木学会第34回年次学術講演会，I-76, 1979. 10
- 8) 加藤隆夫，丸山忠明：鋼床版2主桁橋の横断面特性について，土木学会論文報告集，第310号，pp. 21～31, 1981. 6
- 9) 坂井藤一，長井正嗣，佐野信一郎：ブロック有限要素法による薄肉箱桁の立体解析，土木学会論文報告集，第255号，1976. 11
- 10) 高橋昭一，志村勉，橘吉宏，水野浩：PC床版2主桁橋による合理化検討，土木学会第49回年次学術講演会，I-135, 1994. 9

(1994年 9月14日受付)