

曲弦引張材で補強した格子桁の試設計

A DESIGN OF GRILLAGE GIRDER REINFORCED BY CURVED TENSION CHORD

* *
塚原弘光 大森邦雄

BY Hiromitsu TUKAHARA and Kunio OMORI

We tried to design a type of bridge which is adequate to 70~80m span length. Basically this structure is the one which has main girders supported by lower tension members and posts.

Characteristics of proposal bridge are as follows.

(1) The floor system is omitted. (Parabolic tension members are connected to each main girder.)

(2) All cross beams have the load distribution function.

Before designing, the following items are examined.

(1) Strength of overall in-plane buckling.

(2) Effect of load distribution.

After studying the applicability of the non-composite girder, We applied this type of bridge to non-prestressed composite girder.

The conclusion of design is as follows.

(1) Cross section of main girder is I section whose height is 1200mm.

That of lower member is H(400 x 300) section and post is H or □

(270 x 275) section.

(2) Unit steel weight is 295 Kg/m² for non-composite girder, 265Kg/m² for composite girder.

We consider this type of bridge is applicable to practical use. This one is expected to decrease steel weight and simplify structure for middle size bridge.

1. まえがき

近年、コンクリート橋の長大化とともに、鋼橋の需要環境は年々厳しくなる傾向にあり、各方面で種々の対策が考えられている。70~80mがPC橋の支間となりつつある状況を踏まえ、筆者らは、同支間の中規模鋼橋の軽量化と部材の簡素化を目的とし、図-1の橋梁形式を取り上げ試設計を行うと同時に若干の検討を加えた。

本試設計では、まず非合成桁について設計関連項目の事前検討を行い、非合成桁としての試設計を行ったあと、さらに主桁に作用する圧縮力を利用して合成桁としても試設計を行った。

ところで、この形式は原理的には言うまでもなく、曲げ部材である主桁をその下に設けた引張材と支柱によって補強したものであり、アイデアとしてはそう目新しいものではない。源流としては、トラスの1形式であったキングポストトラスやクィーンポストトラスなどが上げられる(図-2)。また西ドイツでは巨大な箱桁をキングポストトラス形式で補強した構造(Nectartal 橋)¹⁾が実用に供されている。

2. 構造の概要

2.1 主要諸元と設計条件

試設計の対象とした橋梁の主要諸元と構造の概要は、図-1に示す通りである。また設計条件を表-1に

* (株)横河ブリッジ 本社、設計部技術開発課(〒273 千葉県船橋市山野町27 横河テクノビル)

** 同上 本社、設計部長 (〒273 千葉県船橋市山野町27 横河テクノビル)

示す。

2. 2 構造的特徴

本橋の構造的特徴としては以下の点が上げられる。

(1) 補強引張材を放物線状に配置し、ランガー桁を逆さにした形式であること。

下弦材の引張力の水平成分は不静定力として作用し、主桁の曲げモーメントを減少させることができる。主桁には軸圧縮力が作用するが、主桁の

面外方向の座屈に対して床版の横方向固定効果が期待できる。通常、ランガー桁のアーチリブには圧縮力が作用するため箱断面が用いられ、部材の断面積も大きい。しかし本橋では、下弦材が引張部材となるので、断面積を小さくまた構造も簡単にできる。

(2) 床組を全廃して、多主構並列構造としたこと。

一般に、アーチやトラスなどの骨組構造物は、2主構形式がほとんどであり、主構間には床組が設けられる。このように、主構と床組を分離することは、各々の単独機能に着目した設計を行えばよいという利点はあるが、床組は単に主構への荷重伝達機能しかないにもかかわらず、鋼重のかかなりの部分を占めるという経済的な欠点がある。

これに対し本橋では、4本の主桁全てに下弦材を取り付け、全主構が床版を支持する形式を採用した。また、各主構は全格点に配置した荷重分配横桁で連結する。すなわち床組を廃止し、多主構形式による構造の立体化を図ることによって荷重分配効果を持たせ、各主構の部材断面が小さくなることを期待した。

(3) 主桁に作用する圧縮力を利用して合成桁にできること。

本橋は、下弦材が主桁にセルフアンカーされているため、後死荷重及び活荷重によって主桁に軸圧縮力が作用する。そのうち後死荷重と活荷重によるものは、前死荷重による軸圧縮力に比べればはるかに小さいものの、活荷重による負の曲げモーメントによって床版に生ずる引張応力を減少させる効果がある。また合成構造とすることで剛性の増加も期待できる。

3. 事前検討

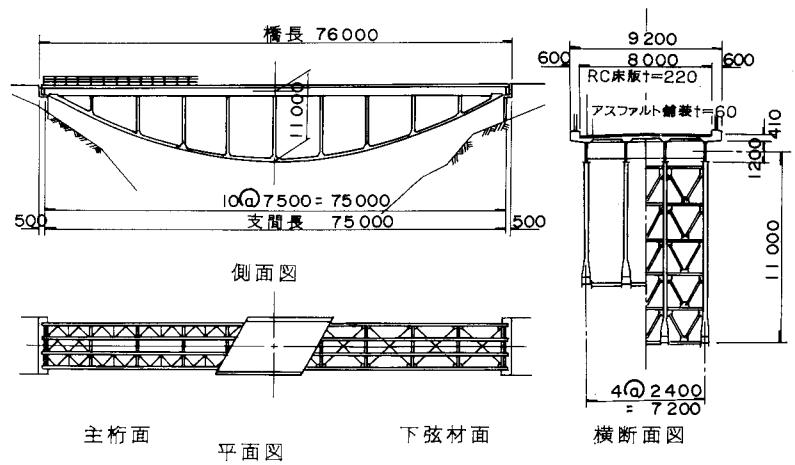


図-1 一般図

表-1 設計条件

項 目	適	要
支 間	75,000m	
幅 員	8,000m	
床版支間	2,400m	
床 版 厚	鉄筋コンクリート床版	22 cm
舗 装 厚	アスファルト舗装	6 cm
活 荷 重	TL-20	
設計震度	k=0.25	
使用鋼材	SS400, SM490Y	
示 方 書	道路橋示方書(鋼橋編)	

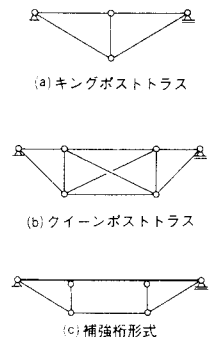


図-2 キングポストトラス等

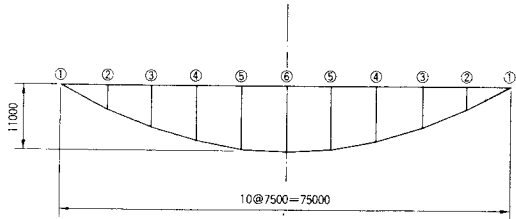
試設計に先立ち、設計方法とかかわりが深いと思われる以下の2点を、非合成桁を用いて検討した。

- (1) 主構面内の全体座屈強さ
- (2) 荷重分配横桁と主構の適正剛比

3. 1 主構面内の全体座屈強さ

本橋では下弦材の引張力の水平成分が、主桁に軸圧縮力として作用するため、構造系の全体座屈強さが問題となる。もし、全体座屈を起す恐れが大きい場合には、主桁の設計に際し、固有値解析によって有効座屈長を求めたり、有限変位解析による応力照査が必要になる。

検討では平面モデルによる有限変位解析を行い、荷重と変位および断面力との関係を追跡する方法によって行った。図-3 に計算に用いた断面性能を図-4 に基準荷重状態 P_0 （設計荷重に相当）を示す。活荷重の載荷位置と範囲は、曲げモーメントおよび撓みを最大にするように決めた。なお、支柱は両端ヒンジの柱部材として扱うのが一般的であるが、ここでは支柱の曲げ変形の影響を見るために、両端ヒンジの場合以外に、支柱に曲げ剛性を与えて端部を剛結した場合についても計算した。また、主桁は直接載荷部材であるため、節点間荷重による局部曲げの影響を考慮するため、主桁には格点間の中央にも解析上の節点を設けた。図-5、6 は、有効変位解析によるたわみや断面力を荷重倍率と関係づけてプロットしたものである。図-7 は、 $5 \cdot P_0$ の荷重状態での変形図である。



部 材	$A m^2$	$I m^4$	部 材	$A m^2$	$I m^4$
主			下		
①～②	0.0280	0.00707	①～②	0.0149	—
②～③	0.0317	0.00852	②～③	0.0149	—
③～④	0.0317	0.00852	③～④	0.0138	—
④～⑤	0.0317	0.00852	④～⑤	0.0138	—
⑤～⑥	0.0280	0.00707	⑤～⑥	0.0138	—
支					
②	0.0103	(0.000043)			
③	0.0103	(0.000043)			
④	0.0133	(0.000044)			
⑤	0.0133	(0.000044)			
⑥	0.0133	(0.000044)			

※()は支柱端剛結の場合

図-3 有限変位解析に用いた断面性能

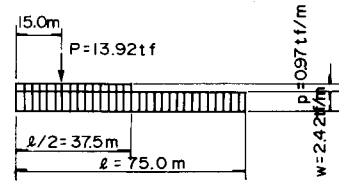


図-4 基準荷重状態 P_0

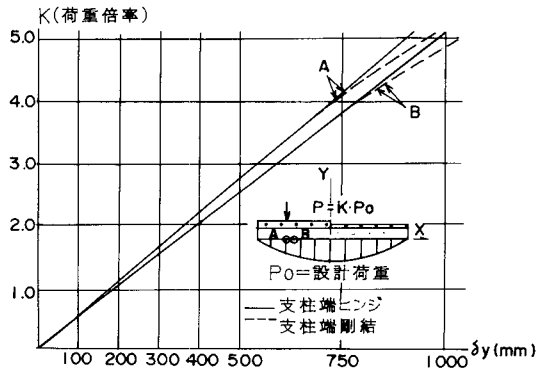


図-5. a 主桁の鉛直変位

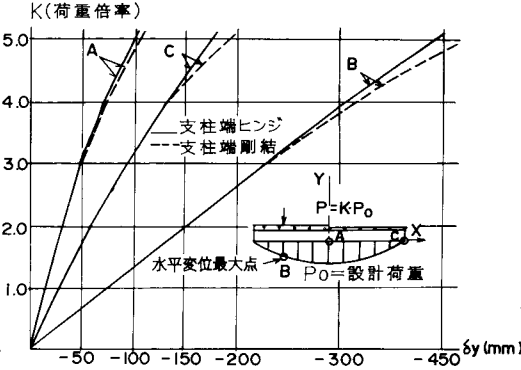


図-5. b 主桁の水平変位

これらから以下のことが言える。

(1) 主桁の鉛直変位と曲げモーメント、は支柱端がヒンジの場合も剛結の場合もほとんど差がなく、いずれの場合も高い荷重倍率の範囲まで線形性を保持している。

(2) 水平変位については、 $3 \cdot P_0$ 程度から非線形性が現れるが、その程度はそれ程大きくなく、かつ支柱端の結合条件による差はきわめて小さい。

(3) 特に図は示さなかったが、主桁および下弦材の軸方向力にはほとんど非線形性は現れない。

(4) 線荷重直下の支柱軸力は、 $2 \cdot P_0$ 程度から非線形性を示すが、その程度はあまり大きくならず、かつ支柱端の結合条件による差はきわめて小さい。

(5) 支柱端を剛結として計算した場合、支柱自体の曲げ変形挙動はかなり強い非線形性を示す。しかし、このような支柱の曲げ変形特性は、他の部材の挙動にはあまり影響を与えず、支柱端の結合条件による差は荷重倍率が高い領域でわずかに現れるだけである。

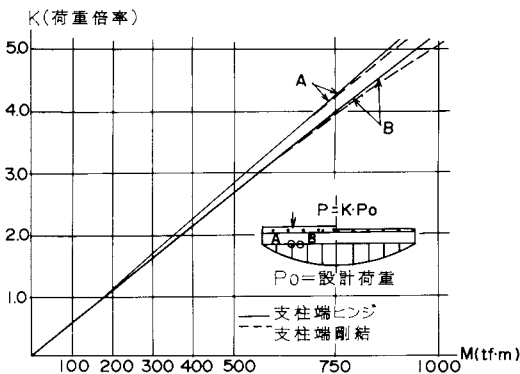


図-6. a 支柱中央点水平変位

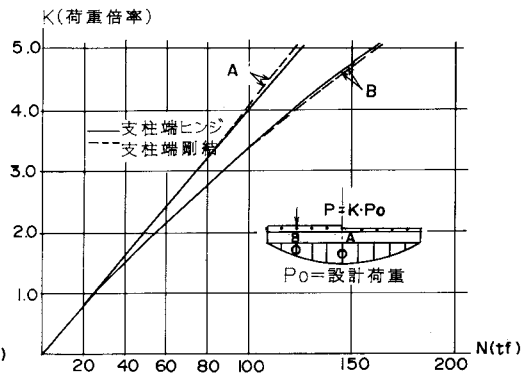


図-6. b 支柱上端の曲げモーメント

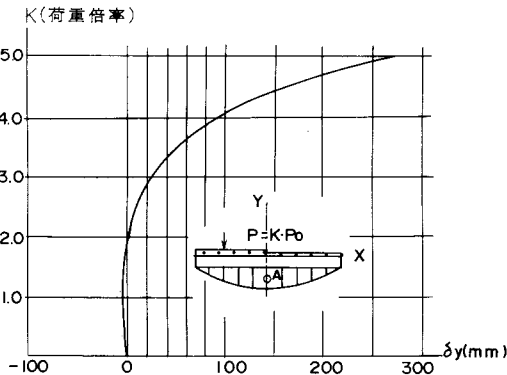


図-5. c 主桁の曲げモーメント

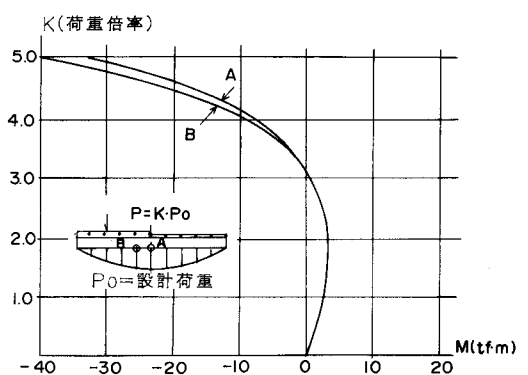


図-5. d 支柱軸力

以上のことから本橋の場合、下弦材に作用する引張力が、主桁の曲げモーメントを減少させると同時に復元力として作用するため、主桁に大きな軸圧縮力が作用するにもかかわらず幾何学的非線形性は非常に小さく、支柱が座屈しない限り全体座屈強度は相当高いと言える。

また支柱についても、その曲げ挙動はかなり大きな非線形性を示すが、少なくとも $2 \cdot P_0$ 程度までの範囲では発生する曲げ応力はそ

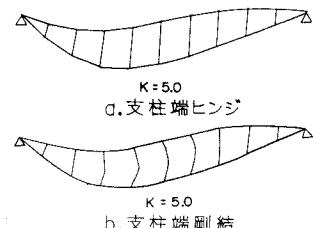


図-7 5・P₀の荷重状態の変形図

れほど大きくなく、かつ支柱の断面は、支柱の全長を有効座屈長とした細長比の制限で決まるため、通常行われているように両端ヒンジの柱として設計して問題はないと考えられる。

3. 2 荷重分配横桁と主構の適正剛比

構造の立体化を図るためには、適切な剛度の荷重分配横桁を設置する必要がある。本橋の支配的な撓み曲線は図-8に示すような支間のはば中央点を変曲点とする逆対称形の曲線であり、最大たわみ(δ1)は1/4点に生ずる。

このことに着目すれば、各主構をδ1 = δ2を条件に、図-9に示すような支間長がℓ/2であり、断面2次モーメントがIeである単純梁に置換することができる(δ2は、置換梁の最大たわみ)。このようにすれば、立体骨組構造の分配性状を格子桁に置換して考えることができる。横桁の剛度の評価はLeonhartの曲げ格子剛度の簡易式

$$Z_i = i \cdot \left(\frac{\ell/2}{2a} \right)^3 \frac{IQ}{I_e} \quad (i=1.6) \quad \dots\dots (1)$$

ここで

a = 主桁間隔 ℓ = 支間長

IQ = 横桁の断面2次モーメント

Ie = 置換格子桁の主桁の断面2次モーメント

で評価した。すなわち、Ziの値をいくつか設定し、(1)から逆算で求めたIQを、もとの立体骨組の横桁の断面2次モーメントとして立体影響線解析を行う。このような手順を、設定したZiについて繰り返すことで、横桁の曲げ剛性と荷重分配性能の関係を調べることができる。図-10には立体解析に用いた骨組を、図-11には断面性能を示す。

図-12は、主桁の曲げモーメント影響面の縦距が最大となる③の横断面(図-10参照)について影響値をプロットしたものであるが、横断面内での縦距の和が1になるように値が修正されている。この曲線は、主桁の曲げモーメントに着目したときの格子桁における荷重分配影響線に相当し、たとえば図のa桁に着目すれば、各々の縦距はa桁の影響値kaa、kab、kac、kadに対応している。図中には、置換格子桁のZiが20と100の場合がプロットされている。主桁の軸力についても縦距の値が若干異なるだけで、曲げモーメントの場合とほとんど同様な曲線となる。

図-13は、着目桁上に単位荷重が載ったときの曲げモーメントに着目した影響値kaa、kbbと置換格子桁のZiの関係を示す曲線である。一般に荷重分配性能を判断するときには90%分配が1つの目安となり、4本主桁の場合にはkaa=0.73、kbb=0.37のときがこれに相当する²⁾。図-13から判断すると、本橋の場合Ziとして約50を与えればほぼ90%分配が達成できることがわかる。通常の格子桁では、90%分配を与える曲げ格子剛度は約20とされているが、本橋では主構の剛性が大きいため、横桁の必要剛度もそれだけ大きな値が必要になってくる。

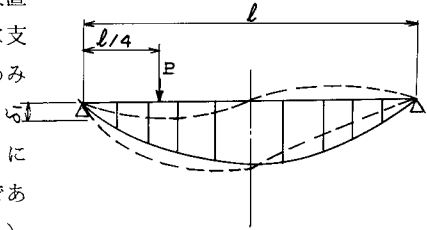


図-8 支配的なたわみ形状

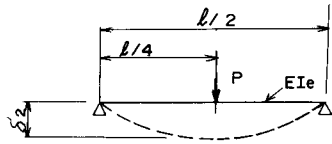


図-9 置換格子桁(δ1=δ2)

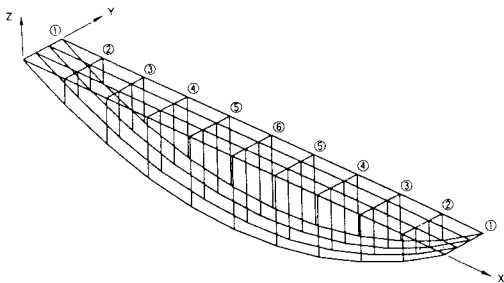


図-10 立体骨組モデル

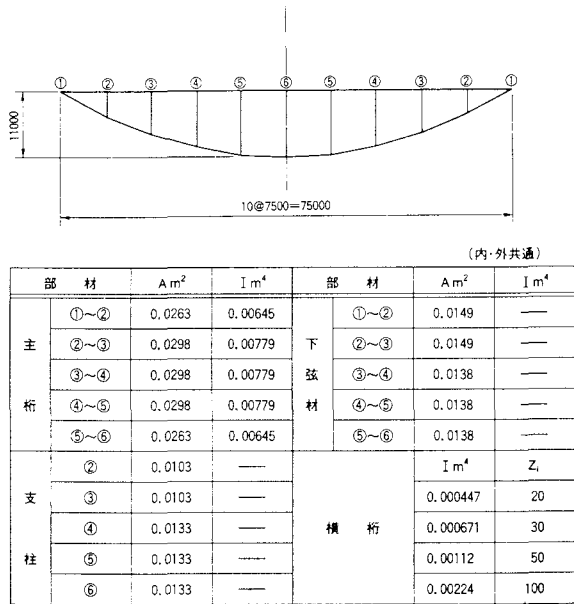
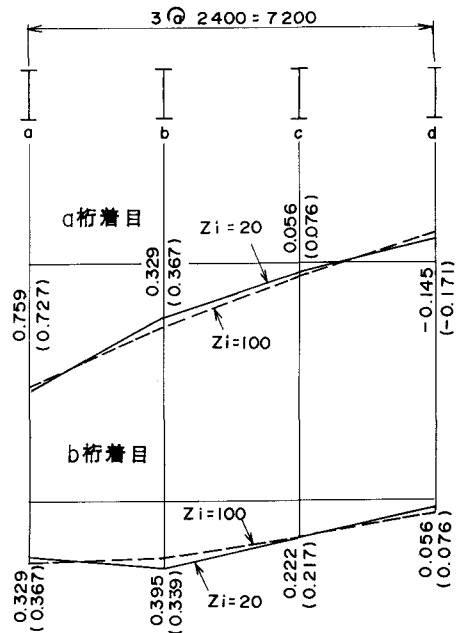


図-11 立体解析に用いた断面性能



Zi:置換格子桁の曲げ格子剛度

図-12 荷重分配影響線 (曲げモーメント着目)

4. 非合成桁の試設計の概要

4. 1 主構の設計

(1) 構造解析

構造解析は立体解析によった。計算モデルと仮定断面性能は、3. 2の検討に用いたものと同じとした(図-10, 11参照)。横桁の断面性能は置換格子桁のZ_iが50に対応する値とした。得られた断面力を図-14と表-2に示す。

(2) 主桁の設計

主桁は、軸力と曲げを受けるI形断面部材として設計し、従来からの慣用設計法に従って、支柱間の直接荷重の影響は考慮しない。3. 1で述べたように、主桁には断面の降伏以前に全体座屈が生じないため、部材の座屈のみを対象として設計すればよいと考えられる。架設時の前死荷重に対する主桁の横倒れ対策として、上フランジ側には横桁間にストラットを設けた。完成時には床版で上フランジが横方向に拘束されていることから、下フランジが固定点間で横方向に座屈することに対する照査のみを行えばよく、道路橋示方書・鋼橋編(以下、道示という)の式(3・3・4)による梁-柱部材としての照査は不要である。断面決定は、曲げモーメントと軸力による応力の合計(作用応力度)が、次に示す許容値以下であることを照査する。

前死荷重に対しては、道示の式(3・3・4)によって梁-柱部材として照査を行ったが、本構造形式では、死荷重による曲モーメントが微小であることから、これで断面が決まる事はなかった。結果として、ど

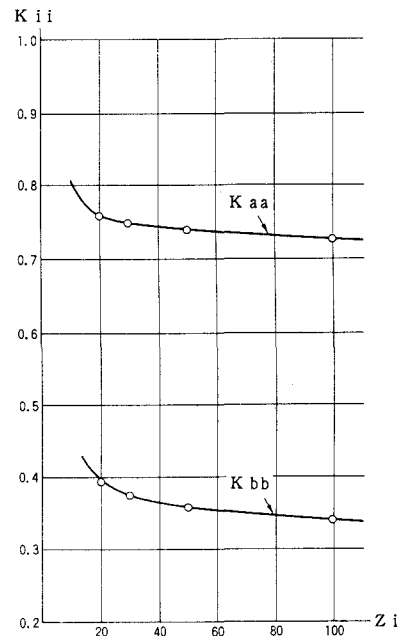


図-13 曲げ格子剛度ZiとKiiの関係(曲げモーメント着目)

の断面も完成時の正および負の曲げモーメントが最大のときで決定された。

① 上フランジ

作用応力度の正負にかかわらず許容応力度の上限値をとる。ただし局部座屈による許容応力度を考慮する

② 下フランジ

表-2 下弦材・支柱の設計軸力（非合成桁）

作用応力度が正の場合には許容応力度の上限値をとり、負の場合には、図-15に示す逆T形断面の垂直軸回りの柱としての許容軸方向圧縮応力度をとる。このとき、フランジの固定点間距離は横桁および横構の取付点間距離とする。また、許容軸方向圧縮応力度には下フランジの局部座屈との連成を考慮する。

部 材	軸 力 (tf)	
	外 主 構	内 主 構
下 弦 材	① - ②	268
	② - ③	256
	③ - ④	247
	④ - ⑤	240
	⑤ - ⑥	237
支 柱	29.2	

③ 腹板

補剛板としての局部座屈に対する許容応力度をとる。

（3）横桁、下弦材および支柱の設計

これらについては、通常行われている慣用設計法によって設計した。横桁の設計断面の断面2次モーメントは仮定値よりかなり大きく、置換格子桁のZiに換算すると約80である。下弦材は簡単なH形断面ですみ、腹板には排水を考えて孔明きカバープレートのように幅200mmの孔を設けた。

（4）活荷重撓み

活荷重撓みの清算値は113mmであり、支間長に対する比は1/660である。ほぼ制限値(1/600) いっぱいの撓みが発生していると言える。

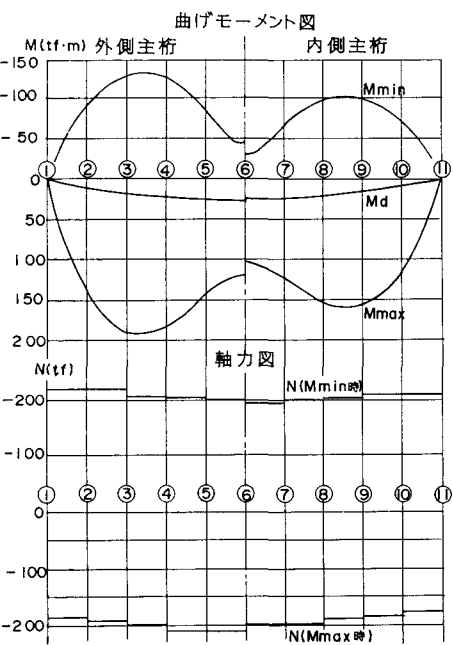


図-14 設計断面力図（非合成桁）

4.2 鋼重について

設計された各部材の断面積と細部構造の検討から、できるだけ厳密に鋼重を算出した。結果を、合成桁とともに表-3に示す。

橋面の単位面積当りの鋼重は295kg/m²程度である。橋建協の資料³⁾では、同程度の支間の連続トラス橋で320～330kg/m²、同じくランガー桁でバラツキが多いものの340～350kg/m²と推定されることを考えると、かなりの鋼重減であると言える。

鋼重軽減の要因としては、床組を撤廃し主構造を立体構造として設計したこと、また主桁の設計に全体座屈の検討結果や床版による横方向の固定効果を反映させたことなどが考えられる。

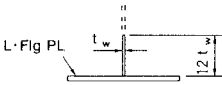


図-15 逆T型断面

表-3 鋼重総括表

非 合 成 桁	部 材	主 桁	横 桁	下 弦 材	支 柱	横 構	支 柱 フランジ	高力ボルト	合 計
非 合 成 桁	SS400	10.524	8.189		20.202	761	2.849		42.525
	SM490Y	76.855		39.754		2048			118.657
	CT					2.812			2.812
	L					2.752	5.968		8.720
	C					1.612			1.612
	高力ボルト							3.448	3.448
合 成 桁	合 計	87.379	8.189	39.754	20.202	9.985	8.817	3.448	177.774 (296kg/m ²)
	合 成 桁	67.974	10.157	同 上				3.138	160.027 (267kg/m ²)

4. 3 固有振動周期の計算

試設計された橋梁の鉛直撓み振動の固有振動周期を計算し、力学特性の似ているランガー桁における実測値と比較した。計算は、立体モデルと平面モデルの両者について行い、表-4に結果を示す。

3次モードまではどの主構も同じモードで振動し、モード、周期とも平面モデルの結果と差がない。各主構が異なるモードで振動するのは立体モデルの4次モード以上であった。

表-5は、実橋のランガー桁における固有振動周期の実測値である。本橋における1次振動周期は、6.0m級での実測値よりかなり長く（約2倍）、14.0～15.0m級のそれよりは若干短いことがわかる。本橋の固有周期は、支間の割にはかなり長い方であるといえ、表-5ランガー桁における固有振動周期の実測値振動に対する剛性は相対的に小さいと考えられる。しかし、床版の剛性を考慮すれば固有周期はかなり短くなり、またここに示した計算値自体も実橋で観測された範囲をはずれるものではない。

5. 合成桁の試設計の概要

非合成桁の試設計から、本構造形式が十分に実用に耐えうることが確認できたので、この応用形式として本橋をプレストレスしない活荷重合成桁としても試設計を行った。プレストレスしない合成桁は、負の曲げモーメントに対して、鉄筋と鋼断面で抵抗する合成桁である。本橋では、後死荷重と活荷重によって主桁に作用する軸圧縮力が、鉄筋の応力を減少させひいては床版に生ずるひび割れも抑える効果がある。

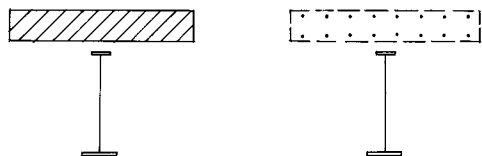
床版厚は非合成桁との比較を重視し、合成桁においても22cmとした。以下に非合成桁と異なる点のみを述べる。

5. 1 抵抗断面の仮定

作用曲げモーメントに対応して以下のように抵抗断面が異なる。

(1) 正の曲げモーメントを受け床版コンクリートに圧縮力が作用するときには、単純活荷重合成桁と同様に、コンクリートと鋼桁による合成断面（以下合成断面という）で抵抗する（図-16①参照）。

(2) 負の曲げモーメントを受け床版コンクリートに引張応力が作用するときには、鉄筋と鋼桁による鋼断面（以下鋼断面という）で抵抗する（図-16②参照）。



① 合成断面
(正曲げモーメント)

② 鋼断面
(負曲げモーメント)

5. 2 構造解析

(1) 死活荷重に対する解析

構造解析は、合成前、合成後の2つの構造系に対して立体解析を行った。このとき、合成前と合成後では主桁の中立軸の位置が異なるため、合成後において主桁の中立軸と構造系の骨組線を一致させるものとした。したがって、合成前の解析には主桁と下弦材との結合点の偏心を考慮し、桁端部に偏心量に相当する長さの剛な仮想部材を設けて、これと下弦材端を結合するようにした。得られた断面力を図-17に示す。

表-4 固有振動モードと周期 (sec)

モード 次数	固有振動モード	非合成桁		
		立体モデル	平面モデル	合成桁
1		1.13	1.09	0.71
2		0.64	0.62	0.51
3		0.46	0.45	0.31

	支間m	ライズm	周期(秒)	出典
子飼橋	57.2	9.0	0.43	土木学会論文集第101号
戸崎橋	139.2	19.2	1.4	同上
銀座橋	62.0	10.0	0.44	振動便覧
天草2号橋	156.0	22.0	1.2	同上
山城橋	63.0	11.0	0.63	鋼橋Ⅱ(丸善)
藤川橋	64.0	9.2	0.49	同上

(モードはいずれも逆対称1次)

図-16 正負曲げモーメントに対する抵抗断面

(2) 乾燥収縮に対する解析

静定系の内力分布は図-18①を参照し、次式^{4) 5)}で計算される内力を用いると、図-19①のようになる。鋼桁の断面が変化するとに $d c 2$ が異なるので、 $M v 2$ も断面ごとに变化する。同図では、断面变化点における $M v 2$ の变化分を $\Delta M v 2$ として表している。

$$P 2 = E s \cdot \varepsilon s \cdot A c / n 2 \quad \cdots \cdots (2)$$

$$M v 2 = P 2 \cdot d c 2 \quad \cdots \cdots (3)$$

ここで

$E s$: 鋼のヤング係数

$A c$: 無筋床版の断面積

$$\varepsilon s = 20 \times 10^{-5}$$

$$n 2 = n \cdot (1 + \phi 2 / 2), \quad n = 7$$

そこで、静定系において図-19①のような内力を再現させる等価外力は同図②のようになるので、この外力を不静定系に作用させることによって、不静定系における断面力（静定系の断面力といわゆる不静定断面力の合計）が同図③のように得られる。解析は外桁および内桁についてそれぞれ平面解析を行い、ヤング係数比 n と $n 2$ の違いによって生ずる主桁軸線の偏心についても考慮した。

(3) 温度差の影響に対する解析

次式^{4) 5)}で計算される内力を用いて、乾燥収縮に対する解析と同様な方法で解析した（図-18②参照）。

$$P 1 = E s \cdot \varepsilon t \cdot A c / n \quad \cdots \cdots (4)$$

$$M v 1 = P 1 \cdot d c 1 \quad \cdots \cdots (5)$$

ここで

$$\varepsilon t = 12 \times 10^{-6} \times 10^{\circ} C$$

$E s$ 、 $A c$ 、 n は (2)、(3) 式に同じ

5. 3 主桁の設計

5. 3. 1 応力の計算方法

(1) 死活荷重による応力

断面は、正負曲げモーメント最大時で決定される。死活荷重による応力は、以下の仮定にもとづいて計算した。

①前死荷重に対して鋼桁断面が抵抗する。

②後死荷重+活荷重に対しては

正の最大曲げモーメントが作用するとき；合成断面（ $n = 7$ ）が抵抗する。

負の最大曲げモーメントが作用するとき；鋼断面が抵抗する。

負の最大曲げモーメントが作用するときも合成断面に軸圧縮力が作用するが、結果として床版コンクリートに引張応力が作用するため上記のように仮定した。

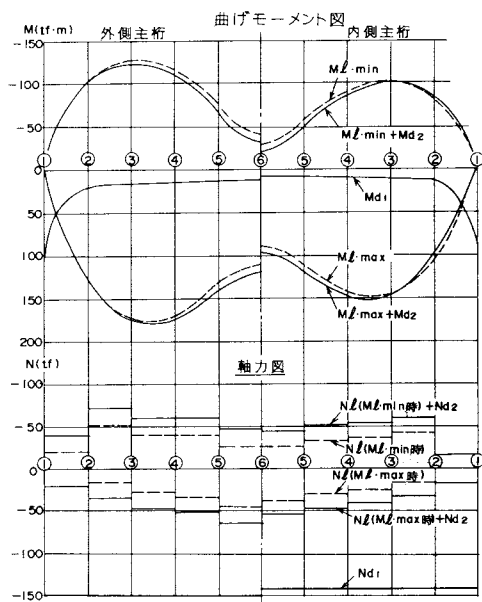


図-17 設計断面力図（合成桁）

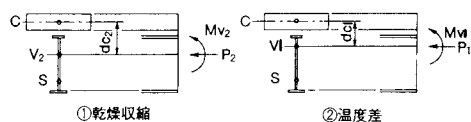


図-18 乾燥収縮及び温度差による内力

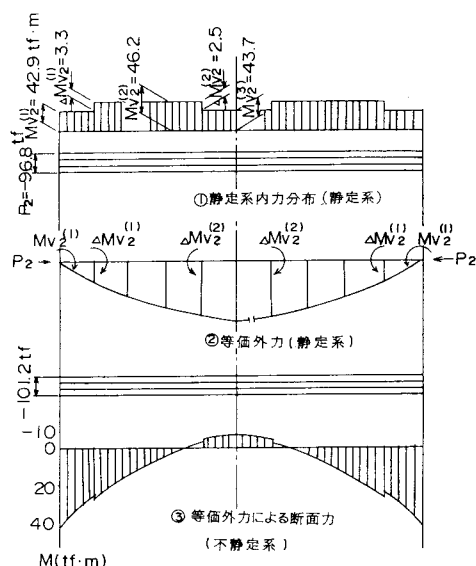


図-19 乾燥収縮による断面力（外側主桁）

(2) 乾燥収縮による応力

乾燥収縮が生ずると、床版コンクリートには引張応力が発生する。プレストレスしない合成桁では、この引張応力に鋼断面が抵抗するわけであるが、断面力および応力について次のように考える⁵⁾。

5. 2 (2) では、不静定系の断面力すなわち静定系の断面力といわゆる不静定断面力の合計が求められたが、ここでは応力計算が便利のように、これを静定系の断面力と不静定断面力に分離する。このとき、静定系の断面力(式(2)、(3))については、図-20に示すように断面の平面保持が成り立つとし、コンクリートの断面を有効として床版部および鋼桁部の分担断面力を求める。応力計算は、この静定分担力のうち床版部の断面力(N_r 、 N_c 、 M_c)に対しては鉄筋のみで抵抗するとし、また鋼桁部の断面力(N_s 、 M_s)に対しては鋼桁で抵抗するとして行う。また、不静定断面力(M_x)に対しては鉄筋、鋼桁による鋼断面が抵抗するとする。静定分担力の計算方法は文献⁵⁾に示されており、ここでは省略する。鉄筋と鋼桁の応力は、文献⁵⁾を参照して次式で計算することができる。

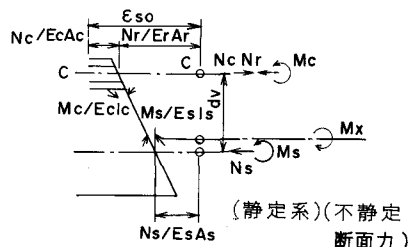


図-20 乾燥収縮による歪

$$\begin{pmatrix} \sigma_{ru} \\ \sigma_{rl} \end{pmatrix} = \frac{N_c - N_r}{A_r} + \frac{M_c}{W_r} + \frac{M_x}{I_f} \begin{pmatrix} y_{fru} \\ y_{frl} \end{pmatrix} \quad \dots\dots (6)$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{su} \\ \sigma_{sl} \end{pmatrix} = -\frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{I_s} \begin{pmatrix} y_{su} \\ y_{sl} \end{pmatrix} \pm \frac{M_x}{I_f} \begin{pmatrix} y_{fsu} \\ y_{fsl} \end{pmatrix} \quad \dots\dots (7)$$

ここで

I_f : 鋼断面の中立軸 (F 軸に関する断面 2 次モーメント)

$W_r = A_r \cdot g / 2$

A_r : 鉄筋の断面積

y_{fru} , y_{fsu} , y_{fsl} , g : 図-21参照

σ_{ru} , σ_{rl} : 上側、下側の鉄筋の応力

σ_{su} , σ_{sl} : 鋼桁の上縁、下縁の応力

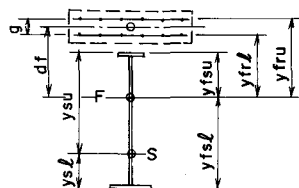


図-21 鋼断面の縁端距離

本橋の場合は、主桁の軸力にも不静定断面力が生じるが、これによる応力は微小であるため無視した。

(3) 温度差による応力

① 鋼桁が高温の場合

図-22を用いて、乾燥収縮と同様な方法で計算することができる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_{ru} \\ \sigma_{rl} \end{pmatrix} = \frac{N_c}{A_r} + \frac{M_c}{W_r} + \frac{M_x}{I_f} \begin{pmatrix} y_{fru} \\ y_{frl} \end{pmatrix} \quad \dots\dots (8)$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{su} \\ \sigma_{sl} \end{pmatrix} = -\frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{I_s} \begin{pmatrix} y_{su} \\ y_{sl} \end{pmatrix} \pm \frac{M_x}{I_f} \begin{pmatrix} y_{fsu} \\ y_{fsl} \end{pmatrix} \quad \dots\dots (9)$$

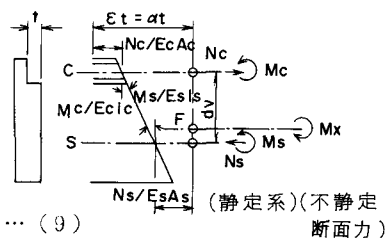


図-22 温度差による歪(鋼桁高温)

② 鋼桁が低温の場合

静定系の断面力による応力度、不静定断面力による応力度とともに、鋼桁が高温の場合と同量で符号が反対方向となる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_{cu} \\ \sigma_{cl} \end{pmatrix} = -\frac{N_c}{A_c} \pm \frac{M_c}{I_c} \cdot \frac{h}{2} - \frac{M_x}{n \cdot I_v} \begin{pmatrix} y_{vcu} \\ y_{vcl} \end{pmatrix} \quad \dots\dots (10)$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{su} \\ \sigma_{sl} \end{pmatrix} = \frac{N_s}{A_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \begin{pmatrix} y_{su} \\ y_{sl} \end{pmatrix} + \frac{M_x}{I_v} \begin{pmatrix} y_{vsu} \\ y_{vsl} \end{pmatrix} \quad \dots\dots (11)$$

ここで

I_v : 合成断面の中立軸 (V軸) に関する断面 2 次モーメント

I_c : 無筋床版の中立軸 (C軸) に関する断面 2 次モーメント

y_{vcu} , y_{vcL} , y_{vsu} , y_{vsL} : 図-23参照

h : 床版厚

(4) クリープによる応力

クリープの原因となるのは舗装、高欄などの後死荷重であるが、後死荷重自体が小さい上に、本構造形式では死荷重による曲げモーメントが非常に小さいことから、クリープによる応力は無視する。

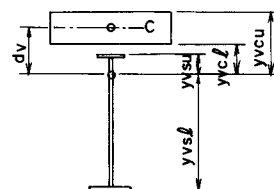


図-23 合成断面の縁端距離

5. 3. 2 断面決定

床版コンクリートの有効幅については、次のように考えた。曲げモーメントに対しては、活荷重半載による曲げモーメントが支配的であることから、支間長の $1/2$ を等価支間長として計算する。軸力については桁端から導入される下弦材軸力の水平分力が 45° 程度の角度で床版に分散していくことを考えると、わずかな距離でその応力は全幅に広がる。よって、これに対しては全幅有効とした。

図-24に断面形状を示す。フランジ、腹板の材質は全て SM490Y 材である。鉄筋量は、コンクリート断面積の 2% 以上となるように、また剛長率で 0.045 程度を目標に決めた。

許容応力度については、鋼桁に対しては非合成桁の場合と同じとし、コンクリートに対しては道示⁴⁾の合成桁の規定 9.3.1 によるものとした。また、荷重の組合せと許容応力度の割増率についても、9.3.1 の規定を準用した。なお、合成桁では、同じく 9.3.2 に定める荷重の組合せについて、断面の降伏に対する安全度を照査する必要があるが、本橋でもこれにならってこの照査を行った。ただし 3.1 の検討によって、主桁および下弦材には設計荷重の 4 倍程度までは非線形性が現れないことがわかっているので単純に微小変位解析によるたし合わせによって、この照査を行うことにした。

床版コンクリートの応力について見ると、後死荷重+活荷重 (負の曲げモーメントが最大) の組合せ時に軸力によって鉄筋に 130 kg/cm^2 程度の圧縮応力が作用し、これが結果として鉄筋の引張応力度を低く抑えるのに役立っている。温度差まで考慮しても、鉄筋の応力は 1290 kg/cm^2 (許容応力度 1380 kg/cm^2) 程度であり、ひび割れも問題にならないと思われる。したがって、本構造形式は、軸圧縮力が作用する分、床版コンクリートにとっては桁橋などより有利であるといえる。

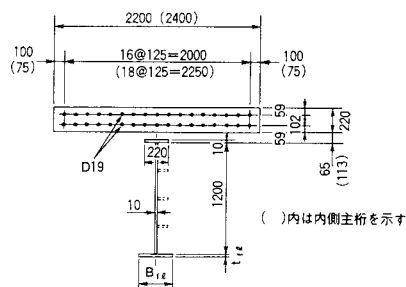


図-24 断面形状 (合成桁)

5. 4 ずれ止めの設計

文献⁶⁾の研究結果から推量すると、ずれ止めは道示⁴⁾の 9.5 の規定にのっとり、端部は密に、中間部は比較的粗くても連続的に配置するような設計をしておけば、特に問題はないと考えられる。

水平せん断力の算出にあたっては、せん断力の影響線を用いて、着目断面の垂直せん断力およびその載荷状態に対する曲げモーメントを求め、正の曲げモーメントが生ずるときは式 (12)、負の曲げモーメントが生ずるときは式 (13) を使うことができる (道示⁴⁾の 9.5.7)。すなわち H_v は合成断面に作用している水平せん断力であり、 H_f は鋼断面に作用している水平せん断力である。

$$H_v = \frac{d_v \cdot (A_c / n)}{I_v} \cdot S \quad \dots\dots (12)$$

$$H_f = \frac{d_f \cdot A_r}{I_f} \cdot S \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここで、

d_v 、 d_f ：図-21、図-23参照

本橋では、最大、最小せん断力の絶対値がほぼ等しいこと、かつ式(12)の方が若干ではあるが安全側の結果を与えることから、計算の便から式(12)を最大、最小せん断力に適用して水平せん断力を求めた。

ずれ止めには19φ×150のスタッドを3列用いることにし、桁端部2.5mを13cmピッチで、それ以外の範囲を27cmピッチで配置した。

5.5 重量計算

主桁の断面設計については5.3に述べた。横桁の設計方法は非合成桁の場合と特に変わることはなく、設計断面の Z_i の値は、主桁の合成断面に対して約60になった(仮定値は50)。また、下弦材と支柱の断面力は非合成桁のそれと±5%程度の差しかなく、これらの断面は非合成桁のものと同じとした。横構や支柱のブレースングの断面は、非合成桁のものと何ら変わるところはない。

設計結果から算出した鋼重を表-3に示す。単位鋼重は、非合成桁が296kg/m²であったのに対し、267kg/m²となり約10%の鋼重減となった。

5.6 固有振動周期の計算

非合成桁での検討から、3次モードまで立体モデルでも平面モデルでも結果に差がないことがわかっていため、合成桁では平面モデルで計算した。結果は表-4に示した。非合成桁では、支間長140～150m級のランガー桁の実測値に近い固有周期が計算されたが、合成桁では、本橋と同程度の支間長のランガー桁にかなり近い周期が計算された。振動に対する剛性は大きく改善したと言える。

また、活荷重による静的たわみは支間長の1/1430であった。

6. 結 語

曲弦引張材で補強した格子桁の試設計について概要を報告し、合せて若干の検討結果についても見解を述べた。本試設計の目的は、ここに提案した構造形式の実用性を設計レベルで確認することであり、合成桁についてはあくまでこの形式の応用形式であると考えている。

以上の設計結果から次のようなことが言えると思う。

(1) 単位鋼重は非合成桁で295kg/m²、合成桁で265kg/m²程度であり、かなりの鋼重軽減が達成できた。

(2) 鋼重軽減の要因として、床組を撤廃し主構を多主構並列形式として構造の立体化を図ったこと、全体座屈の検討結果や床版の横方向の固定効果を評価し、主桁の設計を合理化したことなどが考えられる。

(3) 主桁は、桁高1.2mのコンパクトなI形断面である。

(4) 下弦材は、400×300程度の簡単なH形断面ですみ、特にケーブルを使用する必要はない。

(5) 主桁は圧縮部材なので、ボルト孔に対する断面欠損がなくなり、添接部での板継ぎが不要となると同時に重量軽減となる。

(6) 横構など2次部材はごく一部を除いて、全て通常使用されるサイズの形鋼ですむ。

(7) 支柱の数が多くなり、それにつれて全て形鋼であるとはいえ、支柱に取り付くブレースングの小さな部材が多くなる。

(8) 活荷重撓みは、非合成桁ではば制限値いっばいの $1/660$ で、固有周期も同支間長のランガー桁と比較すればかなり長い。これが合成桁となると撓みは $1/1430$ となり周期も同支間長のランガー桁に非常に近くなる。

また合成桁の試設計から上記に加え、以下の結果を得た。

(9) 鉄筋の応力は死活荷重＋乾燥収縮で 970 kg/cm^2 程度、これに温度変化を加えても 1290 kg/cm^2 程度である。これは、下弦材から加えられる軸圧縮力が有利に作用したためである。

以上のことから総合的に判断し、筆者らはこの構造形式が十分実用に耐え得るものと考ええる。

最近、メンテナンスフリーをめざし、かなりの数のメッキ橋梁が架けられているが、本橋は構造が簡単であることからメッキ使用も可能である。この形式は、形状からどの場所にも適合するというわけではなく、架設地点の地形に制限が生ずるが、山間部の道路の橋としては適していると思われる。

架設工法についてはケーブルエレクション工法などを考えているが、本構造形式に適する合理的な架設工法の開発は今後の課題である。

なお構造解析は㈱横河技術情報所有の以下のプログラムを使用したことを付記する。立体骨組構造解析プログラム「LOAD SPACE」、有限変位解析プログラム「FISPLAN」、汎用有限要素法解析プログラム「SLEAPY」、平面骨組構造解析プログラム「LAHMEN/LEVEL 2」

参考文献

- 1) K. Wobner 他：Die Neckartal Brücke Weitingen, Der Stahlbau, p65～77, 1983.3.
- 2) 小西一郎編：鋼橋、設計編Ⅰ, 丸善, p351～353
- 3) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック, 橋梁年鑑等.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編(昭和55年2月版, 平成2年2月版).
- 5) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧, p190～231, 昭和54年2月.
- 6) 阿部英彦、中島章典他：合成逆アーチ橋に関する基礎的研究,
構造工学論文集Ⅲ Vol.37A, p1347～1356, 1991.3. 土木学会

(1991年9月30日受付)